

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Análisis y diseño estructural de un cuenco amortiguador para una presa
hidroeléctrica bajo condiciones extremas de carga conforme al ACI 318-19
y criterios de estabilidad del USACE

Trabajo de graduación en modalidad de Tesis presentado por Archie Castillo
Marsicovetere para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería
Civil

Guatemala
2025

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Análisis y diseño estructural de un cuenco amortiguador para una presa
hidroeléctrica bajo condiciones extremas de carga conforme al ACI 318-19
y criterios de estabilidad del USACE

Trabajo de graduación en modalidad de Tesis presentado por Archie Castillo
Marsicovetere para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería
Civil


Guatemala
2025

V.ºB.º

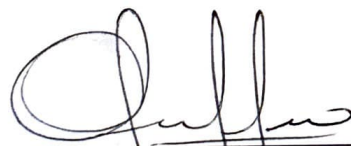


Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

Tribunal examinador.



Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta



Ing. Otoniel Alejandro Echeverría Castellanos



Ing. Danilo Antonio Rodríguez Cerón

Fecha de aprobación del examen de graduación

Guatemala, 9 de diciembre de 2025

PREFACIO

El presente trabajo de graduación surge con el propósito de poner en práctica y demostrar los conocimientos adquiridos a lo largo de mi formación como ingeniero civil, quedando en evidencia las competencias que logré desarrollar durante la carrera. Su realización busca aportar al diseño de infraestructuras hidráulicas seguras y eficientes, reconociendo la relevancia que poseen las presas en la gestión de los recursos hídricos y en la generación de energía. Si bien el estudio se limita al análisis de un componente específico de la presa, la función de este elemento resulta esencial para garantizar el correcto desempeño de la obra y la seguridad de las comunidades aledañas.

Quisiera agradecer a mi novia por ser mi motor y el mejor apoyo incondicional que pude haber pedido en esta vida. Valoro demasiado la paciencia que me diste durante este tiempo y que estuvieras junto a mí durante los tiempos difíciles para recordarme que no estoy solo. Gracias a ti he logrado ser una mejor versión de mí mismo, y solo basta en leer este trabajo para comprender lo lejos que he llegado. Este será de los primeros logros que te dedicaré a lo largo de nuestra vida juntos.

Agradezco a mi padres por todos los sacrificios que hicieron para permitirme estudiar en una universidad como esta. Siempre estuvieron pendientes de mí, inculcándome los valores y virtudes que me hacen la persona de hoy y el profesional del futuro. También agradezco a mi familia por su apoyo y todo el cariño que me han dado a lo largo de los años; me considero afortunado de estar rodeado de tanta gente que daría todo por mí, en las buenas y en las malas.

Agradezco a Lombardi, por darme mi primera oportunidad laboral. He aprendido incontables cosas en este trabajo que de caso contrario no lo hubiera logrado. Mis compañeros de trabajo han actuado como unos grandes consejeros que me han guiado en los principios de mi vida profesional y aportado conocimientos valiosos de ingeniería civil.

Agradezco a mis amigos, que siempre me recordaron que la vida también se trata de disfrutar. Hubiera sido más difícil completar mis estudios sin tener momentos en donde lograba desconectarme de mis obligaciones y crear buenas anécdotas.

Y finalmente quisiera agradecerme a mí mismo. Aunque esto suele salir de lo ordinario, no hubiera logrado completar este trabajo si no fuera por mi determinación y esfuerzo constante de sacar las cosas adelante. Estoy consciente de todos los sacrificios que fueron necesarios para poder haber llegado a este punto, y no puedo estar más orgulloso de cómo lo logré.

No puedo leer el futuro y saber si estoy destinado a la grandeza, pero si de algo tengo certeza es que no estoy destinado a fallar.

ÍNDICE GENERAL

LISTA DE TABLAS	V
LISTA DE GRÁFICAS	VIII
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTADO DE ACRÓNIMOS.....	XII
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XIV
I. INTRODUCCIÓN	1
II. JUSTIFICACIÓN.....	2
III. OBJETIVOS	3
3.1 OBJETIVO GENERAL	3
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
IV. MARCO TEÓRICO	4
4.1 HISTORIA DE PRESAS EN EL MUNDO	4
4.2 DIFERENTES USOS DE UNA PRESA	5
4.3 TIPOLOGÍA DE PRESAS	5
4.4 OBRAS COMPLEMENTARIAS DE LA PRESA.....	6
4.5 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA PARA LA PLANIFICACIÓN DE UNA PRESA.....	8
4.6 RESALTO HIDRÁULICO	12
4.7 SELECCIÓN DE CRECIDAS DE DISEÑO	18
4.8 ESTABILIDAD EXTERNA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO	26
4.9 CARGAS ACTUANTES EN EL CUENCO AMORTIGUADOR	30
4.10 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO	36
V. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	52
5.1 GENERALIDADES DEL PROYECTO.....	52
5.2 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....	53
5.3 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	54
5.4 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	56
5.5 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA PRESA.....	57
VI. CÁLCULO DEL RESALTO HIDRÁULICO DEL CUENCO AMORTIGUADOR	60
6.1 VELOCIDAD INICIAL DEL TIRANTE	60
6.2 CÁLCULO DE ALTURAS DEL RESALTO	61
6.3 LONGITUD DEL RESALTO HIDRÁULICO	62
6.4 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	64
VII. ACELERACIONES SÍSMICAS DEL PROYECTO	65
7.1 ÍNDICE DE SISMICIDAD.....	65
7.2 PROBABILIDAD DE SISMO DE DISEÑO	65

7.3	SELECCIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS	66
7.4	ELABORACIÓN DE ESPECTROS SÍSMICOS	67
7.5	SELECCIÓN DE COEFICIENTES SÍSMICOS	68
VIII.	ESTABILIDAD GLOBAL DEL CUENCO AMORTIGUADOR.....	69
8.1	DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA	69
8.2	CONDICIONES DE FRONTERA.....	70
8.3	CONDICIONES DE CARGA	71
8.4	PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	71
8.5	PRESIONES HIDROSTÁTICAS.....	73
8.6	PRESIONES GRANULARES.....	74
8.7	SUBPRESIÓN	76
8.8	ANCLAJES.....	80
8.9	CARGAS SÍSMICAS	81
8.10	COMBINACIONES DE CARGA	82
8.11	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	83
8.12	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL DE LAS LOSAS CENTRALES	95
IX.	CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO DEL CUENCO AMORTIGUADOR	98
9.1	ALCANCE DEL CÁLCULO	98
9.2	MATERIALES.....	99
9.3	COMBINACIONES DE CARGA	99
9.4	ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LAS SECCIONES EN VOLADIZO	100
9.5	ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL CUERPO MASIVO DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN.....	116
9.6	ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LAS LOSAS CENTRALES.....	131
X.	CONCLUSIONES	137
XI.	RECOMENDACIONES	138
XII.	BIBLIOGRAFÍA.....	140
XIII.	ANEXOS.....	144

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Probabilidades de condiciones de carga	26
Tabla 2. Factores de seguridad requeridos para deslizamiento – Estructuras críticas	28
Tabla 3. Factores de seguridad requeridos para flotación – Todas las estructuras	28
Tabla 4. Requisitos para la ubicación de la fuerza resultante – Todas las estructuras.....	28
Tabla 5. Clasificación de las condiciones de carga de los muros del cuenco amortiguador	29
Tabla 6. Clasificación de las condiciones de carga de las losas del cuenco amortiguador	30
Tabla 7. Designaciones, diámetros y áreas de varillas corrugadas métricas	37
Tabla 8. Espaciamiento máximo entre barras de refuerzo a cortante	45
Tabla 9. Combinaciones de carga utilizadas para el diseño estructural	46
Tabla 10. Tipos de carga.....	46
Tabla 11. Factor de modificación β_c	48
Tabla 12. Factor de modificación β_s	49
Tabla 13. Factor de modificación β_n	50
Tabla 14. Parámetros geotécnicos de las unidades del macizo rocoso.....	54
Tabla 15. Resultados estadísticos de las velocidad de onda de corte obtenidos mediante Down-Hole.....	55
Tabla 16. Parámetros geotécnicos del relleno de enrocado 4CC	56
Tabla 17. Caudales máximos obtenidos para los eventos extremos en la ubicación del sitio de presa	57
Tabla 18. Resumen de resultados de laminación del embalse.....	58
Tabla 19. Velocidades iniciales del resalto hidráulico.....	61
Tabla 20. Alturas del tirante hidráulico	62
Tabla 21. Longitudes del resalto hidráulico y zona de remolinos	63
Tabla 22. Resultados del comportamiento hidráulico del resalto generado en el cuenco amortiguador.....	64
Tabla 23. Nivel de proyección sísmica y probabilidad de sismo de diseño	66
Tabla 24. Ordenadas espectrales para proyecto en suelo tipo B en San Luis, Petén.....	66
Tabla 25. Parámetros para los eventos sísmicos MDE y OBE de San Luis, Petén	67
Tabla 26. Coeficientes sísmicos para los eventos de diseño del cuenco amortiguador.....	68
Tabla 27. Pesos específicos utilizados en el análisis de estabilidad global	72
Tabla 28. Niveles hidráulicos para las condiciones de carga dentro del cuenco amortiguador.....	72
Tabla 29. Capacidades mínimas de fluencia de los anclajes según diámetro de los anclajes	80
Tabla 30. Coeficientes sísmicos según condición de carga.....	81
Tabla 31. <i>Combinaciones de carga para los muros de contención del cuenco amortiguador.....</i>	82
Tabla 32. <i>Combinaciones de carga para las losas centrales del cuenco amortiguador</i>	83
Tabla 33. <i>Resumen de cargas Condición I: Primera sección del margen derecho</i>	88
Tabla 34. <i>Resumen de cargas Condición II: Primera sección del margen derecho.....</i>	88
Tabla 35. <i>Resumen de cargas Condición III: Primera sección del margen derecho</i>	89
Tabla 36. <i>Resumen de cargas Condición IV: Primera sección del margen derecho</i>	89
Tabla 37. <i>Resumen de cargas Condición I: Primera sección del margen izquierdo.....</i>	90
Tabla 38. <i>Resumen de cargas Condición II: Primera sección del margen izquierdo</i>	90
Tabla 39. <i>Resumen de cargas Condición III: Primera sección del margen izquierdo</i>	90

Tabla 40.	<i>Resumen de cargas Condición IV: Primera sección del margen izquierdo.....</i>	91
Tabla 41.	<i>Verificación de estabilidad ante flotación para los muros del margen derecho.....</i>	92
Tabla 42.	<i>Verificación de estabilidad ante flotación para los muros del margen izquierdo</i>	92
Tabla 43.	<i>Verificación de estabilidad ante deslizamiento para los muros del margen derecho....</i>	93
Tabla 44.	<i>Verificación de estabilidad ante deslizamiento para los muros del margen izquierdo..</i>	93
Tabla 45.	<i>Verificación de estabilidad ante volcamiento para los muros del margen derecho</i>	94
Tabla 46.	<i>Verificación de estabilidad ante volcamiento para los muros del margen izquierdo</i>	94
Tabla 47.	<i>Verificación de capacidad portante del suelo para los muros del margen derecho.....</i>	95
Tabla 48.	<i>Verificación de capacidad portante del suelo para los muros del margen izquierdo....</i>	95
Tabla 49.	<i>Resumen de cargas para las losas centrales del cuenco amortiguador (Condición I) .</i>	97
Tabla 50.	<i>Verificación de estabilidad ante flotación para las losas centrales</i>	97
Tabla 51.	<i>Combinaciones de carga adoptadas para el cálculo del acero de refuerzo.....</i>	99
Tabla 52.	<i>Dimensiones adoptadas para la banda unitaria de las secciones en voladizo</i>	100
Tabla 53.	<i>Factores de carga de peso propio para el modelo</i>	101
Tabla 54.	<i>Demandas máximas para la sección del muro en voladizo (margen izq.)</i>	104
Tabla 55.	<i>Demandas máximas para la sección del muro en voladizo (margen der.)</i>	105
Tabla 56.	<i>Demandas máximas para la sección de losa en voladizo (margen izq.)</i>	105
Tabla 57.	<i>Demandas máximas para la sección de losa en voladizo (margen der.).....</i>	105
Tabla 58.	<i>Peraltes efectivos en las secciones de los muros de contención</i>	110
Tabla 59.	<i>Refuerzo a flexión – Muro en voladizo (margen izquierda)</i>	110
Tabla 60.	<i>Refuerzo a flexión – Muro en voladizo (margen derecha)</i>	111
Tabla 61.	<i>Refuerzo a flexión – Losa en voladizo.....</i>	112
Tabla 62.	<i>Relación D/C – Momentos positivos</i>	112
Tabla 63.	<i>Relación D/C – Momentos negativos</i>	112
Tabla 64.	<i>Deformación unitaria del acero a flexión – Momentos positivos.....</i>	113
Tabla 65.	<i>Deformación unitaria del acero a flexión – Momentos negativos</i>	113
Tabla 66.	<i>Verificación de refuerzo mínimo– Armado de flexión para momento positivo.....</i>	113
Tabla 67.	<i>Verificación de refuerzo mínimo– Armado de flexión para momento negativo.....</i>	113
Tabla 68.	<i>Resistencia de diseño a cortante del concreto – Armado de flexión para momento positivo</i>	113
Tabla 69.	<i>Resistencia de va a cortante del concreto – Armado de flexión para momento negativo</i>	114
Tabla 70.	<i>Verificación a cortante – Armado de flexión para momento positivo</i>	114
Tabla 71.	<i>Verificación a cortante – Armado de flexión para momento negativo</i>	114
Tabla 72.	<i>Verificación de refuerzo mínimo por unidad de longitud</i>	114
Tabla 73.	<i>Refuerzo por contracción y temperatura en las secciones de voladizo.....</i>	115
Tabla 74.	<i>Cumplimiento de refuerzo a flexión en las secciones de voladizo – Momento positivo</i>	115
Tabla 75.	<i>Cumplimiento de refuerzo a flexión en las secciones de voladizo – Momento negativo</i>	115
Tabla 76.	<i>Procedimiento de cálculo del módulo de balasto k_v.....</i>	118
Tabla 77.	<i>Componentes elásticas de los nodos – Margen izquierda</i>	119
Tabla 78.	<i>Componentes elásticas de los nodos – Margen derecha</i>	119
Tabla 79.	<i>Cargas nodales por caso de carga – Muro en voladizo (margen izq.).....</i>	123
Tabla 80.	<i>Cargas nodales por caso de carga – Muro en voladizo (margen der.).....</i>	123

Tabla 81. <i>Cargas nodales por caso de carga – Losa en voladizo</i>	123
Tabla 82. <i>Demandas extremas de fuerza axial – Cuerpo masivo margen izquierda</i>	124
Tabla 83. <i>Demandas extremas de fuerza axial – Cuerpo masivo margen derecha</i>	124
Tabla 84. <i>Parámetros para la resistencia nominal a compresión de los puntales</i>	126
Tabla 85. <i>Verificación de resistencia de diseño de los puntales – Margen izquierda</i>	127
Tabla 86. <i>Verificación de resistencia de diseño de los puntales – Margen derecha</i>	127
Tabla 87. <i>Refuerzo mínimo distribuido</i>	127
Tabla 88. <i>Arreglo propuesto de refuerzo distribuido para los puntales</i>	128
Tabla 89. <i>Arreglo propuesto de refuerzo para tensores – Margen izquierda</i>	129
Tabla 90. <i>Arreglo propuesto de refuerzo para tensores – Margen derecha</i>	129
Tabla 91. <i>Procedimiento de cálculo de la resistencia de diseño a compresión de zonas nodales</i>	131
Tabla 92. <i>Relación demanda/capacidad de zonas nodales del STM</i>	131
Tabla 93. <i>Demandas máximas para la sección – Losa central</i>	133
Tabla 94. <i>Refuerzo a flexión – Losa central</i>	134
Tabla 95. <i>Relación D/C – Momentos</i>	135
Tabla 96. <i>Refuerzo por contracción y temperatura de la losa central</i>	135
Tabla 97. <i>Resistencia de diseño a cortante del concreto – Losa central</i>	136
Tabla 98. <i>Verificación a cortante – Losa central</i>	136

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Hidrogramas de proyecto para el sitio de presa según período de retorno	57
Gráfica 2. Curva H-Q obtenida mediante modelo 2D para el canal de restitución.....	59
Gráfica 3. Espectro sísmico MDE para el municipio de San Luis, Petén.....	67
Gráfica 4. Espectro sísmico OBE para el municipio de San Luis, Petén.....	68
Gráfica 5. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto – Muro en voladizo (margen izquierda).....	111
Gráfica 6. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto – Muro en voladizo (margen derecha)	111
Gráfica 7. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto – Losa en voladizo	112
Gráfica 8. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto– Losa central	135

LISTA DE FIGURAS

Ilustración 1. Principales variantes de presas de concreto	6
Ilustración 2. Ejemplo de vertedero	7
Ilustración 3. Esquema de vertedero y cuenco amortiguador de resalto hidráulico.....	7
Ilustración 4. Delimitación de cuenca hidrográfica	9
Ilustración 5. Sección transversal de boquilla de una presa de materiales graduados	9
Ilustración 6. Esquema de cargas de una cortina sujeta a efectos sísmicos	11
Ilustración 7. Esquema de resalto hidráulico en embalses.....	13
Ilustración 8. Esquema de carga del resalto hidráulico.....	13
Ilustración 9. Longitud de resalto hidráulico en términos de y_1	16
Ilustración 10. Tipos de resaltos hidráulicos.....	17
Ilustración 11. Curvas envolventes Francou-Rodier.....	19
Ilustración 12. Ajuste para la desviación estándar de la serie de precipitaciones máximas observadas	21
Ilustración 13. Ajuste para la media anual de la serie de precipitaciones máximas observadas	22
Ilustración 14. Ajuste de la media y desviación estándar en función de la longitud de registro....	22
Ilustración 15. Km como función de la duración de la lluvia y de la media corregida de las series anuales	23
Ilustración 16. Ejemplo de patrón isoyetal centrado sobre la cuenca	23
Ilustración 17. Determinación de las crecidas del proyecto.....	25
Ilustración 18. Método de línea de filtración para presiones de agua.....	30
Ilustración 19. Esfuerzos de subpresión con barrera de filtración implementada.....	31
Ilustración 20. Esquema de fuerzas laterales de suelo con nivel freático	33
Ilustración 21. Esquema de fuerzas hidrodinámicas existentes dentro de un análisis de estabilidad	35
Ilustración 22. Esquema de empuje sísmico activo para un relleno sin nivel freático.....	36
Ilustración 23. Diagrama de momento-curvatura para una viga de concreto reforzado con refuerzo de tensión solamente.	38
Ilustración 24. Esquema de distribución de esfuerzos de compresión no lineales del concreto	39
Ilustración 25. Esquema para determinar la deformación unitaria del acero	40
Ilustración 26. Variación de ϕ con relación a la deformación unitaria del acero a tensión.....	41
Ilustración 27. Ejemplo de diagrama de interacción nominal y diseño	43
Ilustración 28. Analogía de armadura	47
Ilustración 29. Clasificación de nodos	50
Ilustración 30. Ejemplificación del modelo de puntal tensor.....	51
Ilustración 31. Planta general de presa mixta	53
Ilustración 32. Curvas de nivel a cada 2 metros de la zona de la presa	54
Ilustración 33. Perfil geológico-geotécnico A-A perpendicular al eje de presa	55
Ilustración 34. Niveles de embalse que experimentará la presa.....	59
Ilustración 35. Esquema de puntos de referencia para la aplicación de la ecuación de Bernoulli .	60
Ilustración 36. Ejemplo de procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $T_r = 10,000$ años	63
Ilustración 37. Ubicación de municipio San Luis, Petén en mapa de zonificación sísmica	65

Ilustración 38. Vista en planta del cuenco amortiguador	69
Ilustración 39. Vista en planta del cuenco amortiguador (aguas debajo de la presa).....	70
Ilustración 40. Vista 3D de la presa	70
Ilustración 41. Esquemas de niveles de agua dentro del cuenco amortiguador	73
Ilustración 42. Niveles de río en condiciones de descarga de CMD.....	74
Ilustración 43. Esquema de cargas aplicadas a partir del suelo de relleno.....	74
Ilustración 44. Primera sección del muro de contención del cuenco amortiguador (margen derecha)	75
Ilustración 45. Prisma triangular equivalente adaptado a la primera sección del muro de contención en la margen derecha	76
Ilustración 46. Esquema de subpresión en margen derecha del cuenco para condiciones de carga I, III y IV	77
Ilustración 47. Esquema de subpresión en margen izquierda del cuenco para condiciones de carga I, III y IV	77
Ilustración 48. Esquema de subpresión en margen izquierda del cuenco para condición de carga II	78
Ilustración 49. Esquema de subpresión en margen izquierda del cuenco para condición de carga II	79
Ilustración 50. Esquema de subpresión de losas centrales para condición de carga II	80
Ilustración 51. Carga actuantes en el muro de contención bajo condiciones sísmicas	82
Ilustración 52. Vista en planta del margen izquierdo del cuenco amortiguador (aguas abajo).....	83
Ilustración 53. Dimensiones del muro de contención izquierdo (Tramo inicial).....	84
Ilustración 54. Dimensiones del muro de contención izquierdo (Tramo final).....	84
Ilustración 55. Vista en planta del margen derecho del cuenco amortiguador (aguas abajo)	85
Ilustración 56. Dimensiones del muro de contención derecho (Tramo 0m – 30m)	85
Ilustración 57. Dimensiones del muro de contención derecho (Tramo final)	86
Ilustración 58. Vista en planta de la propuesta de anclajes para el muro de la margen izquierda..	86
Ilustración 59. Propuesta de anclajes para la primera sección del muro de contención izquierdo	87
Ilustración 60. Punto de volcamiento del muro de contención derecho del cuenco	87
Ilustración 61. Vista en planta de la propuesta de anclajes para las losas centrales del cuenco amortiguador.....	96
Ilustración 62. Secciones representativas de cálculo en los muros laterales.....	98
Ilustración 63. Modelo de la sección del muro en voladizo izquierdo (banda unitaria) del cuenco amortiguador.....	101
Ilustración 64. Modelo de la sección de losa en voladizo (banda unitaria) del cuenco amortiguador	101
Ilustración 65. Cargas aplicadas en modelo de losa en voladizo para condición de MDE	102
Ilustración 66. Cargas aplicadas en modelo de losa en voladizo (margen izq.) para condición de CMD	102
Ilustración 67. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen izq.) para condición de MDE.....	102
Ilustración 68. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen izq.) para condición de CMD	103
Ilustración 69. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen der.) para condición de MDE.....	103

Ilustración 70. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen der.) para condición de CMD	104
Ilustración 71. Diagrama de momento para combinación U8 del muro en voladizo (margen izq.)	106
Ilustración 72. Diagrama de corte para combinación U8 del muro en voladizo (margen izq.) ...	106
Ilustración 73. Diagrama de momento para combinación U8 del muro en voladizo (margen der.)	107
Ilustración 74. Diagrama de corte para combinación U8 del muro en voladizo (margen der.) ...	107
Ilustración 75. Diagrama de momento para combinación U8 de la losa en voladizo (margen izq.)	108
Ilustración 76. Diagrama de corte para combinación U8 de la losa en voladizo (margen izq.)...	108
Ilustración 77. Diagrama de momento para combinación U8 de la losa en voladizo (margen der.)	109
Ilustración 78. Diagrama de corte para combinación U8 de la losa en voladizo (margen der.)...	109
Ilustración 79. Recubrimiento diseñado para las secciones en voladizo de los muros de contención	110
Ilustración 80. Esquema STM del cuerpo masivo – Margen izquierda	117
Ilustración 81. Esquema STM del cuerpo masivo – Margen derecha.....	117
Ilustración 82. Apoyos del esquema STM – Margen izquierda	120
Ilustración 83. Apoyos del esquema STM – Margen derecha.....	120
Ilustración 84. Conversión del momento a par de fuerzas en el STM	121
Ilustración 85. Cargas nodales que representan momento y cortante de la presión hidrostática en el muro en voladizo – Margen derecha.....	122
Ilustración 86. Cargas nodales que representan carga axial del peso propio del muro en voladizo – Margen izquierda	122
Ilustración 87. Diagramas de fuerza axial bajo combinación U8 – Margen izquierda	124
Ilustración 88. Diagramas de fuerza axial bajo combinación U7.3 – Margen derecha.....	125
Ilustración 89. Comportamiento de armadura interna – Margen izquierda	125
Ilustración 90. Comportamiento de armadura interna – Margen derecha.....	126
Ilustración 91. Zonas con refuerzo mínimo distribuido – Margen izquierda.....	128
Ilustración 92. Zonas con refuerzo mínimo distribuido – Margen derecha	128
Ilustración 93. Bosquejo final de acero a tensión – Margen izquierda	130
Ilustración 94. Bosquejo final de acero a tensión – Margen derecha.....	130
Ilustración 95. Vista en planta de la franja representativa seleccionada para las losas centrales.	131
Ilustración 96. Modelo de la sección de la losa central.....	132
Ilustración 97. Cargas aplicadas en modelo de losa central para condición de CMD	132
Ilustración 98. Cargas aplicadas en modelo de losa central para condición de MDE.....	133
Ilustración 99. Diagrama de momento para combinación U8 – Losa central	133
Ilustración 100. Diagrama de corte para combinación U8 – Losa central	134

LISTADO DE ACRÓNIMOS

ACRÓNIMO	DEFINICIÓN
PMP	Precipitación Máxima Posible
CMP	Crecida Máxima Posible
CMD	Crecida Máxima de diseño
OBE	<i>Operational Basis Earthquake</i>
MDE	<i>Maximum Design Earthquake</i>
ASTM	<i>American Society por Testing Materials</i>
msnm	Metros sobre el nivel del mar
NAMO	Nivel de avenida máxima de operación
NAME	Nivel de avenida máxima extraordinario
NCMP	Nivel de crecida máxima posible
PGA	Aceleración máxima del suelo (<i>Peak Ground Acceleration</i>)
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
STM	<i>Strut-Tie Method</i>

RESUMEN

Las presas hidráulicas son infraestructuras críticas cuya estabilidad debe garantizarse incluso ante condiciones extremas de operación. En este trabajo se desarrolló el análisis y diseño estructural de un cuenco amortiguador perteneciente a una presa hidroeléctrica, conforme las disposiciones del código *ACI 318M-19* y el Manual de Estabilidad del *USACE*. Se evaluaron los principales escenarios de sollicitación, incluyendo condiciones de operación normal, estado vacío del cuenco, sismo de diseño y crecida de diseño. A partir de estos casos se definió la geometría de los muros de contención y de las losas centrales, además de un arreglo de anclajes pasivos destinados a contrarrestar la subpresión generada por los elevados niveles de agua. Posteriormente, se verificó la estabilidad global del conjunto frente a volcamiento, deslizamiento, flotación y capacidad portante del suelo de cimentación, obteniendo factores de seguridad adecuados. Como siguiente paso se modelaron secciones representativas del cuenco mediante el software *Midas Gen 2026*, identificando los esfuerzos internos más críticos. Se analizaron tanto las secciones en voladizo de los muros de contención como un esquema conceptual de puntal-tensor para los cuerpos masivos, además de las losas centrales. Las combinaciones de carga se aplicaron siguiendo los criterios de diseño a resistencia, verificando los elementos frente a flexión, cortante y los requisitos de acero mínimo establecidos por el *ACI 318M-19*. El diseño estructural incluyó la propuesta de arreglos de refuerzo que aseguran el cumplimiento de dichas demandas. Los resultados demuestran la viabilidad técnica del cuenco amortiguador y respaldan su factibilidad como componente funcional de la presa, contribuyendo a la seguridad y operatividad del proyecto multipropósito.

ABSTRACT

Hydraulic dams are critical infrastructures whose stability must be guaranteed even under extreme operating conditions. This work presents the structural analysis and design of a stilling basin belonging to a hydroelectric dam, in accordance with the provisions of the ACI 318M-19 code and the USACE Stability Manual. The main loading scenarios were evaluated, including normal operating conditions, the empty basin state, the design earthquake, and the design flood. Based on these cases, the geometry of the retaining walls and central slabs was defined, together with an arrangement of passive anchors aimed at counteracting the uplift pressure generated by high water levels. Subsequently, the overall stability of the system was verified against overturning, sliding, flotation, and bearing capacity of the foundation soil, obtaining adequate safety factors. Representative sections of the basin were then modeled using Midas Gen 2026 software, identifying the most critical internal stresses. Both the cantilever sections of the retaining walls and a conceptual strut-and-tie model for the massive bodies were analyzed, as well as the central slabs. Load combinations were applied following strength design criteria, verifying the elements under flexure, shear, and minimum steel requirements established by ACI 318M-19. The structural design included proposed reinforcement layouts that ensure compliance with these demands. The results demonstrate the technical feasibility of the stilling basin and support its viability as a functional component of the dam, contributing to the safety and operability of the multipurpose project.

I. INTRODUCCIÓN

Las presas hidráulicas son estructuras de ingeniería fundamentales que a lo largo de los siglos, han permitido cumplir múltiples funciones como el control de crecidas, la redistribución de agua potable e incluso la generación de energía eléctrica. Estas obras presentan un alto grado de complejidad estructural, ya que se componen de una variedad de obras anexas que aseguran su correcto funcionamiento y la protección del entorno que las rodea. Entre estos elementos se encuentra el cuenco amortiguador, cuya función principal es contener el resalto hidráulico generado por la caída repentina del agua desde el vertedero, disipando su energía de forma controlada.

Aunque las presas ofrecen grandes beneficios, también conllevan riesgos importantes en caso de su fallo estructural. Las zonas potencialmente inundadas pueden sufrir daños económicos significativos y, sobre todo, poner en peligro a vidas humanas. Por esta razón, el diseño estructural de cada componente debe ejecutarse con especial rigurosidad, siguiendo procedimientos normativos que contemplen las condiciones más exigentes. Las estructuras hidráulicas no solo están expuestas al riesgo sísmico, que puede llegar a ser bastante severo en ciertas regiones, sino que también a crecidas que aumentan el nivel de contención y en consecuencia, las cargas a las que está sometida la estructura.

En este contexto, el presente trabajo documenta el proceso de diseño estructural de un cuenco amortiguador perteneciente a una presa hidroeléctrica. El desarrollo comprende dos fases principales: el análisis de estabilidad global, orientado a verificar el equilibrio de muros y losas frente a volcamiento, deslizamiento, flotación y capacidad portante; y el dimensionamiento del acero de refuerzo, con el fin de garantizar que los elementos de concreto reforzado resistan adecuadamente las demandas internas de flexión, cortante, tensión y compresión.

Dicho cálculo se sustenta en estudios complementarios que aportan la información necesaria para caracterizar las condiciones del proyecto y definir las cargas actuantes. Siguiendo las especificaciones del *USACE*, se establecieron condiciones de carga para la evaluación de la estabilidad global. Posteriormente, mediante software especializado, se modelaron secciones representativas del cuenco a fin de estimar los esfuerzos internos más críticos y de esta manera proponer arreglos de refuerzo que aseguren la resistencia requerida, garantizando un desempeño adecuado del cuenco amortiguador durante su operación ordinaria y ante eventos extremos.

II. JUSTIFICACIÓN

Las presas hidráulicas constituyen una de las infraestructuras más relevantes dentro de la ingeniería civil, ya que permiten cumplir múltiples funciones, como lo es el control de crecidas, el abastecimiento para riego y el aprovechamiento del recurso hídrico para la generación de energía. En países como Guatemala, estas obras son de vital importancia debido a su potencial para mitigar desastres naturales y mejorar el acceso al agua en regiones vulnerables.

Esta investigación se justifica en la necesidad de fortalecer el conocimiento alrededor del diseño estructural de una de las secciones más críticas de una presa: el cuenco amortiguador. Esta zona es fundamental para disipar la energía del agua que fluye por el vertedero y evitar la erosión aguas abajo. Sin embargo, su diseño presenta diversos desafíos técnicos que, si no se abordan adecuadamente, pueden comprometer la seguridad estructural de la obra y poner en riesgo a comunidades cercanas.

Lo que busca este estudio es proporcionar un procedimiento técnico claro y fundamentado que apoye a los ingenieros en el proceso de diseño del cuenco amortiguador, abordando los principales retos estructurales involucrados. Con ello, se busca contribuir a la reducción de errores de diseño y fomentar la implementación de soluciones más seguras y eficaces en el desarrollo de este tipo de infraestructuras en contextos similares.

III. OBJETIVOS

3.1 Objetivo general

Desarrollar el diseño estructural de un cuenco amortiguador para una presa hidroeléctrica bajo condiciones extremas de carga utilizando los códigos de diseño ACI 318M-19 y el manual *Stability Analysis of Concrete Structures*.

3.2 Objetivos específicos

1. Evaluar la estabilidad externa del cuenco amortiguador mediante el análisis de deslizamiento, flotación y ubicación de fuerza resultante dentro de su base, garantizando el cumplimiento de los factores de seguridad establecidos en el manual *Stability Analysis of Concrete Structures* (USACE).
2. Desarrollar una serie de modelos estructurales en el software Midas Gen que permita representar secciones características del cuenco amortiguador con el fin de evaluar las demandas máximas a las que está sometido el elemento estructural.
3. Calcular el acero de refuerzo requerido para el cuenco amortiguador a partir de las solicitaciones máximas resultantes del análisis de carga operacionales y condiciones extremas, implementando el código ACI 318M-19.
4. Proponer una solución constructiva que permita a la estructura del cuenco amortiguador resistir los efectos de flotación provocados por la subpresión generada por los niveles de agua asociados a la presa.

IV. MARCO TEÓRICO

4.1 Historia de presas en el mundo

Las civilizaciones antiguas tenían un rasgo en común; solían establecerse alrededor de fuentes de agua confiables. Sin embargo, algunas poblaciones enfrentaban condiciones climáticas adversas, con patrones irregulares de precipitación y veranos secos, lo que las obligaba a desarrollar métodos para recolectar y almacenar agua con el fin de garantizar su supervivencia.

En el Medio Oriente se han encontrado los embalses más antiguos del mundo, construidos alrededor del cuarto milenio a.C. El propósito de estas estructuras era “retener el agua de un río pequeño y aumentar la producción agrícola en tierras semiáridas aguas abajo” (Angelakis et al., 2024). A lo largo de la historia, esta función se mantuvo como la razón fundamental para la construcción de presas, permitiendo a las civilizaciones asegurar un suministro de agua constante y mejorar los sistemas de irrigación. Un ejemplo destacado es la presa de Ma’rib, ubicada en Yemen. Con una altura superior a los 15 metros y una longitud de 600 metros, este embalse abasteció un sistema de canales de irrigación durante más de mil años.

La construcción de embalses continuó a lo largo de los siglos y fue utilizada por distintas civilizaciones. Entre los años 206 a.C y 220 d.C., tuvo lugar la Dinastía Han en China. Durante este período, se llevaron a cabo importantes proyectos de conservación del agua para abastecer la capital, Cahng’an. Además, debido a las frecuentes sequías en la provincia de Shaanxi, se construyeron embalses para retener el agua del río Luohe y dirigirla hacia la producción agrícola.

Los romanos también construyeron embalses, aunque en mayoría eran de menor escala. “La mayoría de las presas romanas fueron construidas con fines agrícolas, para almacenar agua en períodos de sequía” (Angelakis et al., 2024). La presa Cornalvo, construida en el siglo I a.C. con concreto romano, sigue en funcionamiento en la actualidad. Otro ejemplo significativo es la presa de Proserpina, la cual abastecía de agua a la ciudad de Emérita Augusta, actualmente Mérida, España.

En la época contemporánea, la construcción de presas sigue siendo indispensable debido a sus múltiples usos. Gracias a los avances tecnológicos, estas estructuras han trascendido su propósito original de irrigación, suministro de agua y control de crecidas, convirtiéndose también en fuentes clave de generación de energía.

Un ejemplo emblemático es la Presa de las Tres Gargantas, ubicada en China, cuya construcción comenzó en 1994 y finalizó en 2006. Esta obra de ingeniería cuenta con “2335 metros de longitud y una altura máxima de 185 metros” (Angelakis et al., 2024) y alberga la planta hidroeléctrica de mayor capacidad del mundo, con 22,500 megavatios de potencia. Además de la generación de energía, esta presa cumple con otros propósitos estratégicos, como “fomentar el turismo de la región, el aumento de la capacidad de carga del río Yangtsé y la mitigación de inundaciones” (Angelakis et al., 2024).

Las Tres Gargantas es una de las presas más grandes del mundo, junto con la presa Guri en Venezuela y la presa Tucuruí en Brasil, ambas de gran importancia para el abastecimiento energético y el control hidráulico en sus respectivas regiones. No obstante, la construcción de estas megainfraestructuras ha generado debates sobre su impacto ambiental y social, incluyendo el desplazamiento de comunidades y la alteración de ecosistemas acuáticos.

4.2 Diferentes usos de una presa

Los objetivos de una presa hidráulica se pueden agruparse en dos categorías: aprovechamiento y defensa. El aprovechamiento va directamente relacionado al uso directo del recurso hídrico en beneficio de la sociedad. Una presa permite almacenar agua en el embalse y canalizarla posteriormente para diversos fines, tales como el riego agrícola, el abastecimiento de agua potable para el consumo humano y servicios municipales, usos industriales, y la generación de energía eléctrica.

Por otro lado, el almacenamiento de agua también cumple una función esencial en la defensa contra eventos hidrometeorológicos extremos, al permitir una liberación gradual y controlada del caudal. Este control de crecidas resulta altamente útil, ya que antes de la existencia de estas infraestructuras, estos desbordamientos repentinos podrían generar daños catastróficos a comunidades aledañas. La importancia de esta función se ha intensificado con los efectos del cambio climático, que han alterado los patrones de precipitación se han alterado y aumentado la frecuencia e intensidad de lluvias extremas.

Una ventaja destacada de las presas hidráulicas es su capacidad de responder a múltiples necesidades. Existen proyectos multipropósito, diseñados para cumplir simultáneamente con varios objetivos. En estos casos, es crucial definir claramente cuál será el propósito principal y cuáles serán los secundarios, de manera que la operación de la presa se optimice para maximizar los beneficios del conjunto.

4.3 Tipología de presas

4.2.1 Clasificación según el material

Las presas se pueden clasificar según los materiales empleados en su construcción. En la antigüedad, las primeras presas fueron edificadas con tierra, consistiendo en montículos que lograban detener el flujo de los ríos. Actualmente, las presas de materiales sueltos siguen siendo una opción viable, ya que emplean suelos y rocas disponibles en el sector, lo que las hace económicamente viables. Sin embargo, debido a sus propiedades mecánicas limitadas, requieren volúmenes de material significativamente mayores en comparación de otros tipos de presas.

Un ejemplo destacado es la presa Tarbela, ubicada en el río Indo, en Pakistán, con aproximada mente 143 metros de altura. Esta estructura fue construida para “ayudar a regular los caudales estacionales tanto para el riego de las llanuras del Indo aguas abajo como para la generación de energía hidroeléctrica” (Roca, 2012) y es una de las presas de material suelto más grandes en el mundo.

Sin embargo, con el avance de la ingeniería y la necesidad de estructuras más resistentes y duraderas, el concreto se convirtió en la opción predominante. “Debido a las propiedades del concreto para ser moldeado y tener una alta resistencia a la compresión” (Sandoval Erazo, 2018), este material se ha consolidado como el más utilizado en la construcción de presas.

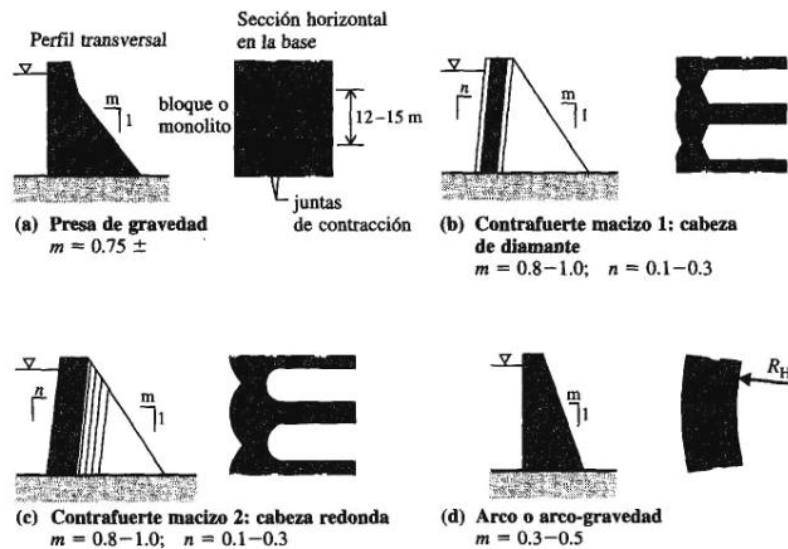
4.2.2 Clasificación según su tipología estructural

Las presas modernas de concreto suelen clasificarse en tres tipos principales: presas de gravedad, presas de contrafuerte y presas de arco. La presa de gravedad se caracteriza por depender completamente de su propio peso para su resistir las fuerzas del agua, y su “perfil es en esencial triangular, para asegurar estabilidad y evitar esfuerzos excesivos en la presa o su cimentación (Novak, Moffat & Nalluri, 2001)”.

Las presas de contrafuerte, por su parte, consisten “en un parámetro continuo aguas arriba soportado a intervalos regulares por un contrafuerte aguas abajo” (Novak, Moffat & Nalluri, 2001). Esta configuración permite reducir el volumen de concreto utilizado, aunque concentra los esfuerzos en zonas puntuales de cimentación, lo que exige una base de roca de alta calidad.

Las presas de arco se distinguen por tener una curvatura pronunciada aguas arriba, lo que le permite transmitir la mayor parte de los esfuerzos hacia los estribos o laderas del valle, en lugar de al lecho. Esta acción estructural, basada en la forma del arco, permite construir presas más delgadas y eficientes en cuanto al uso de materiales. Sin embargo, su viabilidad está limitada a valles estrechos con pendientes pronunciadas y estribos robustos, ya que la estabilidad de la presa “depende en su totalidad de la integridad de la roca de los estribos y la capacidad de resistir los empujes del arco sin deformaciones excesivas” (Novak, Moffat & Nalluri, 2001”).

Ilustración 1. Principales variantes de presas de concreto



Fuente: Novak, Moffat & Nalluri, 2001.

Debido al modo de operación estructural, se puede identificar como ciertos tipos de presa se desempeñan mejor en diferentes condiciones de proyecto. Las presas de gravedad y de contrafuerte comparten una “respuesta estructural dominante de acción vertical como voladizo” (Novak, Moffat & Nalluri, 2001), mientras que las de arco actúan principalmente mediante esfuerzos de compresión en cargo, seguidos por componentes en voladizo vertical.

4.4 Obras complementarias de la presa

4.4.1 Vertedero

El vertedero es una obra complementaria esencial que tiene como función principal “pasar el agua de las inundaciones de una manera segura aguas abajo cuando el embalse está lleno” (Novak, Moffat & Nalluri, 2001). Existen vertederos de tipo libre, en los que el agua fluye sin restricciones al superar cierto nivel; también existen vertederos controlados que permiten regular el caudal evacuado por medio de la apertura de compuertas. Generalmente, el vertedero se complementa con un canal de descarga que conduce el caudal de inundación de una forma segura hacia aguas abajo de la presa.

Ilustración 2. Ejemplo de vertedero

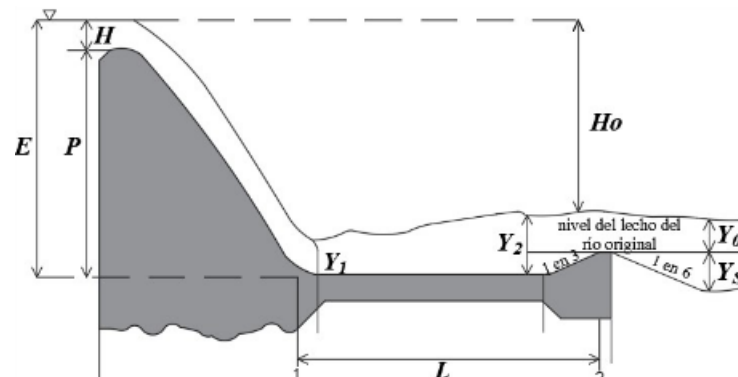


Fuente: BlackBoxGuild, 2025.

4.4.2 Cuenco amortiguador

El cuenco amortiguador es una estructura hidráulica de transición cuya función principal es disipar la energía del flujo proveniente del vertedero de la presa. Este caudal suele alcanzar velocidades elevadas, lo que puede provocar una erosión severa del terreno y cimentación aguas abajo si no se controla adecuadamente. La disipación de energía se logra mediante el del resalto hidráulico, una transición turbulenta caracterizada por “una intensa entrada de aire y grandes fluctuaciones de presión y velocidad” (Macián-Pérez, Vallés-Morán, De-Rossi-Estrada, Sánchez-Gómez & García-Bartual, 2024) que reduce considerablemente la energía del agua. El cuenco amortiguador, al inducir este fenómeno en condiciones controladas, protege el lecho del río y permite un retorno seguro del caudal al cauce natural.

Ilustración 3. Esquema de vertedero y cuenco amortiguador de resalto hidráulico



Fuente: Vásquez & Terrones, 2019.

4.4.3 Desagüe de fondo

El desagüe de fondo es una estructura ubicada en la parte inferior de la presa, diseñada para cumplir diversas funciones esenciales. En las presas de concreto, este sistema suele iniciar en el cuerpo de la presa, atravesándolo por completo, y está equipado con válvulas de regulación que vierten al cuenco amortiguador. Estas compuertas y válvulas permiten la evacuación de sedimentos acumulados manteniendo la capacidad del embalse como para “realizar desembalses controlados en caso de producirse problemas de seguridad en el sistema” (Santos Madrid González de la Aleja, s.f.).

4.4.4 Toma de agua

La toma de agua es el conjunto de estructuras diseñadas para extraer el agua del embalse de forma controlada, con el objetivo de conducirla hacia distintos usos. Esta captación puede destinarse para la generación de energía hidroeléctrica, el riego agrícola o al suministro de agua potable.

4.4.5 Obras de desvío

Las obras de desvío son obras de carácter temporal destinadas al manejo y control del cauce del río durante la fase constructiva de la presa. Su propósito principal es garantizar un área seca y segura para ejecutar las distintas etapas del proyecto. Según el caudal y las características del río, puede ser necesario implementar el desvío mediante varias fases. Este puede lograrse mediante la excavación de canales provisionales, la construcción de ataguías temporales, o incluso mediante el aprovechamiento de las conducciones previstas para el desagüe de fondo.

4.5 Características del área para la planificación de una presa

La planificación de una presa requiere la realización de estudios detallados que permitan comprender a fondo las condiciones del sitio propuesto. Estos análisis son fundamentales para asegurar un diseño exitoso y eficiente, que optimice el aprovechamiento del recurso hídrico almacenado en el embalse y garantice la estabilidad estructural a lo largo del tiempo. Es importante considerar estas características, ya que de caso contrario, se podría comprometer la seguridad de los trabajadores, de las comunidades cercanas y de la infraestructura misma, además de representar una pérdida significativa de recursos e inversión.

4.5.1 Estudios hidrológicos

Los estudios hidrológicos son fundamentales para la planificación de una presa, y se dividen en dos áreas: evaluación del recurso hídrico disponible y estudio de avenidas.

Por un lado, es necesario “cuantificar el recurso hídrico disponible y su distribución temporal y espacial” (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s.f.) con el fin de estimar la capacidad de regulación del embalse y su explotación a lo largo del año. Este estudio de regulación permite optimizar el uso del agua para los fines del proyecto, como lo puede ser el abastecimiento, riego o generación hidroeléctrica.

Por otro lado, el estudio de avenidas tiene como objetivo realizar un análisis mediante “la estimación de los volúmenes de escurrimiento, el funcionamiento del embalse y el cálculo del volumen de lodos” (Arreguín Cortés, 2021). Según la Guía Técnica No. 4 del Comité Nacional Español de Grandes Presas, deben considerarse como mínimo dos escenarios:

- Una crecida ordinaria, correspondiente al nivel máximo con el que operará normalmente el embalse.
- Una crecida extrema, que representa un escenario límite que la presa debe ser capaz de soportar sin fallas estructuralmente.

4.5.2 Topografía

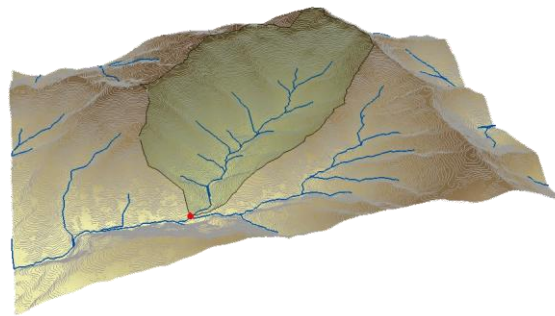
El estudio topográfico es esencial para conocer en detalle las condiciones físicas del terreno donde se proyecta la construcción de una presa. Preferiblemente, este reconocimiento se realiza mediante técnicas satelitales, complementadas con inspecciones terrestres que verifiquen y ajusten los datos obtenidos. El objetivo principal es que “la zona cartografiada cubra con amplitud el terreno que se prevea quedará afectado por las obras principales o auxiliares” (Comité Nacional Español de Grandes Presas, s.f.).

Estos estudios también se relacionan estrechamente con los análisis hidrológicos, ya que permiten generar planos que identifican las áreas potencialmente inundables bajo distintos escenarios, tanto operativos como extremos.

Los levantamientos topográficos abarcan diversas actividades fundamentales para el diseño de una presa. Entre los más relevantes se destacan:

- Levantamiento de la cuenca hidrográfica: consiste en delimitar el polígono formado por los parteaguas, en otras palabras, la superficie del terreno donde se recoge el agua que fluye hacia el cauce principal del proyecto. Esta delimitación es crucial como base para el estudio hidrológico.

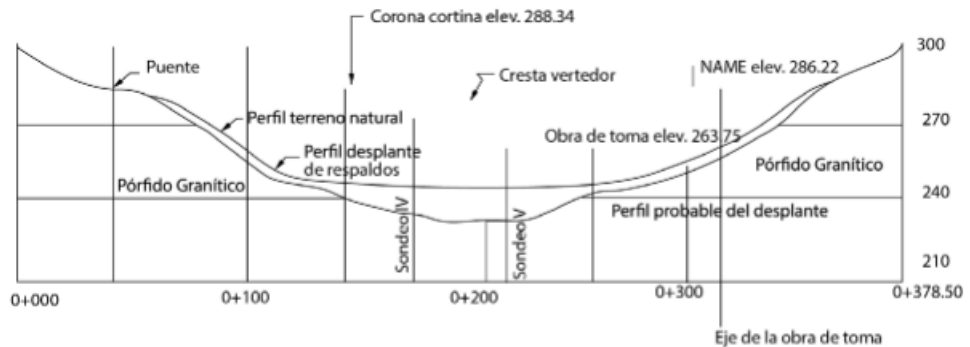
Ilustración 4. Delimitación de cuenca hidrográfica



Fuente: franzpc, 2021.

- Levantamiento del vaso de almacenamiento: A través de los planos generados de curvas de nivel, se puede calcular la capacidad del área inundada, permitiendo estimar “el volumen de agua que quedaría almacenado para cada altura de la cortina” (Escuela de Educación Superior Tecnológica Pública de Gestión Privada, 2015).
- Levantamiento de la boquilla: una vez localizado el eje probable de la cortina, se realiza un perfil transversal del terreno para analizar la geometría de la boquilla. La forma de la boquilla tiene un gran impacto para la selección de la presa, por lo que es importante estudiar en buen detalle el eje seleccionado.

Ilustración 5. Sección transversal de boquilla de una presa de materiales graduados



Fuente: Arreguín Cortés, 2021.

4.5.3 Geología

Los estudios geológicos tienen como objetivo principal auxiliar en el diseño de la cimentación de una presa. Conocer las características del suelo y la roca permite garantizar que la estructura no sufra hundimientos, deformaciones excesivas ni fallos que comprometan la seguridad del proyecto (Carlos Quinto, 2022). Para ello, se realizan estudios geotécnicos para llevar a cabo el reconocimiento geotécnico del sitio, entre los que destacan:

- Análisis granulométricos por tamizado (ASTM-D-422)
- Límites de consistencia: límite líquido (ASTM-D-423) y límite plástico (ASTM-D-424)
- Contenido de humedad (ASTM-D-2216)
- Ensayo Proctor modificado para determinar la compactación óptima (ASTM-D-1557)
- La clasificación de suelos (ASTM-D-2487).

En presas de materiales sueltos, la cimentación puede realizarse incluso sobre suelos o roca de baja resistencia, siempre que se controlen posibles modos de fallo como:

- Asentamientos por suelos blandos compresibles
- Asentamientos por drenajes del cimiento
- Sifonamiento y erosión interna
- Rotura circular

En cambio, las presas de concreto requieren cimentaciones sobre roca. Para estas, es necesario evitar configuraciones geológicas desfavorables, como:

- Estratos con buzamiento aguas arriba cortados por fallas inclinadas aguas abajo
- Buzamientos aguas abajo
- Buzamientos verticales u horizontales
- Presencia de fallas activas bajo el eje de la presa
- Roturas por esfuerzo cortante en rocas blandas.

En adición a los parámetros geotécnicos de la cimentación, es indispensable analizar la estabilidad de las laderas del vaso de la presa. La saturación del terreno puede desestabilizar las pendientes, por lo que debe investigarse la presencia de masas potencialmente deslizables. Este análisis suele iniciarse con fotografía aérea, identificando zonas sospechosas, para luego proceder a un estudio detallado donde se determinan los límites posibles de movimiento, volúmenes involucrados, espesor, entre otros (Gómez López de Munain, s.f.).

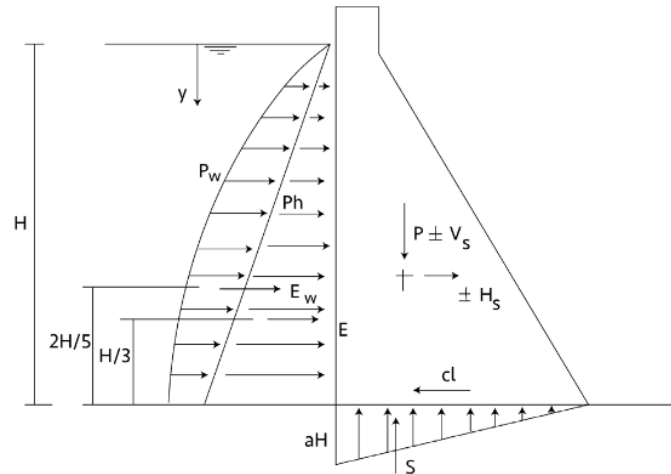
4.5.4 Estudio sísmico

El análisis sísmico del sitio es fundamental en el diseño de presas, ya que su ubicación respecto a los bordes de placas tectónicas determina la intensidad de la actividad sísmica. Esta actividad genera vibraciones en la corteza que pueden comprometer la estabilidad de la estructura. Con base en la ubicación y el tipo de suelo, se elabora un espectro sísmico que permite estimar las aceleraciones que la estructura podría experimentar en función de su período.

Para las presas hidráulicas, la evaluación del comportamiento sísmico es especialmente compleja, debido a la interacción existente entre presa-agua-cimentación. Este análisis contempla acciones diversas acciones dinámicas, como lo es “las fuerzas sísmicas horizontales y verticales en la cortina, las fuerzas hidrodinámicas del agua, la posibilidad de excitación múltiple en la base, los

efectos sísmicos en los sedimentos y el terreno, la disipación de energía mediante histéresis del concreto, la radiación y la absorción de ondas” (Arreguín Cortés, 2021).

Ilustración 6. Esquema de cargas de una cortina sujeta a efectos sísmicos



Fuente: Arreguín Cortés, 2021.

Existen distintos métodos para realizar este análisis, desde métodos simplificados como el método pseudoestático o el de Newmark, hasta enfoques más detalladas como es la utilización de métodos finitos o diferencias finitas (García Aguilar, 2016). Especialmente en zonas sísmicamente activas, este estudio impone restricciones críticas al diseño, por lo que es indispensable abordarlo con rigor.

4.5.5 Evaluación del impacto ambiental

La evaluación del impacto ambiental “es un instrumento cuyo objetivo es prevenir, mitigar y restaurar los daños al ambiente así como la regulación de obras o actividades para evitar o reducir los efectos negativos del ambiente” (Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2018). Estos impactos pueden clasificarse según ocurran durante la construcción o la operación de la obra.

Durante la operación, el control artificial del flujo de agua modifica el régimen hidrológico natural aguas abajo, dificultando la adaptación de ecosistemas a estas nuevas condiciones. Esta alteración también afecta la recarga de los acuíferos subterráneos, reduciendo los tiempos de infiltración debido a la reducción del recurso. En el interior del embalse, los cambios en la temperatura, oxígeno disuelto, nutrientes que terminarán alterando a las poblaciones de vegetación y fauna dependientes de este recurso (Romero Gil, s.f.).

En el ámbito biótico, aunque la formación del embalse puede favorecer la proliferación de algunas especies de fitoplancton y fauna, “las fluctuaciones en el nivel de las aguas por desembalses que pueden producirse pueden provocar la disminución de la vegetación en los márgenes del embalse” (Romero Gil, s.f.). Además, la presa actúa como una barrera física para la migración de presa, impidiendo su movilización y afectando sus ciclos reproductivos.

Dado que estos efectos son inevitables, la evaluación del impacto ambiental debe lograr identificar medidas de mitigación y restauración que garanticen la sostenibilidad ecológica del proyecto sin comprometer los beneficios del mismo.

4.5.6 Análisis socioeconómicos

El análisis socioeconómico de un proyecto hidráulico permite valorar los costos y beneficios del proyecto hidráulico en términos monetarios desde una perspectiva de bienestar social. Generalmente se adopta un enfoque de análisis coste-beneficio, en el cual se busca maximizar el bienestar social más que obtener rentabilidad financiera directa (Arrojo Agudo & López Gracia, 1998).

Este tipo de evaluación considera impactos como el acceso a agua potable, el riego agrícola, la prevención de inundaciones y la generación de energía hidroeléctrica. Cada uno de estos beneficios se traduce en mejoras tangibles para las comunidades, aunque no generen un retorno económico inmediato. Este estudio económico debe realizarse para todas las alternativas factibles y “escoger la que tenga un costo total mínimo esperado” (Arreguín Cortés, 2021).

4.6 Resalto hidráulico

El resalto hidráulico es un tipo de fenómeno característico de los flujos rápidamente variados, en donde se presenta un cambio brusco en el tirante del agua acompañado de una pérdida significativa de energía. Este fenómeno sucede comúnmente “al pie de las estructuras hidráulicas tales como vertederos, salidas de compuertas y cuencos disipadores de energía” (Aguilar, 2014), donde la caída abrupta de la corriente propicia la aparición.

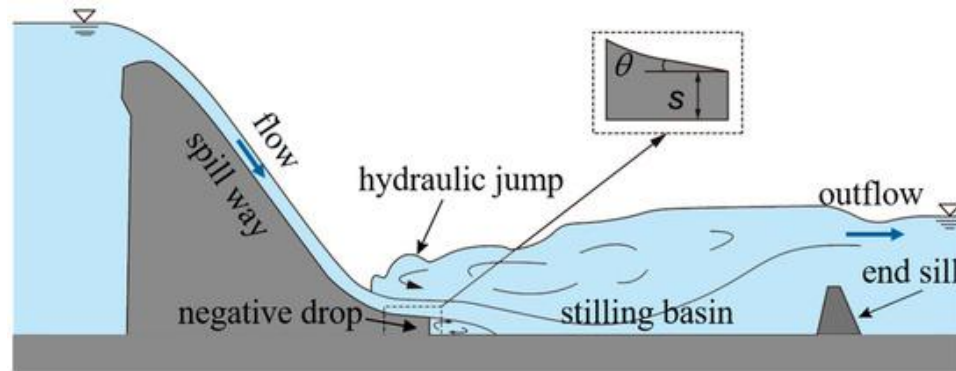
A partir de las leyes del movimiento, como la segunda ley de Newton, la teoría gravitacional y la ley de viscosidad, se puede deducir una ecuación que describe el equilibrio del flujo uniforme de canales. Esta se conoce como la condición de fuerza específica mínima, que representa el “ímpetu mínimo que se requiere en una sección de flujo para mantener el movimiento del flujo” (Mejía, 2004).

Según Rodríguez (2009), desde una perspectiva de aguas abajo, el flujo busca mantener su condición de flujo subcrítico, lo que genera un conflicto con el flujo supercrítico. Esta transición puede resolverse mediante tres situaciones:

1. Formación del resalto hidráulico si la fuerza específica en ambas secciones es equivalente.
2. Desarrollo del flujo supercrítico a lo largo del canal si la fuerza específica de entrada resulta mayor que la de salida.
3. Desarrollo del flujo subcrítico a lo largo del canal si la fuerza específica de entrada resulta menor que la de salida.

A partir de este análisis, se logra deducir que para permitir la formación de un resalto hidráulico en un canal horizontal, es indispensable que se cumpla la condición de equilibrio entre las fuerzas específicas de entrada y salida.

Ilustración 7. Esquema de resalto hidráulico en embalses



Fuente: Jiang et al., 2025.

4.6.1 Número de Froude

El número de Froude representa la “relación entre las fuerzas de inercia en un sistema a los efectos debido a la gravedad” (Rapp, 2017). Este parámetro adimensional permite caracterizar el régimen del flujo en canales abiertos y se calcula mediante la siguiente expresión:

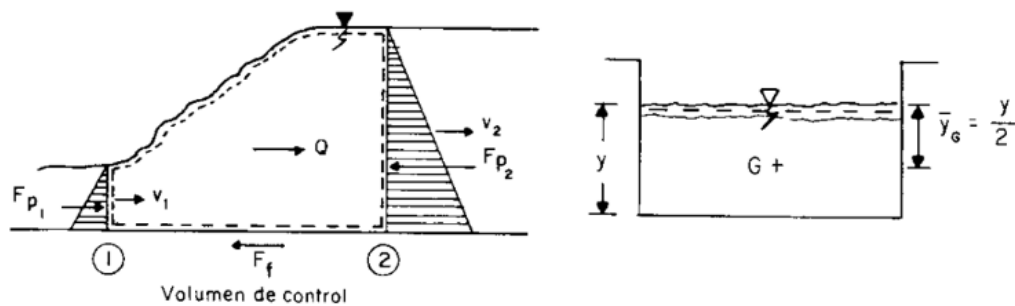
$$NF_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

$$NF_1^2 = \frac{V_1^2}{gy_1} \quad (1)$$

Donde F_1 es un parámetro adimensional, V_1 es la velocidad de flujo antes del resalto hidráulico, y_1 es el tirante del flujo antes del resalto y g es la aceleración gravitacional. Debido a la predominancia de las fuerzas gravitacionales en un canal de amortiguamiento, el número de Froude es más adecuado para su análisis que otros parámetros como el número de Reynolds. En este contexto, Bakhmeteff y Matzke “demostraron en 1936 su utilidad al relacionar las características de los cuencos disipadores con el cuadrado del número de Froude, al que denominaron el factor cinético de flujo” (Peterka, 1984).

4.6.2 Ecuación del resalto hidráulico en un canal horizontal con sección rectangular

Ilustración 8. Esquema de carga del resalto hidráulico



Fuente: Aguilar, 2014.

Al abalizar un canal con sección rectangular, la condición fundamental para que se produzca un resalto hidráulico es que las fuerzas específicas antes y después del fenómeno sean equivalentes. Esta relación entre los tirantes antes y después del resalto pueden determinarse aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento, la cual se basa en el producto de la masa del flujo por su velocidad.

$$F_{p1} - F_{p2} = \rho Q(v_2 - v_1) \quad (2)$$

El empuje hidrostático de un canal rectangular se puede calcular de la siguiente manera:

$$F_p = \rho g \left(\frac{b * y^2}{2} \right) \quad (3)$$

Utilizando la ecuación 2 de referencia, se logra concluir que el momento de la fuerza específica es equivalente a lo siguiente:

$$M = F_p + \rho Qv \quad (4)$$

Dado el principio de conservación de momento, se establece que el momento resultante del flujo antes del resalto debe ser igual al momento resultante después del mismo. Al aplicar este principio y sustituir la ecuación 4 con los parámetros correspondientes para una sección rectangular, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} M_1 &= M_2 \\ \rho g * \frac{by_1^2}{2} + \frac{\rho Q^2}{A} &= \rho g * \frac{by_2^2}{2} + \frac{\rho Q^2}{A} \\ \frac{b * y_1^2}{2} + \frac{Q^2}{gby_1} &= \frac{by_2^2}{2} + \frac{Q^2}{gby_2} \\ \frac{b}{2}(y_1^2 - y_2^2) &= \frac{Q^2}{gb} \left(\frac{1}{y_2} - \frac{1}{y_1} \right) \\ \frac{b}{2}(y_1 - y_2)(y_1 + y_2) &= \frac{Q^2}{gb} \left(\frac{y_1 - y_2}{y_2 y_1} \right) \\ \frac{y_1 + y_2}{2} &= \frac{Q^2}{gb^2} \left(\frac{1}{y_1 y_2} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

Sustituyendo Q/b por una variable q , que representa el caudal unitario en un canal de sección rectangular, se simplifica el planteamiento matemático:

$$y_1 + y_2 - \frac{2q^2}{gy_1 y_2} = 0 \quad (6)$$

Multiplicar la ecuación 6 por y_2 permite reorganizar los términos de forma que se obtenga una expresión cuadrática en función de y_2 . Esta reestructuración permite aplicar la fórmula general para ecuaciones cuadráticas y así encontrar las raíces de la ecuación:

$$y_2^2 + y_1 y_2 - \frac{2q^2}{gy_1} = 0$$

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} \pm \sqrt{y_1^2 + \frac{8q^2}{gy_1}} \quad (7)$$

La ecuación obtenida permite calcular el tirante en la sección de salida del resalto hidráulico en un canal de sección rectangular. Para facilitar el análisis, se expresará el caudal unitario q en función de la velocidad y del tirante antes del resalto, considerando que $q = v_1 y_1$.

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} \pm \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2v_1^2 y_1^2}{gy_1}} \quad (8)$$

A esta ecuación se le puede incorporar la expresión del número de Froude, definida en la ecuación (1), para relacionar los tirantes antes y después del resalto hidráulico en términos adimensionales.

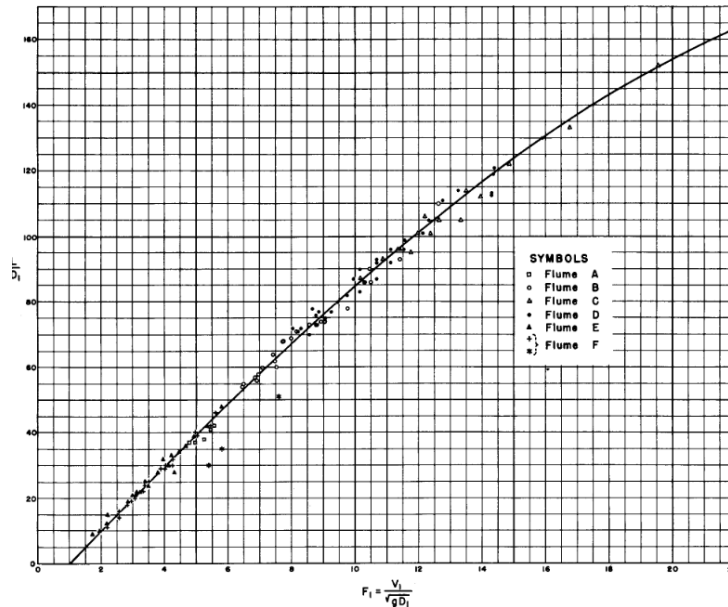
$$\begin{aligned} y_2 &= -\frac{y_1}{2} \pm \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + 2NF_1^2 y_1^2} \\ y_2 &= -\frac{y_1}{2} \pm \sqrt{\frac{y_1^2}{4} (8NF_1^2 + 1)} \\ y_2 &= -\frac{y_1}{2} + \frac{y_1}{2} \sqrt{8NF_1^2 + 1} \\ \frac{y_2}{y_1} &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{8NF_1^2 + 1} - 1 \right) \end{aligned} \quad (9)$$

4.6.3 Longitud de resalto

La longitud del resalto se define como la distancia entre la sección donde inicia el cambio brusco del flujo y el punto inmediato aguas abajo donde finaliza la zona turbulenta asociada al fenómeno. Este parámetro tiene una finalidad bastante práctica, ya que permite determinar la longitud necesaria del cuenco amortiguador para garantizar la disipación de energía.

La determinación de este parámetro ha sido principalmente experimental con dos maneras de representar gráficamente la magnitud. La primera consiste en “correlacionar la longitud del resalto con el tirante inicial en función del número de Froude aguas arriba” (Peterka, 1984).

Ilustración 9. Longitud de resalto hidráulico en términos de y_1



Fuente: Peterka, 1984.

En adición a la longitud del resalto, también es posible determinar la longitud de los remolinos. El efecto de los remolinos describe la turbulencia y recirculación del agua que se forman en la cresta de un resalto hidráulico, donde el agua pasa abruptamente de un régimen de flujo rápido a uno lento. La longitud del remolino se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$L_r = 4.5 * y_2 \quad (10)$$

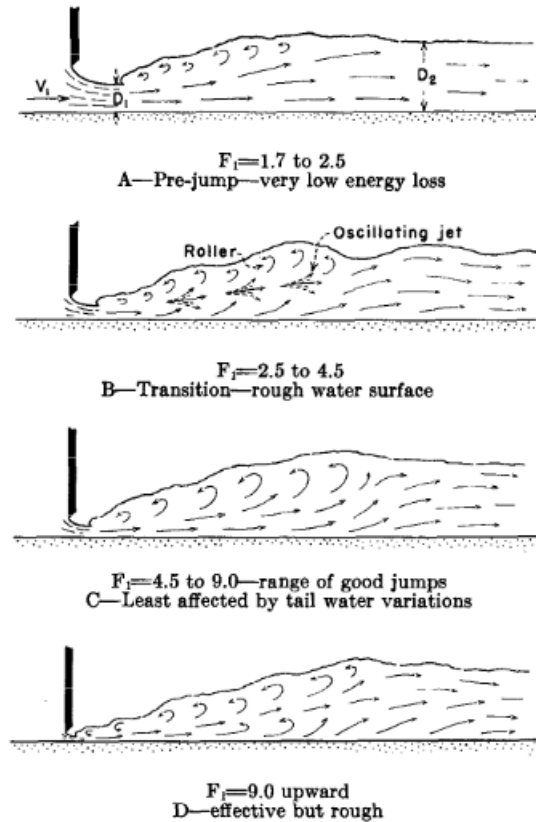
4.6.4 Tipos de resaltos hidráulicos

Los resaltos hidráulicos pueden clasificarse según el número de Froude de la sección de entrada (NF_1). Esta clasificación, propuesta a partir de los estudios realizados por el U.S. Bureau of Reclamation, se detallan a continuación:

- $NF_1 = 1$. El flujo es crítico, por lo que no se forma resalto.
- $1 < NF_1 < 1.7$. Se genera una pequeña ondulación superficial a partir de una ligera diferencia entre los tirantes y_1 y y_2 .
- $1.7 < NF_1 < 2.5$. Denominado como resalto débil. Se genera una serie de pequeños remolinos superficiales que se intensificarán mediante el número se acerque a 2.5.
- $2.5 < NF_1 < 4.5$. Denominado como resalto de transición. Tiene un comportamiento pulsante, sin periodicidad definida. El chorro entrante oscila entre el fondo y la superficie.
- $4.5 < NF_1 < 9.0$. Denominado como resalto estabilizado. En este rango, el chorro de alta velocidad choca con el remolino superficial justo en el mismo plano vertical, lo que permite una mejor estabilidad del flujo. El salto es balanceado y es por ello que la disipación de energía es bastante eficiente, oscilando entre 45% y 70%.
- $NF_1 > 9.0$. Estos resaltos son ocasionados por una velocidad inicial bastante alta y un tirante pequeño en comparación. En este régimen, el chorro de entrada tiende a formar paquetes de agua que ruedan sobre la cara frontal del resalto y caen de

forma intermitente sobre el chorro principal, provocando fuertes turbulencias y olas secundarias aguas abajo. Este comportamiento es capaz de disipar hasta el 85% de la energía.

Ilustración 10. Tipos de resaltos hidráulicos



Fuente: Peterka, 1984.

Con base en los distintos tipos de resalto hidráulico, se pueden establecer ciertas consideraciones prácticas para el diseño de cuencos amortiguadores. En el caso de los resaltos débiles, no existe mayor requerimiento más allá de asegurar una longitud suficiente para permitir su desarrollo completo. En contraste, los resaltos de transición presentan una serie de complicaciones, siendo la principal la generación de olas. Debido a esto, cuando lo es posible, el “resalto puede llevarse al rango deseado alterando las dimensiones de la estructura” (Peterka, 1984).

Para los resaltos estabilizados, no suelen presentarse mayores dificultades en términos de comportamiento hidráulico. Sin embargo, existe la posibilidad de incorporar arreglos de deflectores y umbrales dentro del cuenco para acortar la longitud necesaria de la estructura. Finalmente, para resaltos con números de Froude superiores a 10, se advierte que el diseño deberá contemplar cuencos de gran profundidad acompañados de muros perimetrales altos debido al alto diferencial de tirantes.

4.7 Selección de crecidas de diseño

Una crecida de diseño para un embalse se define como “la avenida con probabilidad y magnitud adecuadas, adoptada para garantizar la seguridad de la presa conforme a la norma de seguridad correspondiente a las consecuencias de una falla” (ICOLD, 1992). La selección de esta crecida es una decisión crítica que incide directamente en el dimensionamiento de la estructura hidráulica.

La selección se basa en un análisis que considera los registros históricos de precipitación y caudal. Estos datos pueden obtenerse mediante mediciones directas, cálculos con apoyo informático o la aplicación de principios hidrológicos. Cuanto mayor sea la longitud y calidad de los registros disponibles, más confiable será la estimación de la distribución probabilística empleada en las simulaciones de los procesos hidrológicos, y por ende, más precisa la definición de la crecida de diseño.

4.7.1 Cálculo de crecidas según datos de caudal

4.7.1.1 Métodos históricos

La recopilación sistemática de datos sobre crecidas es un proceso relativamente reciente; antes del siglo XVIII, existe muy poca información disponible para evaluar las crecidas de diseño en embalses. Debido a ello, “los ingenieros debían basarse en información sobre los niveles máximos de agua alcanzados durante inundaciones históricas” (ICOLD, 1992). Con el desarrollo de métodos de monitoreo y bases de datos hidrológicas, esta información histórica se ha dejado en segundo plano, aunque puede servir para complementar enfoques más modernos.

A partir de los niveles máximos registrados, se realiza un análisis hidrológico para estimar los caudales máximos, comúnmente mediante la aplicación de la fórmula de flujo uniforme de Manning. Sin embargo, este paso genera incertidumbre, ya que con el paso del tiempo es difícil conocer con exactitud las condiciones del cauce en ese momento (geometría, pendientes longitudinales, características del flujo, etc.).

Aunque este enfoque ha sido sustituido por otros métodos más confiables, “los datos históricos pueden contribuir significativamente al conocimiento sobre crecidas máximas y pueden utilizarse para extrapolar datos hidrológicos, reduciendo el error muestral y aumentar la fiabilidad de los métodos estadísticos” (ICOLD, 1992).

4.7.1.2 Aplicación de fórmulas empíricas y regionales

Las fórmulas empíricas suelen clasificarse en tres categorías principales:

1. Fórmulas en las que el caudal máximo tiene una relación directa con el área de la cuenca
2. Fórmulas en las que el caudal depende del área de la cuenca, así como de otras características topográficas y meteorológicas.
3. Fórmulas que incorporan el período de retorno en el cálculo del caudal. (ICOLD, 1992)

Debido a que la formación de crecidas y su propagación constituye un fenómeno hidrológico complejo, estas fórmulas no buscan otorgar un valor exacto del caudal pico, sino una estimación razonablemente confiable. Por ello, su uso está mayormente limitado a regiones con escasa disponibilidad de datos hidrológicos.

4.7.1.3 Curvas envolventes

Esta metodología consiste en trazar una curva que funciona como un límite superior de los caudales máximos esperados para dicha región. Para esto, “los picos máximos de crecida observados en una región hidrológicamente homogénea se grafican en función del área de la cuenca, y se traza una curva envolvente por encima de estos puntos” (ICOLD, 1992).

A partir de este concepto, los ingenieros Francou y Rodier desarrollaron una fórmula que permite estimar estos valores:

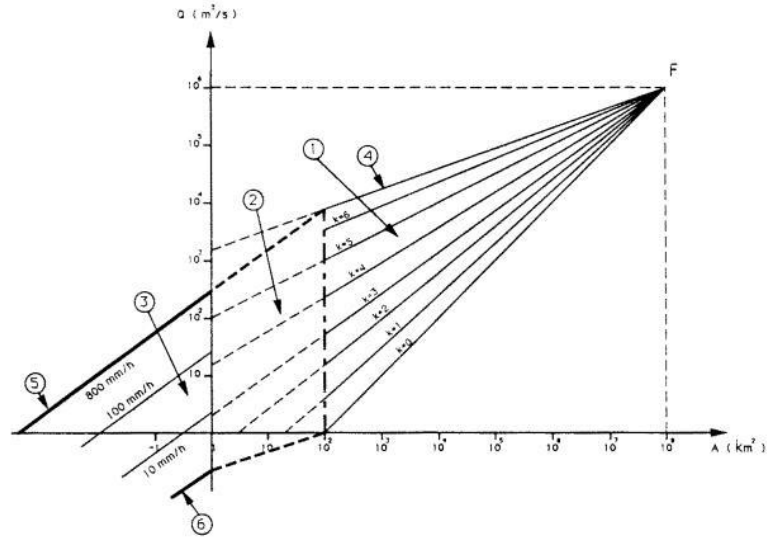
$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-K/10}$$

Donde:

- Q = caudal máximo estimado [m³/s]
- A = área efectiva de la cuenca [km²]
- Q₀ = 10⁶ m³/s
- A₀ = 10⁸ km²
- K = coeficiente regional, con valores entre 0 y 6 según la región

Cabe señalar que esta ecuación solo se recomienda para cuencas mayores a 100 km², ya que “por debajo de este límite, el pico máximo de caudal tiende a depender cada vez más exclusivamente de la intensidad máxima de precipitación” (ICOLD, 1992). Es por ello que su uso en cuencas pequeñas puede llevar a sobreestimaciones significativas.

Ilustración 11. Curvas envolventes Francou-Rodier



Fuente: ICOLD, 1992.

4.7.1.4 Análisis de frecuencia de crecidas

Dado que el caudal de un río varía con el tiempo, este método se basa en obtener promedios de caudal para intervalos de tiempo bien definidos (hora, día, mes o año). Esta muestra de datos “puede luego ser procesada mediante el cálculo de probabilidades y los métodos estadísticos usuales” (ICOLD, 1992). Para que el análisis sea válido, es fundamental que la población de datos

sea homogénea y sus características se mantengan estacionarias, es decir, sin cambios sistemáticos a lo largo del tiempo.

Mediante el uso de técnicas de extrapolación estadística, es posible estimar la magnitud de las crecidas asociadas a períodos de retorno elevados. Estos valores pueden luego ser adoptados como crecidas de diseño en estructuras hidráulicas.

4.7.2 Cálculo de crecidas en base a datos de precipitación

4.7.2.1 Método PMP

La precipitación máxima probable (PMP, por sus siglas en inglés) se define como “la mayor profundidad de precipitación teóricamente posible, para una duración determinada, sobre un área específica de tormenta, en una ubicación geográfica particular y en cierta época del año” (ICOLD, 1992). Para cada cuenca, existirá una PMP que será responsable de generar la crecida crítica del sitio.

Esta crecida puede originarse tanto a partir de una lluvia de corta duración y alta intensidad, como de una precipitación de menor intensidad pero con una duración prolongada. Por ello, es necesario analizar los hidrogramas de escorrentía derivados de eventos de distinta duración y estacionalidad, para ser capaz de seleccionar la PMP más representativa.

La estimación de la PMP se basa en el análisis de datos de tormentas observadas y razonamientos meteorológicos. Según ICOLD, “al ajustar las precipitaciones severas observadas a condiciones de máxima humedad, se puede determinar el mayor potencial de precipitación para un evento específico”. En caso de que no sean disponibles los mapas regionales de PMP, puede recurrirse a la transposición de tormentas históricas relevantes desde el sitio original hacia el área de interés. Sin embargo, este procedimiento requiere un estudio detallado de las condiciones meteorológicas locales y de los eventos extremos ocurridos en la región.

4.7.2.2 Estimaciones estadísticas

El método de estimación estadística se utiliza para obtener un valor aproximado de la PMP en cuencas con una superficie extensión menor de 1000 km². A diferencia de los métodos analíticos de frecuencia, esta metodología se basa en el análisis de una amplia región geográfica para identificar la tormenta que represente el límite superior de precipitación, utilizando un enfoque de curva envolvente.

La “esencia del métodos radica en la transposición de tormentas, pero en lugar de trasladar directamente la precipitación registrada en un evento específico, se transpone un parámetro estadístico abstracto denominado K_m ” (World Meteorological Organization, 2009). De este modo, la metodología identifica el valor envolvente de K_m dentro de los datos observados como estimación de la PMP, bajo el supuesto de que la estación que generó dicho valor ya ha presenciado un evento de esta magnitud.

Los procedimientos estadísticos para estimar la PMP “pueden utilizarse siempre que exista una cantidad suficiente de datos de precipitación, y son particularmente útiles para realizar estimaciones rápidas, o cuando no se dispone de otros datos meteorológicos, como registros de punto de rocío o viento” (World Meteorological Organization, 2009). A pesar de tener el beneficio de ser un método relativamente rápido, presenta ciertas limitaciones. El método proporciona únicamente valores puntuales de PMP, por lo que es necesario aplicar curvas de reducción de área para adaptar estos valores a la extensión real de la cuenca. Otra dificultad es la selección adecuada

del parámetro estadístico K, ya que su valor varía entre diferentes estudios, lo cual introduce incertidumbre en la estimación final.

El procedimiento fue desarrollado por Hershfield (1961) y modificado en 1965, basándose en la ecuación general de frecuencia de Chow (1965):

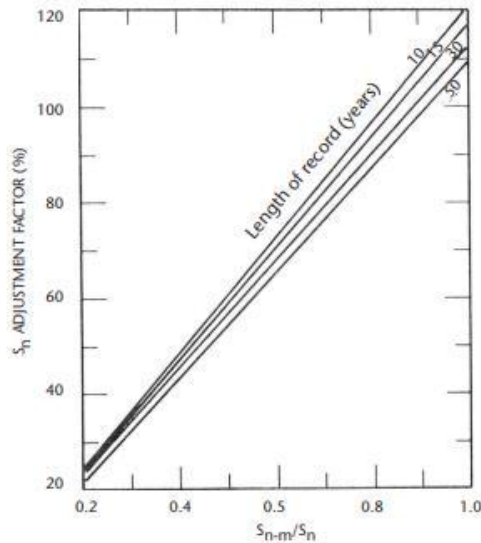
$$X_t = X_n + K_m S_n \quad (11)$$

Donde:

- X_t : el volumen de precipitación atribuido a la precipitación máxima probable (PMP)
- X_n : la media de una serie de n máximos anuales
- K_m : variable estadística que varía con las diferentes frecuencias de distribución que se pueden ajustar a los valores extremos de datos hidrológicos
- S_n : la desviación estándar de una serie de n máximos anuales

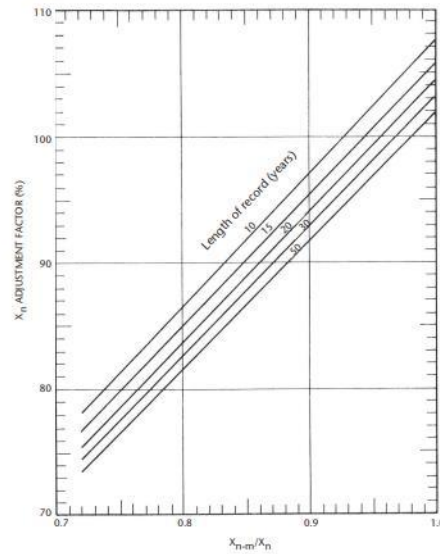
Adicionalmente, mediante el uso de gráficas de ajuste, es común corregir los valores de la media (X_n) y la desviación estándar (S_n) de la serie de precipitaciones máximas observadas. Esto se debe a que eventos extremos con altos períodos de retorno pueden presentarse con mayor frecuencia de lo esperada; estos valores atípicos, pueden distorsionar significativamente los parámetros estadísticos de la serie. Por ello, se emplean herramientas gráficas como la **Ilustración 12** e **Ilustración 13** para ajustar dichos valores y compensar el efecto de los valores atípicos.

Ilustración 12. Ajuste para la desviación estándar de la serie de precipitaciones máximas observadas



Fuente: World Meteorological Organization, 2009.

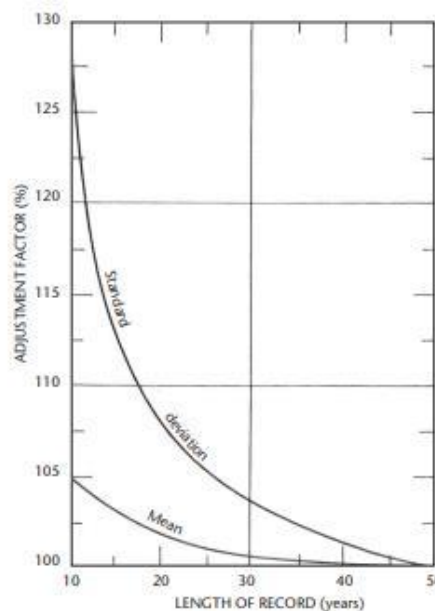
Ilustración 13. Ajuste para la media anual de la serie de precipitaciones máximas observadas



Fuente: World Meteorological Organization, 2009.

También se ha documentado que la media anual y la desviación estándar tienden a aumentar conforme se incrementa la longitud del registro meteorológico. Esto se debe a que “la distribución de frecuencia de los extremos de precipitación presenta una asimetría positiva, lo cual incrementa la probabilidad de registrar un valor extremo alto conforme se amplía la serie histórica” (World Meteorological Organization, 2009). Para abordar esta problemática, se utiliza la Ilustración 14, que permite ajustar los parámetros según la duración de los datos disponibles.

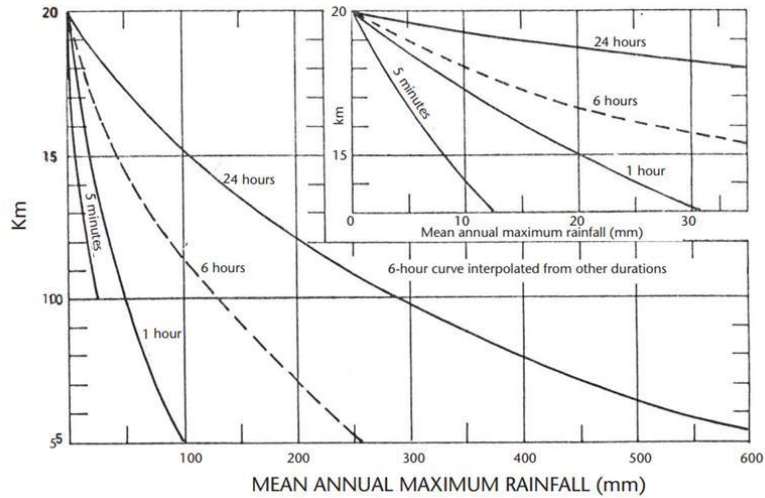
Ilustración 14. Ajuste de la media y desviación estándar en función de la longitud de registro



Fuente: World Meteorological Organization, 2009.

La “esencia de este método es realizar una transposición de tormentas, pero en lugar de transponer la cantidad de lluvia específica de una tormenta, se transpone el factor de frecuencia K_m ” (World Meteorological Organization, 2009). Esta transposición se logra encontrando el valor de K_m en la Ilustración 15, utilizando un X_n corregido para la estación de diseño.

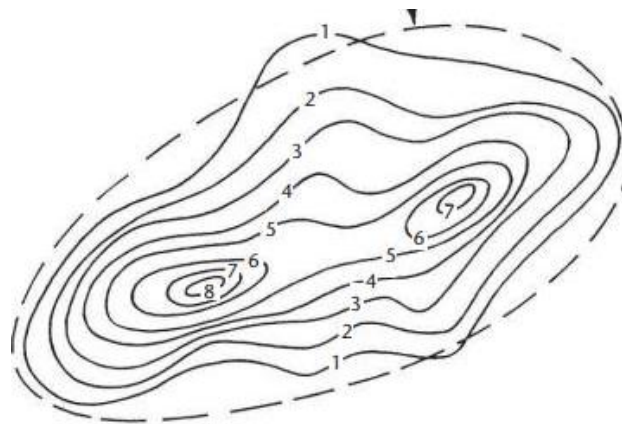
Ilustración 15. K_m como función de la duración de la lluvia y de la media corregida de las series anuales



Fuente: World Meteorological Organization, 2009.

Luego de obtener los valores puntuales de precipitación mediante la ecuación 9, estos deben ser ajustados para representar valores de área acordes al tamaño de la cuenca. Este proceso se conoce como curvas de reducción de áreas. En estudios de PMP, la curva más adecuada para este ajuste es la conocida como relación centrada en la tormenta (*storm-centred relation*). Esta relación se define como “la precipitación máxima que ocurre cuando la tormenta está centrada sobre el área afectada” (World Meteorological Organization, 2009), y representa perfiles característicos de tormentas discretas.

Ilustración 16. Ejemplo de patrón isoyetal centrado sobre la cuenca



Fuente: World Meteorological Organization, 2009.

4.7.3 Selección de la crecida de diseño

La selección de la crecida de diseño “está determinada por el nivel de riesgo que se considera aceptable en caso de que sea superada” (ICOLD, 1992). Dado que una falla en la presa puede tener consecuencias catastróficas, en muchos casos se debe adoptar un enfoque conservador donde no se permite ninguna probabilidad de fallo, asegurando que la estructura resista incluso las crecidas más extremas. La realidad es que “una presa nunca puede diseñarse con seguridad absoluta, y debe aceptarse una probabilidad finita de fallo, aunque existen situaciones en las que dicha probabilidad debe ser tan baja que, en términos prácticos, se considere imposible” (ICOLD, 1992). Esto hace imprescindible un análisis exhaustivo que permita anticipar los impactos aguas abajo en caso del colapso de la estructura.

Para estimar este riesgo aguas abajo, “se debe calcular el incremento en el nivel del agua provocado por una crecida artificial resultante de una falla hipotética de la presa, y compararlo con el mismo evento hidrológico sin la presencia de dicha estructura” (ICOLD, 1992). En este análisis, el tamaño de la presa es un factor determinante, ya que a mayor volumen almacenado, mayor será la cantidad de agua que podría liberarse de forma incontrolada en caso de ruptura. Los daños asociados a una falla pueden clasificarse en tres categorías principales: pérdida de vidas humanas, efecto directo a la economía debido a la destrucción de propiedades y el daño indirecto ocasionado por la interrupción del servicio que provee la presa.

4.7.3.1 Consideraciones de crecida de diseño

El “primer paso para definir la crecida de diseño consiste en establecer el nivel de seguridad aceptable sobre el cual se basará la determinación” (ICOLD, 1992). Si bien se deben considerar los factores técnicos y económicos, también se deben integrar consideraciones sociales, políticas y éticas, particularmente cuando las vidas humanas podrían estar en riesgo. Dicho peligro puede estimarse a través de la seguridad efectiva (*effective safety*), que hace referencia a la magnitud de la inundación resultante en caso del colapso de la estructura. Esta evaluación permite identificar los sectores más vulnerables ante un escenario extremo y orientar el nivel de diseño requerido según las posibles consecuencias.

En la actualidad, se ha reconocido que una sola crecida de diseño no es suficiente para satisfacer todos los requerimientos funcionales y de seguridad de una presa, Por ello, se han establecido dos tipos de crecidas de diseño; una asociada a la seguridad estructural de la presa y otra enfocada en la capacidad de descarga.

La primera se conoce como la crecida de revisión de seguridad (*safety check flood*), la cual es equivalente a la Crecida Máxima Probable (CMP). Para este escenario extremo, “se considera aceptable que los elementos como el vertedero, las estructuras disipadoras de energía y el coronamiento operen al límite de su capacidad, mostrando un desempeño marginalmente seguro” (ICOLD, 1992). Por otro lado, se define la crecida de diseño (*design flood*), que generalmente corresponde a un porcentaje de la CMP o una crecida con un período de retorno definido. Esta representa el caudal de ingreso que debe evacuarse de forma segura durante condiciones normales de operación, incorporando un margen razonable de seguridad.

A pesar de las consideraciones técnicas, el proceso de selección de la crecida de diseño también debe integrar factores relacionados con la calidad y cantidad de los datos disponibles. La insuficiencia o baja fiabilidad de los registros meteorológicos puede producir aproximaciones inciertas de la CMP, lo que a su vez podría conducir a una sobrestimación o subestimación del evento para cual diseñar. La “calidad de la estimación de una crecida de diseño depende en gran medida de la calidad de los registros hidrometeorológicos recopilados en el pasado” (ICOLD, 1992). Es por esto que al analizar los valores aproximados es fundamental evaluar tanto la extensión

como la precisión de los datos, así como la validez de los métodos de cálculo empleados. Para mitigar los efectos de incertidumbre, es recomendado incluir factores de seguridad y medidas de protección estructurales dentro del diseño general del proyecto.

La selección de la crecida de diseño también está influenciada por el tipo de presa que se planea construir. Algunas tipologías estructurales presentan una mayor vulnerabilidad ante el desbordamiento; en el caso de las presas de gravedad, estas pueden llegar a tolerar un leve exceso de carga hidráulica, pero esta condición incrementa seriamente el riesgo de inestabilidad estructural. Asimismo, el tipo de vertedero utilizado puede condicionar el criterio de diseño, ya que “además de evacuar la crecida de diseño, el vertedero no debe sufrir daños durante el proceso de descarga que impliquen una pérdida de almacenamiento del embalse” (ICOLD, 1992).

4.7.3.2 Determinación de crecida de diseño

De acuerdo con el Comité Nacional Español de Grandes Presas, las presas pueden clasificarse en función del riesgo potencial asociado a su posible rotura o mal funcionamiento, agrupándolas en tres categorías:

- Categoría A: su fallo o funcionamiento incorrecto podría afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales, además de causar daños materiales o medioambientales muy importantes.
- Categoría B: su fallo o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medioambientales importantes, o afectar a un número reducido de viviendas.
- Categoría C: su fallo o funcionamiento incorrecto podría producir daños materiales de mediana importancia y sólo forma incidental la pérdida de vidas humanas.

Esta clasificación debe realizarse considerando no solamente el contexto actual, sino también las proyecciones de desarrollo y planificación futura de las zonas potencialmente afectadas por un posible fallo.

Ilustración 17. Determinación de las crecidas del proyecto

DETERMINACIÓN DE LAS AVENIDAS DE PROYECTO		
PERÍODOS DE RETORNO EN AÑOS		
CATEGORÍA DE LA PRESA	AVENIDA DE PROYECTO	AVENIDA EXTREMA
A	1000	5000 - 10000
B	500	1000 - 5000
C	100	100 - 500

Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas, s.f.

Las crecidas mencionadas en la Ilustración 17 hacen referencia a los niveles de entrada al embalse de la presa. Por lo mismo, el diseño de las obras de desagüe debe considerar el efecto de laminación producido por la propagación de la crecida dentro del embalse.

4.8 Estabilidad externa de estructuras de concreto

La estabilidad global de un elemento estructural se refiere a la capacidad de mantener un equilibrio horizontal, vertical y rotacional. La estabilidad forma parte de los requerimientos “necesarios para garantizar un desempeño estructural adecuado” (US. Army Corps of Engineers, 2005).

La metodología empleada implementa un enfoque de análisis de equilibrio límite, donde se incorporan una serie de supuestos para transformar este sistema indeterminado en uno capaz de resolverse mediante ecuaciones de equilibrio estático. Cabe mencionar que el proceso no ofrece información directa sobre las deformaciones que experimenta la estructura, sin embargo se especifica que “las deformaciones se limitan de forma indirecta a valores tolerables mediante la selección juiciosa de un factor de seguridad” (US. Army Corps of Engineers, 2005).

4.8.1 Condiciones de carga

Los factores de seguridad para una estructura se establecen según su condición de carga (esta puede ser usual, inusual o extrema) “de manera que el riesgo de fallo se mantenga en un nivel aceptablemente bajo y se alcancen los objetivos de desempeño previstos” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Al separar las condiciones de carga en tres categorías se permite utilizar distintos factores de seguridad en función de la probabilidad de que dichas condiciones ocurran durante la vida útil de la estructura:

- Cargas usuales: incluyen todas aquellas relacionadas “con la función principal de una estructura y que se espera ocurran con frecuencia durante su vida útil” (US. Army Corps of Engineers, 2005). En este caso, se espera un comportamiento enteramente elástico.
- Cargas inusuales: son aquellas cuya ocurrencia es poco frecuente. Entre las cargas más frecuentes dentro de esta categoría son aquellas relacionadas con la construcción o mantenimiento de la estructura. Debido a su baja probabilidad, se permite un comportamiento ligeramente no lineal.
- Cargas extremas: “se refieren a eventos altamente improbables y que pueden considerarse condiciones de emergencia” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Lo que se espera es que la estructura evite experimentar un fallo catastrófico, contemplando daños estructurales significativos debido a la severidad del evento.

Tabla 1. Probabilidades de condiciones de carga

Condición de carga	Probabilidad anual (p)	Tiempo de retorno (t_r)
Usual	Mayor o igual a 0.10	Menor o igual a 10 años
Inusual	Menor que 0.10 pero mayor o igual a 0.0033	Mayor a 10 años pero menor o igual a 300 años
Extrema	Menor que 0.0033	Mayor a 300 años

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

4.8.2 Información de sitio

Para realizar un análisis adecuado de estabilidad es fundamental tener un alto conocimiento de las condiciones del sistema donde se planifica construir la estructura, incluyendo “planos de debilidad potenciales bajo la estructura, la resistencia de los materiales a lo largo de dichos planos, las fuerzas de levantamiento que actúan sobre la estructura, la resistencia de los materiales de relleno, así como todas las cargas” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Si no se lleva a cabo

una exploración o pruebas preliminares, los factores de seguridad implementados en el cálculo aportarán una verdadera garantía. Mientras mayor sea el conocimiento de las condiciones del sitio, menor grado de incertidumbre se tendrá en el proceso de diseño, lo que permite emplear factores de seguridad más ajustados. A partir de esto se desglosan tres categorías según la cantidad y calidad de información disponible:

- Información de sitio bien definida: aplica únicamente para proyectos existentes, donde la información disponible incluye registros detallados del proceso de construcción, operación y mantenimiento, la resistencia de la cimentación y las condiciones de carga y presiones de levantamiento conocidas con un alto grado de confianza.
- Información de sitio ordinaria: corresponde a nuevos diseños donde se han realizado exploraciones y procedimientos adecuados para determinar con alta confianza la resistencia de la cimentación, así como las condiciones de carga predominantes.
- Información de sitio limitada: proyectos de estructuras clasificadas como normales, donde la estimación de la resistencia de la cimentación se basa en exploraciones limitadas y no es posible determinar con certeza las condiciones de carga debido a la insuficiencia de datos históricos.

Como fue brevemente mencionado en la última categoría, los proyectos civiles pueden clasificarse como normales o de crítica importancia. Las estructuras “designadas como críticas son aquellas en proyectos de alto riesgo cuya falla resultará en la pérdida de vidas humanas” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Esto engloba el riesgo directo de vidas humanas o a partir de efectos secundarios indirectos. Es debidamente por esto que no se puede permitir que un proyecto crítico se diseñe con una escasez de parámetros esenciales para garantizar la estabilidad de la estructura.

4.8.3 Factores de seguridad para deslizamiento

El deslizamiento se refiere al desplazamiento horizontal de las estructuras provocado por la acción de fuerzas externas. Para evaluar esta condición, se emplea el siguiente factor de seguridad:

$$FS_s = \frac{N * \tan(\phi) + cL}{T} \quad (12)$$

Donde:

- N : fuerza normal actuante sobre el plano potencial de falla por deslizamiento bajo la estructura.
- ϕ : ángulo de fricción interna del material de la cimentación debajo de la estructura
- c : fuerza cohesiva del material de la cimentación debajo de la estructura
- L : longitud de contacto de la estructura con la cimentación
- T : fuerza cortante paralela a la base de la estructura.

Tabla 2. Factores de seguridad requeridos para deslizamiento – Estructuras críticas

Información de sitio	Usual	Inusual	Extrema
Bien definida	1.7	1.3	1.1
Ordinaria	2.0	1.5*	1.1*
Limitada**	-	-	-

* Para análisis sísmico preliminar sin un estudio detallado y específico de movimientos sísmicos en el sitio, se recomienda utilizar FS= 1.7 para cargas inusuales y FS = 1.3 para cargas extremas.

** No se permite una información de sitio limitada para estructuras críticas.

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

4.8.4 Factores de seguridad para flotación

La flotación hace referencia al desplazamiento vertical de las estructuras provocado por la acción de fuerzas externas. Para evaluar esta condición, se emplea el siguiente factor de seguridad:

$$FS_f = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_G} \quad (13)$$

Donde:

- W_s : peso total de la estructura, incluyendo el peso del equipo fijo y del suelo ubicado sobre la superficie superior.
- W_c : peso del agua retenida dentro de la estructura.
- S : sobrecargas.
- U : fuerzas de flotación actuante en la base de la estructura.
- W_G : peso del agua ubicado sobre la superficie superior de la estructura.

Tabla 3. Factores de seguridad requeridos para flotación – Todas las estructuras

Información de sitio	Usual	Inusual	Extrema
Todas las categorías	1.3	1.2	1.1

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

4.8.5 Límites de volcamiento en la estructura

El volcamiento hace referencia al desplazamiento rotacional de las estructuras provocado por la acción de fuerzas externas, cuyo análisis implica “determinar la ubicación de la resultante de todas las fuerzas aplicadas con respecto al plano potencial de falla” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Este fenómeno se evalúa mediante un análisis estático y a diferencia de los factores de seguridad para la flotación y deslizamiento, el objetivo es garantizar un porcentaje mínimo de la base permanezca en compresión en todas las condiciones de carga. Similarmente a como sucede con una sección cuando alcanza el momento de agrietamiento, cuando el elemento deja de trabajar completamente a compresión, la estructura comienza a experimentar un comportamiento no lineal; exactamente esto es lo que se procura evitar bajo condiciones normales de carga.

Tabla 4. Requisitos para la ubicación de la fuerza resultante – Todas las estructuras

Información de sitio	Usual	Inusual	Extrema
Todas las categorías	100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Resultante dentro de la base

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

4.8.6 Capacidad de soporte del suelo

La capacidad de soporte de suelo corresponde a la presión máxima admisible del suelo “considerando todos los factores pertinentes con una seguridad adecuada contra la rotura de la masa de suelo o roca, o el movimiento de la cimentación de tal magnitud que la estructura se vea afectada” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Cuando la presión transmitida por la cimentación exceda la capacidad de soporte última el suelo fallará, por lo que resulta indispensable realizar un estudio geotécnico que determine la presión admisible, la cual actúa como un factor de seguridad. En condiciones normales de operación, esta presión nunca debe superarse; sin embargo, para condiciones de carga inusuales se permite sobrepasarse hasta el 15% y para condiciones extremas hasta un 50% adicional.

4.8.7 Condiciones de carga para un cuenco amortiguador

Según el manual del análisis de estabilidad para estructuras de concreto del USACE, las condiciones de carga a considerar para el análisis de estabilidad global de los elementos del cuenco amortiguador se resumen en las siguientes categorías:

Tabla 5. Clasificación de las condiciones de carga de los muros del cuenco amortiguador

Caso de carga	Descripción de carga	Clasificación*
I	Construcción o mantenimiento	I
II	Cierre rápido de puertas	I
III	Condiciones de descarga de CMD	U/I/E
IVA	Embalse coincidente + OBE	I
IVB	Embalse coincidente + MDE	E

* U = Usual, I= Inusual, E= Extrema

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

- a. Condición de carga I – Construcción o mantenimiento: se considera el cuenco vacío, con el suelo de relleno saturado hasta la elevación de los drenajes. La flotación se determina a partir de la elevación de agua existente en esta condición.
- b. Condición de carga II – Cierre rápido de puertas: el relleno se encuentra saturado hasta un nivel intermedio entre el nivel del agua antes y después de la reducción del caudal. Este nivel se utiliza para determinar el empuje uniforme de subpresión aplicado en la base.
- c. Condición de carga III – Condiciones de descarga de CMD: la superficie de agua dentro del cuenco sigue el perfil del resalto hidráulico correspondiente al caudal de la crecida. La “flotación a lo largo de la base varía uniformemente desde el nivel aguas abajo hasta un valor intermedio entre el nivel y el perfil del resalto al puntal” (US. Army Corps of Engineers, 2005).
- d. Condición de carga IVA – Embalse coincidente + OBE: el embalse coincidente “representa el nivel promedio temporal del agua y se utiliza para combinaciones de cargas que incluyen cargas sísmicas” (US. Army Corps of Engineers, 2005). La carga del sismo OBE se aplica en la dirección más crítica para el análisis.
- e. Condición de carga IVB – Embalse coincidente + MDE: mismos requerimientos de la condición de carga IVA pero utilizando la carga sísmica MDE en lugar de OBE.

Tabla 6. Clasificación de las condiciones de carga de las losas del cuenco amortiguador

Caso de carga	Descripción de carga	Clasificación
I	Condiciones de descarga de CMD	U/I/E
II	Cierre rápido de puertas	I

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

- f. Condición de carga I – Condiciones de descarga de CMD: se debe utilizar la crecida que genere el mayor diferencial de presiones entre la superficie inferior y superior de la losa. La carga superior corresponde al perfil del resalto hidráulico, mientras que la carga inferior se determina mediante la presión hidrostática equivalente al nivel total aguas abajo.
- g. Condición de carga II – Cierre rápido de puertas: se considera la “reducción máxima probable del caudal y del nivel de aguas abajo dentro del cuenco causada por el cierre de compuertas” (US. Army Corps of Engineers, 2005). El empuje uniforme de subpresión aplicado en la base se calcula usando un nivel intermedio entre el nivel del agua antes y después de la reducción del caudal.

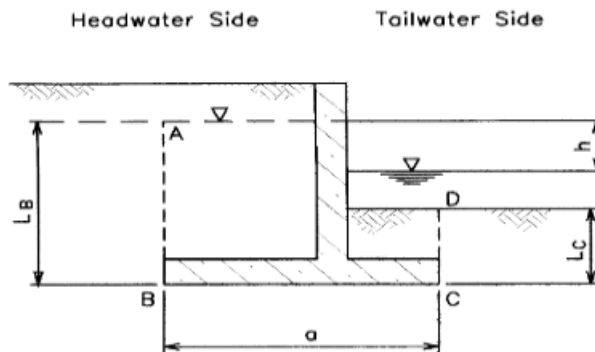
4.9 Cargas actuantes en el cuenco amortiguador

4.9.1 Subpresión

El agua puede penetrar la cimentación debajo de las estructuras hidráulicas, generando un flujo de filtración que se desplaza aguas abajo. La problemática es que “acompañado este flujo, habrá una presión ascendente que actuará sobre la base horizontal” (Weaver, 1932), estas son comúnmente denominadas presiones de subpresión. Dichas fuerzas constituyen uno de los factores más determinantes en la estabilidad global, favoreciendo de manera significativa el desplazamiento, flotación y volcamiento de la estructura. Si bien los efectos de la subpresión no se ven modificados por la ocurrencia de sismos, su severidad aumenta durante eventos de crecidas debido al incremento del nivel de agua.

En el caso de cimentaciones apoyadas sobre suelos con propiedades homogéneas, se puede emplear el método simplificado conocido como línea de filtración, el cual asume que la carga hidráulica disminuye de forma lineal a lo largo de la trayectoria de filtración más corta.

Ilustración 18. Método de línea de filtración para presiones de agua

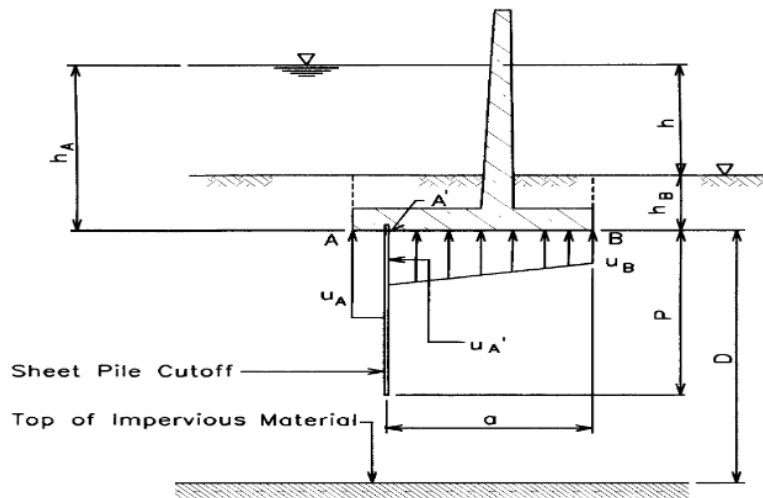


$$L = \text{Total length of seepage path} = L_B + a + L_C$$

Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

Dada la relevancia de la subpresión en la seguridad estructural, se han desarrollado diversas soluciones de mitigación, entre las cuales sobresale la implementación de pantallas impermeables (*cutoffs*). Entre estas técnicas se encuentran las pantallas de inyección y trincheras de concreto, que funcionan como barreras que interrumpen o prolongan la línea de flujo, reduciendo de manera significativa la presión transmitida a la cimentación. La efectividad de este sistema depende en gran medida del método constructivo y de la continuidad de la pantalla, debido a que su desempeño puede disminuir ante la presencia de juntas, fracturas o grietas que actuarían como puntos de infiltración.

Ilustración 19. Esfuerzos de subpresión con barrera de filtración implementada



Fuente: US Army Corps of Engineers, 2005.

A partir del esquema de la Ilustración 19, se definen las siguientes ecuaciones que permiten estimar las presiones a lo largo de la base de la estructura:

- Presión en el extremo aguas arriba (U_A):

$$U_A = \gamma_w * h_a \quad (14)$$

- Presión después de atravesar la barrera de filtración ($U_{A'}$):

$$U_{A'} = U_A - E * (U_A - \gamma_w * h_B) \quad (15)$$

Donde:

- E : eficiencia de la pantalla impermeable
- Presión en el extremo aguas abajo (U_B):

$$U_B = \gamma_w * h_B + \frac{h_B}{a + h_B} * (U_{A'} - \gamma_w * h_B) \quad (16)$$

4.9.2 Fuerzas de suelo

La metodología establecida en el manual de análisis de estabilidad de estructuras de concreto del USACE busca adoptar un enfoque conservador para estimar las fuerzas ejercidas por el suelo sobre la estructura. A partir de ello, el factor de seguridad de deslizamiento es incorporado en los parámetros geotécnicos, obteniendo los parámetros de resistencia desarrollada del suelo. Este

procedimiento incrementa la magnitud de la fuerza en el lado de empuje, asegurando así un margen adecuado de seguridad en la estabilidad global de la estructura.

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_s} \right) \quad (17)$$

Donde:

- ϕ_d : ángulo de fricción interna desarrollado
- ϕ : ángulo nominal de fricción interna del suelo

Para calcular la fuerza lateral del suelo se puede emplear el método general de cuñas para el coeficiente de presión de fluido equivalente, recomendado cuando el relleno presenta inclinación o cuando el nivel freático alcanza o supera la altura del mismo. En estos casos, “se asume que las fuerzas laterales del suelo actúan paralelas a la superficie superior de las cuñas del lado de empuje cuando dicha superficie desciende hacia la estructura” (US. Army Corps of Engineers, 2005).

La expresión matemática varía según la naturaleza del suelo de relleno, variando entre suelos cohesivos y no cohesivos. La cohesión se entiende como “la resistencia interna o unión entre partículas del suelo que le permite resistir esfuerzos cortantes” (Prasad, s.f.). No obstante, los suelos no cohesivos suelen ser los que son más frecuentemente utilizados como material de relleno, compuestos principalmente por agregados granulares como arena.

$$K = \frac{1 - \tan \phi_d * \cot \alpha}{\cos \delta * [(1 - \tan \delta * \tan \phi_d) + (\tan \phi_d + \tan \delta) * \tan \alpha]} \quad (18)$$

Donde:

- K : coeficiente de presión de fluido equivalente para suelos sin cohesión
- α : ángulo del plano crítico de deslizamiento de la cuña del suelo
- δ : ángulo de fricción pared-suelo

$$P = \frac{1}{2} K \gamma * \left[\frac{\tan \alpha}{\tan \alpha - \tan \beta} \right] * h^2 \quad (19)$$

Donde:

- P : fuerza lateral total del suelo
- γ : peso específico promedio del suelo (peso húmedo por encima del nivel freático y peso sumergido por debajo del nivel freático)
- β : ángulo de inclinación del relleno (positivo cuando la pendiente sube alejándose de la estructura).
- h : elevación del material de relleno

En determinados proyectos, las crecidas más críticas provocan que el nivel freático se eleve hasta ubicarse dentro de la altura del suelo de relleno o incluso superarlo. Cuando esto sucede, “la presión y las fuerzas debidas al suelo y el agua deben calcularse por separado, dado que la fricción con el muro no es aplicable a la presión hidrostática y los coeficientes de presión de fluido equivalente son únicamente para calcular la presión lateral del suelo” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Es por ello que se propone las siguientes ecuaciones para calcular la fuerza lateral total del suelo:

$$p_s = K * \gamma_m \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \alpha - \tan \beta} \right) (h - h_s) \quad (20)$$

Donde:

- p_s : presión lateral del suelo en nivel freático
- γ_m : peso específico húmedo del suelo
- h_s : altura del nivel freático sobre la base del suelo de relleno

$$p = K * \left[\gamma_m * h \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \alpha - \tan \beta} \right) - (\gamma_m - \gamma_b) h_s \right] \quad (21)$$

Donde:

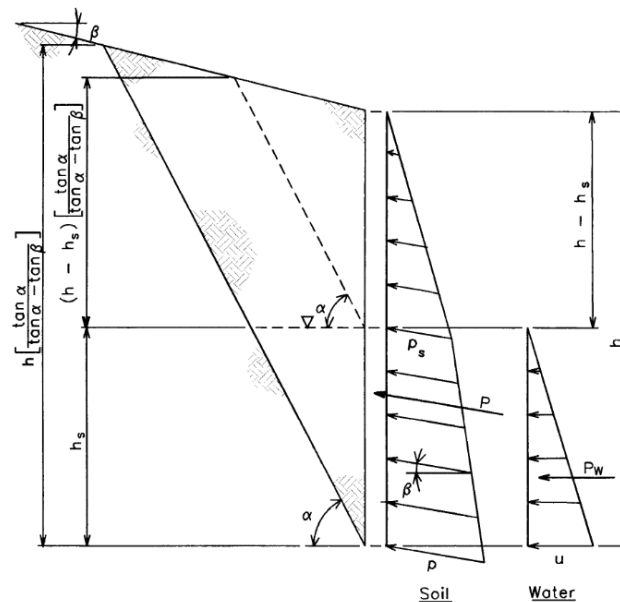
- p_s : presión lateral del suelo en la base del relleno
- γ_m : peso específico sumergido del suelo

$$P = \frac{1}{2} * p_s (h - h_s) + \frac{1}{2} (p_s + p) h_s \quad (22)$$

Donde:

- P : fuerza lateral total del suelo

Ilustración 20. Esquema de fuerzas laterales de suelo con nivel freático



Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

4.9.3 Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas “se utilizan para representar los efectos inerciales atribuibles a la masa de la estructura, al suelo circundante y al agua circundante” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Para el análisis de estabilidad se deben considerar los siguientes eventos sísmicos:

- *Operational basis earthquake* (OBE): representa el sismo con una probabilidad de excedencia del 50% en 100 años, equivalente a un período de retorno de 144 años.

- *Maximum Design earthquake* (MDE): “es el nivel máximo de movimiento del terreno para el cual se diseña o evalúa una estructura” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Para lo que son las estructuras críticas, este evento debe representar el sismo de mayor magnitud que razonablemente podría esperarse en el sitio del proyecto.

Las cargas sísmicas deben combinarse con aquellas cargas esperadas durante la operación regular de la estructura, evitando escenarios irreales en los que coincidan simultáneamente la CMP y el MDE, lo cual es demasiado improbable.

El método del coeficiente sísmico es una alternativa para evaluar la respuesta dinámica de las estructuras. Aunque no representa con exactitud el comportamiento dinámico del sistema, este es “aceptado como un método semiempírico para determinar si las fuerzas sísmicas controlan el diseño o la evaluación, y para decidir si deben realizarse análisis dinámicos” (US. Army Corps of Engineers, 2005). Bajo este enfoque, la fuerza inercial se considera aplicada en el centro de masa de la estructura, suponiéndola como un cuerpo rígido. La determinación de dicha fuerza se obtiene a partir de las siguientes ecuaciones:

$$k_v = \frac{2}{3} * k_h \quad (23)$$

Donde:

- k_h : coeficiente sísmico horizontal
- k_v : coeficiente sísmico vertical

$$F_h = k_h * W \quad (24)$$

Donde:

- F_h : componente horizontal de la fuerza inercial (la misma ecuación puede utilizarse para obtener el componente vertical)
- k_h : coeficiente sísmico
- W : peso bruto de la estructura, incluyendo el relleno y agua contenida

La presencia del agua en el proyecto también agrava las fuerzas inerciales sobre la estructura. La “estructura desplazada se mueve a través del agua circundante, lo que provoca que fuerzas hidrodinámicas actúen sobre ella” (US. Army Corps of Engineers, 2005). El agua ejerce un efecto significativo, ya que además de aumentar las demandas estructurales, también modifica el período fundamental y los modos de vibración.

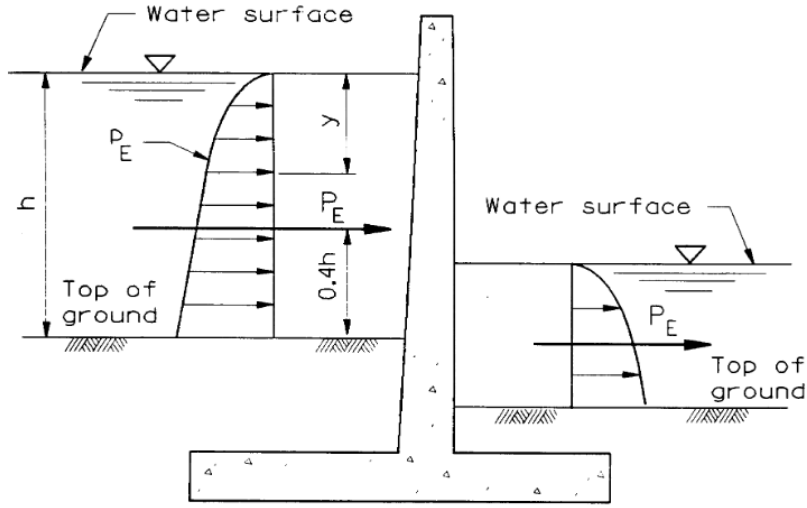
Para estimar su impacto se utiliza el método de Westergaard, el cual incorpora el concepto de coeficientes sísmicos bajo los supuestos de que la estructura es rígida y el agua no es compresible. La presión hidrodinámica se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$P_E = \frac{7}{12} * k_h * \gamma_w * h^2 \quad (25)$$

Donde:

- P_E : fuerza hidrodinámica
- γ_w : peso específico del agua
- h : profundidad del agua

Ilustración 21. Esquema de fuerzas hidrodinámicas existentes dentro de un análisis de estabilidad



Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

En este escenario, la fuerza total del agua sobre la estructura es la suma de la fuerza hidrodinámica y la presión hidrostática.

Cuando el suelo está sometido a un movimiento sísmico significativo, este puede alcanzar un estado límite en el cual “la cuña de suelo limitada por la estructura y un plano de falla asumido se considera que se desplaza como un cuerpo rígido con la misma aceleración horizontal” (US. Army Corps of Engineers, 2005). El incremento en la presión ejercida por el suelo puede calcularse mediante el análisis de Mononobe-Okabe, que consiste en una extensión de la fórmula de presión de Coulomb, incorporando además el efecto dinámico. Este método solo es aplicable a suelos cohesivos y en situaciones donde el nivel freático debe encontrarse completamente arriba o abajo del relleno, así como otras características adicionales.

El empuje lateral estático del suelo se obtiene con la siguiente expresión:

$$K = \frac{\cos^2 \phi_d}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d + \delta) * \sin(\phi_d - \beta)}{\cos \delta * \cos \beta}} \right]^2} \quad (26)$$

$$P = \frac{1}{2} * K * \gamma * h^2 \quad (27)$$

El empuje activo dinámico del suelo se determina como:

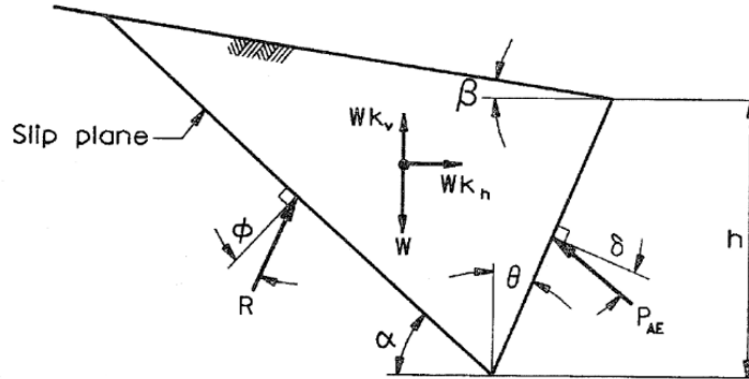
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \psi * \cos^2 \theta * \cos(\psi + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\beta - \theta) * \cos(\psi + \theta + \delta)}} \right]} \quad (28)$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * K_{AE} * \gamma * (1 - k_v) * h^2 \quad (29)$$

Donde:

- P_{AE} : fuerza dinámica activa del suelo.
- $\psi = \tan\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$: ángulo de inercia sísmica.
- θ : inclinación de la interfaz respecto a la vertical.

Ilustración 22. Esquema de empuje sísmico activo para un relleno sin nivel freático



Fuente: US. Army Corps of Engineers, 2005.

4.10 Diseño de concreto reforzado

El concreto es un material que se obtiene mezclando “arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua” (McCormac & Brown, 2018). Este material es frecuentemente utilizado en la construcción debido a que posee una alta resistencia a la compresión. A pesar de ello, el concreto tiene una resistencia muy baja a tensión, por lo que se incorpora un acero de refuerzo que le aporta la resistencia necesaria. De esta interacción surge el concreto reforzado, el cual aparecen en las estructuras como vigas, losas, columnas y otros elementos que aseguran la estabilidad estructural y el correcto funcionamiento de las obras.

4.10.1 Propiedades del concreto reforzado

La resistencia a la compresión del concreto “es la capacidad del concreto a resistir un fenómeno de aplastamiento” (Hernández et al, 2018). Esta propiedad se determina mediante pruebas estandarizadas de compresión a cilindros elaborados con la mezcla de diseño. Estos ensayos suelen realizarse a los 28 días de curado ya que en ese periodo el material logra alcanzar su resistencia de diseño.

Para que el concreto alcance la fluidez requerida para su fundición, se lleva a cabo un proceso de hidratación donde se añade grandes cantidades de agua para que esta reaccione químicamente con el cemento. Luego del proceso de curado, el concreto se empezará a secar, haciendo que “el agua adicional que se usó en el mezclado empiece a aflorar en la superficie, donde se evapora” (McCormac & Brown, 2018). Este fenómeno provoca la contracción del concreto y la formación de grietas, principalmente durante el primer año de vida útil. Por esta razón, es necesario aplicar medidas en el proceso constructivo que reduzcan el riesgo de fisuración, ya que la presencia de grietas puede afectar la resistencia a cortante de los miembros estructurales.

El concreto es especialmente eficiente para resistir los esfuerzos de compresión, pero también es importante considerar que estos pueden mantenerse durante períodos prolongados. Al aplicarse “una carga de compresión a un miembro de concreto, se presenta un acortamiento inmediato o instantáneo elástico [y si esta carga persiste a lo largo de los años, el elemento] continuará acortándose durante varios años y la deformación final usualmente será igual o aproximadamente dos o tres veces la deformación inicial” (McCormac & Brown, 2018). Esta deformación adicional se conoce como fluencia plástica, y puede ocasionar que una carga prolongada reduzca la resistencia efectiva a compresión del elemento estructural.

La resistencia a la tensión del concreto reforzado representa la capacidad del material de resistir fuerzas de estiramiento. Su valor “varía de aproximadamente 8% a 15% de su resistencia a la compresión” (McCormac & Brown, 2018). Esta deficiencia del concreto se debe a que las grietas presentes alteran la distribución de esfuerzos y hacen que estos se concentren en puntos críticos, lo que provoca su fallo por tracción. Por esta razón el concreto se refuerza con acero, aportando la capacidad a tensión que el material por sí solo no posee.

4.10.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en los elementos de concreto estructural pueden presentarse en forma de barras (lisas o corrugadas) o en malla electrosoldada. Las varillas corrugadas “tienen protuberancias en sus superficies para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero” (McCormac & Brown, 2018). La nomenclatura de las barras difiere entre el sistema métrico y el inglés, aunque ambas hacen referencia al diámetro de estas. En el sistema métrico, el número corresponde a una aproximación al milímetro más cercano del diámetro de la varilla. Las barras lisas se utilizan con menor frecuencia y su aplicación principal es como refuerzo transversal en columnas.

Tabla 7. Designaciones, diámetros y áreas de varillas corrugadas métricas

Varilla Número.	Dimensiones nominales	
	Diámetro (mm)	Área (cm ²)
10	9.5	0.71
13	12.7	1.29
16	15.9	1.99
19	19.1	2.84
22	22.2	3.87
25	25.4	5.10
29	28.7	6.45
32	32.3	8.19
36	35.8	10.06
43	43.0	14.52
57	57.3	25.81

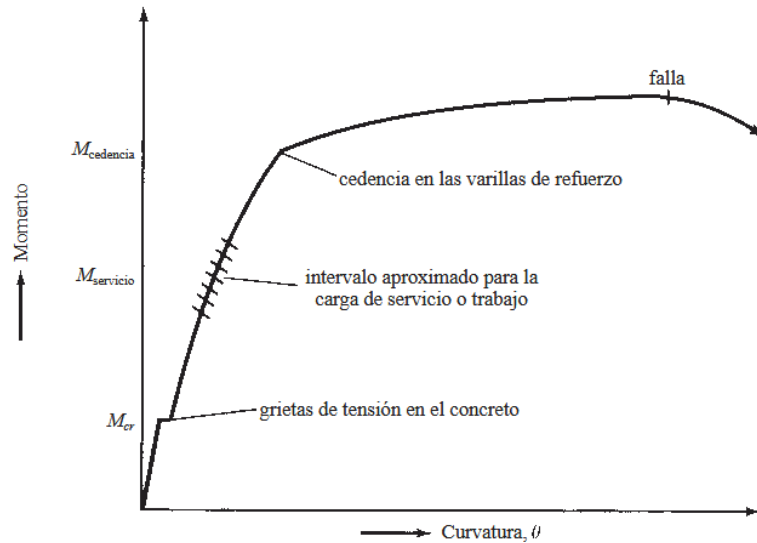
Según las designaciones del ASTM (American Society for Testing Materials), las varillas son clasificadas en base a su resistencia mínima a la fluencia, la cual “representa la tensión máxima que un material, como el acero, puede soportar antes de sufrir una deformación permanente” (EuroTubi, s.f.). Las varillas de refuerzo que con mayor frecuencia se utilizan en la construcción con concreto son las ASTM A615, identificadas con la letra S y se presentan cuatro tipos en base a su punto de fluencia: 280 MPa, 420 MPa, 520 MPa y 550 MPa.

4.10.3 Análisis de vigas sometidas a flexión

Cuando a una viga de concreto reforzado recibe una carga transversal, esta pasará por tres etapas antes de alcanzar su colapso. Inicialmente, cuando la carga es débil, los esfuerzos de tensión aún no son suficientes para que el concreto se agriete. Sin embargo, si esta carga sigue aumentando, esta llegará a superar el módulo de ruptura y se empezaran a desarrollar grietas en la zona inferior de la viga. Estas grietas reflejan la incapacidad del concreto para resistir a tensión, por lo que entra en acción el acero de refuerzo. Estas grietas “se presentan en aquellos lugares a lo largo de la viga, donde el momento real es mayor que el momento de agrietamiento” (McCormac & Brown, 2018). Durante esta fase, los esfuerzos de compresión se distribuyen de manera lineal; en el proceso de diseño se busca que el elemento se comporte en este rango en condiciones normales de servicio.

Si la carga continúa incrementándose hasta que los esfuerzos de compresión “resultan mayores que $0.5f'_c$, las grietas de tensión se desplazan aún más hacia arriba, igual que lo hace el eje neutro, por lo que los esfuerzos de compresión en el concreto comienzan a dejar de ser lineales” (McCormac & Brown, 2018). En esta última etapa se asume que las barras de acero alcanzan la cedencia. A partir de este punto, la viga prácticamente no gana resistencia adicional, deformándose de manera considerable con pequeños incrementos de carga hasta llegar a su fallo.

Ilustración 23. Diagrama de momento-curvatura para una viga de concreto reforzado con refuerzo de tensión solamente.



Fuente: McCormac & Brown, 2018.

4.10.4 Resistencia nominal por flexión de un miembro

A partir del 2002, el código ACI estableció que el único método de diseño permitido es el diseño por resistencia. Este método de diseño “toma en cuenta la forma no lineal del diagrama esfuerzo-deformación unitaria” (McCormac & Brown, 2018), aplicando factores de carga a todas las que actúan en el elemento. Al diseñar en base a la resistencia última, se incorporan estos conceptos para asegurar que la estructura cumpla con criterios de seguridad, considerando la incertidumbre tanto de las cargas como del propio material y del proceso constructivo.

Como fue mencionado anteriormente, cuando el elemento supera un esfuerzo equivalente a $0.5f'_c$, los esfuerzos de compresión ya no se comportan de manera lineal. Para simplificar el diseño de resistencia, se propone reemplazar la distribución curva de los esfuerzos de compresión

por un bloque rectangular equivalente a $0.85f'_c$. La altura de este bloque rectangular se obtiene de la siguiente forma:

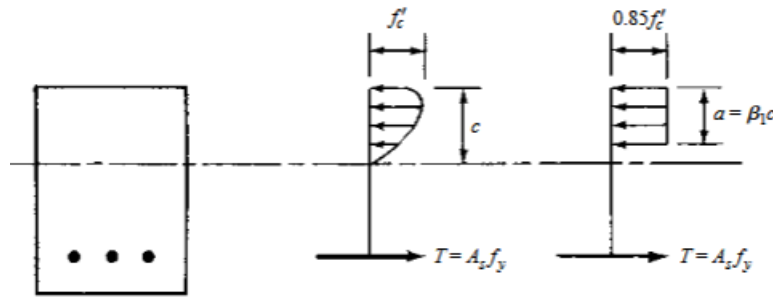
$$a = c * \beta_1 \quad (30)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.008 * (f'_c - 30MPa) \geq 0.65 \quad (31)$$

Donde:

- c : distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada de la sección de la viga
- β_1 : factor obtenido mediante pruebas
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto

Ilustración 24. Esquema de distribución de esfuerzos de compresión no lineales del concreto



Fuente: McCormac & Brown, 2018.

Además de esta fuerza de compresión (C), debe existir una fuerza de tensión (T) que actúe en el otro extremo de la viga para mantener el equilibrio del sistema. Esta fuerza es proporcionada por el refuerzo de acero.

$$C = T \quad (32)$$

$$0.85 * f'_c * a * b = A_s * f_y \quad (33)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (34)$$

Donde:

- A_s : área transversal del acero de refuerzo
- f_y : esfuerzo de fluencia del acero
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto
- b : ancho de la viga

Como estas fuerzas forman un par de momentos, para obtener el momento nominal de la viga solamente se debe multiplicar una de las fuerzas por su brazo de momento. Usualmente se utiliza la fuerza de tensión (T), ya que el proceso de diseño se centra en calcular la cantidad de acero necesaria para resistir la demanda de flexión. Como este cálculo depende directamente del área de acero disponible en la viga, el parámetro puede ajustarse hasta alcanzar el momento requerido.

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (35)$$

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (36)$$

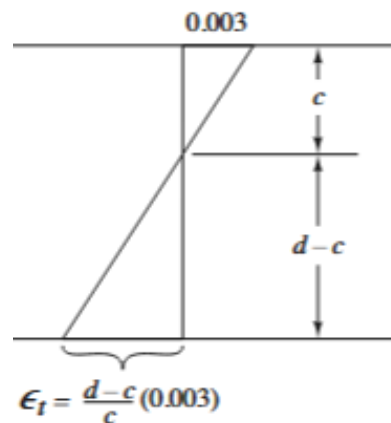
Donde:

- M_n : momento nominal de la viga
- d : profundidad efectiva de la viga

4.10.5 Deformaciones unitarias en miembros sujetos a flexión

En la mayoría de situaciones las deformaciones unitarias del concreto y su refuerzo varían proporcionalmente con las distancias de sus ejes neutros. Se establece que “la deformación unitaria útil en las fibras extremas de compresión de un miembro sometido a flexión debe ser 0.003” (McCormac & Brown, 2018). A partir de este criterio, y conociendo el peralte de la viga junto con la distancia c , puede determinarse la deformación unitaria en el acero de refuerzo de la siguiente manera:

Ilustración 25. Esquema para determinar la deformación unitaria del acero



Fuente: McCormac & Brown, 2018.

Es fundamental conocer la deformación del acero para garantizar que la sección esté controlada por tensión. Los miembros que superen una deformación unitaria de 0.0050 cumplirán con este requisito. En contraste, cuando la deformación unitaria de cedencia en el acero, obtenida como f_y/E_s (aproximadamente 0.002 para un acero de 450 MPa) no se alcanza antes de que el concreto llegue a una deformación de 0.003, el elemento será controlado por compresión y podrá fallar repentinamente.

Adicionalmente, aquellos “miembros que tienen deformaciones unitarias netas del acero o valores de ϵ_t entre y 0.005 están en una región de transición entre secciones controladas en compresión y controladas en tensión” (McCormac & Brown, 2018). La región en donde se encuentre el miembro tendrá un impacto en la reducción que se debe aplicar a su resistencia nominal.

4.10.6 Factores de reducción

La resistencia nominal de una sección no toma a consideración “las incertidumbres respecto a la resistencia de los materiales, las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, las aproximaciones del análisis, las variaciones posibles en las dimensiones de las secciones de concreto y la colocación del refuerzo” (McCormac & Brown, 2018). Para cubrir estas incertezas se

aplican los factores de reducción (ϕ); este valor se multiplica a la resistencia teórica para obtener la resistencia utilizable del elemento. Esta resistencia es la que finalmente se compara con el momento último provocado por las cargas actuantes, verificando que sea suficiente:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (37)$$

En el caso de vigas, los factores de reducción son los siguientes:

- 0.90 para losas y vigas controladas por tensión.
- 0.75 para cortante y torsión en vigas.

Para que el factor de reducción a flexión sea 0.90 es necesario que la sección sea controlada por tensión. Si la deformación unitaria del acero es menor que 0.005, el factor de reducción disminuye, castigando de manera más crítica al elemento. A pesar de que es posible utilizar elementos en este rango de transición, “el uso de miembros a flexión en este intervalo es generalmente antieconómico” (McCormac & Brown, 2018), por lo que resulta más conveniente rediseñar la sección para que sea controlada por tensión.

El valor de ϕ en miembros no espirales se obtiene mediante la siguiente expresión:

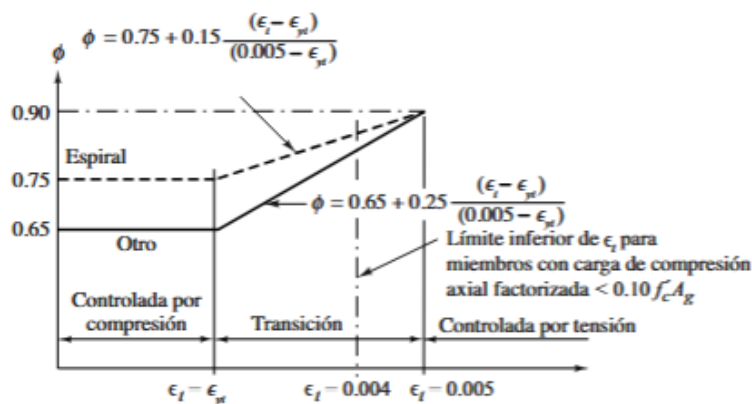
$$\phi = 0.65 + (\epsilon_t - \epsilon_{yt}) * \frac{0.25}{(0.005 - \epsilon_{yt})} \quad (38)$$

Donde:

- ϕ : factor de reducción a flexión
- ϵ_t : deformación unitaria del acero
- ϵ_{yt} : deformación unitaria de cedencia del acero

Cuando los miembros están sometidos a cargas axiales menores que $0.10f'_c A_g$ no se podrá utilizar arreglos que no alcancen una deformación de 0.004. Para valores superiores a este umbral la restricción desaparece, razón por la cual las columnas mantienen un factor de reducción de 0.65.

Ilustración 26. Variación de ϕ con relación a la deformación unitaria del acero a tensión



Fuente: McCormac & Brown, 2018.

4.10.7 Cuantía de acero de refuerzo

La cuantía de acero de refuerzo es un parámetro utilizado en el diseño de elementos de concreto reforzado que expresa la relación entre el área de acero a flexión y el área efectiva de la sección de concreto:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (39)$$

Donde:

- ρ : cuantía de acero de refuerzo
- A_s : área de acero a flexión

Ciertos criterios de diseño pueden llevar a seleccionar dimensiones de elementos mucho más grandes de lo necesario para resistir la flexión. Cuando se cuenta con muy poco acero de refuerzo a comparación del concreto, la sección puede alcanzar su momento resistente último antes de superar el momento de agrietamiento, provocando fallas súbitas antes de cualquier agrietamiento.

Para evitar este modo de falla, el ACI 318M-19 establece un valor mínimo de cuantía de refuerzo, siendo el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \quad (40)$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (41)$$

Asimismo, si el área de acero que piensa colocarse supera en más del 33% al área requerida a partir del análisis., no es necesario cumplir con los requisitos establecidos mediante las expresiones.

Para muros de contención, la cuantía mínima se especifica en la sección 11.6 del código ACI 318M-19, la cual depende de si el corte máximo V_u es menor o mayor al siguiente valor:

$$0.04 * \phi * \alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv} \quad (42)$$

Donde:

- ϕ : factor de reducción de cortante [0.75]
- α_c : coeficiente de contribución relativa del concreto a la resistencia nominal de corte [0.25 cuando $h_w/l_w \leq 1.5$; 0.17 cuando $h_w/l_w \geq 2.0$, variando linealmente entre ambos valores]
- λ : factor de modificación para concretos ligeros.
- A_{cv} : área bruta de la sección en dirección de la fuerza cortante [mm²]

Si $V_u \leq 0.04 * \phi * \alpha_c * \sqrt{f'c} * A_{cv}$:

- $\rho_{min} = 0.0012$ para barras de 420 MPa de diámetro \leq No. 16.
- $\rho_{min} = 0.0015$ para barras de diámetro $>$ No. 16.

Si $V_u > 0.04 * \phi * \alpha_c * \sqrt{f'c} * A_{cv}$:

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (43)$$

Donde:

- h_w : altura total del muro desde la base hasta la parte superior [mm]

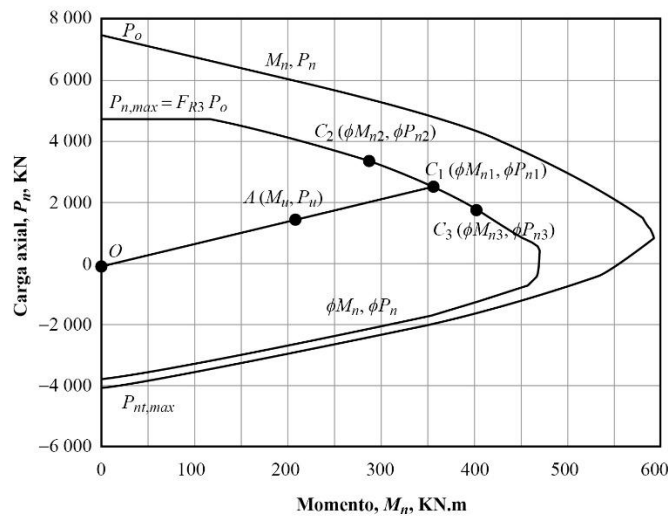
- l_w : longitud total del segmento de muro [mm]
- ρ_t : cuantía del acero transversal (mínimo 0.0025)

4.10.8 Diagrama de interacción

Los diagramas de interacción son gráficos que “representan la relación entre P y M (Carga axial y momento flector) en el instante de falla del elemento, los puntos trazados en esta curva representan las combinaciones de P y M correspondientes a la resistencia de la sección” (Rendón & Vera, 2023). Esta herramienta se emplea principalmente para evaluar la capacidad de columnas sometidas simultáneamente a carga axial y flexión, aunque también puede aplicarse a elementos únicamente sometidos a flexión como vigas y losas.

El proceso de elaboración del gráfico inicia suponiendo que el concreto en el borde de compresión alcanza una deformación unitaria de 0.003, mientras que en el extremo opuesto se asigna un valor específico de deformación unitaria. Con estos parámetros es posible llevar a cabo un análisis estático para determinar la fuerza axial y el momento equivalente a las fuerzas de compresión y tensión de la sección. Este proceso se repite para diferentes condiciones hasta conformar un dominio de interacción: las combinaciones ubicadas dentro del área representan estados seguros, mientras que las externas indican el fallo del elemento. Finalmente, se obtiene la curva de diseño multiplicando las resistencias nominales por sus factores de reducción.

Ilustración 27. Ejemplo de diagrama de interacción nominal y diseño



Fuente: Sánchez et al, 2022.

Dado que las dimensiones, la cantidad de acero e incluso las propiedades de los materiales de la sección varían en función del proyecto, el procedimiento manual de elaborar cada uno de estos diagramas resultaría bastante extenso. A partir de esto se han desarrollado programas que permiten generar los diagramas de interacción de forma automática. Sin embargo, Las columnas varían constantemente debido a las necesidades del proyecto, estas pueden variar su tamaño, porcentajes de acero e incluso las resistencias del acero. Indispensablemente de la accesibilidad a estas herramientas, es importante comprender el procedimiento teórico que los respalda para poder interpretar sus resultados.

4.10.9 Diseño por cortante

La resistencia del concreto frente al cortante puro es difícil de comprobar experimentalmente, aunque en la práctica esto no representa un problema, ya que el cortante suele presentarse en combinación con otros esfuerzos. En vigas, los esfuerzos principales actúan en dirección diagonal, generando lo que se conoce como tensión diagonal. Cuando esta tensión supera ciertos límites, se requiere agregar refuerzo en el alma de la viga para resistir las excedencias.

El diseño debe garantizar que la demanda última de cortante sea menor o igual a la resistencia de diseño aportada por el concreto y el acero de refuerzo:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \quad (44)$$

Donde:

- V_u : fuerza cortante factorizada en la sección [N]
- ϕV_c : resistencia de diseño por cortante del concreto [N]
- ϕV_s : resistencia de diseño del acero de refuerzo de cortante [N]

Para elementos no postensados, el ACI 318M-19 establece la siguiente expresión para calcular la resistencia nominal a cortante del concreto:

$$V_c = \left[0.66 * \lambda_s * \lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'c} + \frac{N_u}{6 * A_g} \right] * b_w * d \quad (45)$$

Donde:

- V_c : resistencia nominal a cortante del concreto [N]
- $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004*d}} \leq 1$: factor de efecto de tamaño
- ρ_w : cuantía de acero a flexión
- N_u : fuerza axial aplicada (positiva para compresión) [N]
- A_g : área bruta de la sección de concreto [mm²]

Aunque la resistencia a cortante del concreto sea suficiente para superar la demanda última en la sección, el código ACI 318M-19 exige la colocación de acero mínimo en ciertas condiciones. Este mismo menciona que el refuerzo a cortante limita el crecimiento de las fisuras inclinadas, lo que mejora la ductilidad de la viga y proporciona una advertencia de fallo.

Será necesario disponer de acero mínimo cuando:

$$V_u > 0.083 * \phi * \lambda * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (46)$$

En este caso, el área mínima de acero transversal se obtiene con el mayor valor entre:

$$0.062 \sqrt{f'c} * \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (47)$$

$$0.35 * \frac{b_w}{f_{yt}} \quad (48)$$

Ahora bien, para calcular la resistencia a cortante del acero de refuerzo a cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s} \quad (49)$$

Donde:

- V_s : resistencia nominal a cortante del acero a cortante [N]
- f_{yt} : resistencia a la fluencia del refuerzo transversal [MPa]
- A_v : área de refuerzo transversal dentro del espaciamiento s [mm²]
- s : espaciamiento entre centroides del acero de refuerzo a cortante [mm]

En la práctica, la resistencia a cortante se ajusta principalmente mediante la reducción del espaciamiento entre estribos, comúnmente fabricados con barras No. 10 o No. 13. Cuando la demanda estructural es baja, los cálculos pueden señalar el uso de espaciamientos relativamente altos, sin embargo, es importante que estos no superen los límites indicados en la sección 9.7.6.2.2 del código ACI 318M-19:

Tabla 8. Espaciamiento máximo entre barras de refuerzo a cortante

Required V_s	Maximum s , mm				
	Lesser of:	Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

Fuente: American Concrete Institute, 2019.

4.10.10 Acero por temperatura y contracción

El acero por temperatura y contracción se incluye en los elementos estructurales “para resistir los esfuerzos de contracción y de cambios de temperatura, colocando varillas en una dirección perpendicular a las varillas principales de tensión” (León, 2005).

En losas:

- Cuantía mínima: $\rho_t > 0.0018$
- El espaciamiento no debe exceder 5 veces el espesor del elemento ni 450 mm.

Para muros:

- Cuando $V_u \leq 0.04 * \phi * \alpha_c * \sqrt{f'_c} * A_{cv}$:
 - o Para barras de 420 MPa con diámetro \leq No. 16: $\rho_t > 0.0020$.
 - o Para barras con diámetro $>$ No. 16: $\rho_t > 0.0025$.
- Cuando $V_u > 0.04 * \phi * \alpha_c * \sqrt{f'_c} * A_{cv}$:
 - o $\rho_t > 0.0025$.
- El espaciamiento máximo es el menor valor entre 3 veces el espesor del muro y 450 mm. En caso de incluir refuerzo a cortante, debe cumplirse además que la separación sea $l_w/5$.

4.10.11 Factores y combinaciones de carga

Los “factores de carga son números, casi siempre mayores que 1.0, que se usan para aumentar las cargas estimadas aplicadas a las estructuras” (McCormac & Brown, 2018). La magnitud del factor está relacionada con el nivel de incertidumbre de la carga: el peso muerto, al ser más fácil de estimar, posee un factor menor que las cargas transitorias.

Las cargas que pueden actuar sobre la estructura se integran en combinaciones con factores específicos, con el fin de representar los posibles escenarios que pueden actuar sobre la estructura. De esta manera, se logra identificar cuál combinación resulta la más crítica y se utiliza como demanda última en la verificación de la resistencia de diseño.

Según la norma ASCE-7, los componentes estructurales deben diseñarse para resistir los efectos de las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 9. Combinaciones de carga utilizadas para el diseño estructural

U1	$1.4(D + F)$
U2	$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
U3	$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8W)$
U4	$1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
U5	$1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
U6	$0.9D + 1.6W + 1.6H$
U7	$0.9D + 1.0E + 1.6H$

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2002.

Tabla 10. Tipos de carga

Variable	Significado
D	Carga muerta
E	Carga sísmica
F	Carga debida a fluidos con presiones y alturas máximas bien definidas.
H	Carga debida a la presión lateral del terreno y la presión del agua subterránea (subpresión)
L	Carga viva
L _r	Carga viva de techo
R	Carga de lluvia
S	Carga de nieve
T	Fuerzas originadas por deformaciones impuestas en la estructura

Fuente: American Society of Civil Engineers, 2002.

Es importante que el diseñador evalúe qué cargas son relevantes para cada proyecto. Por ejemplo, en zonas sin presencia de nieve, es entendible que se omitan del análisis. Asimismo, cuando ciertos efectos actúan reduciendo la severidad de la carga total, la norma establece factores menores; cuando las fuerzas laterales del suelo contrarrestan otras cargas, el código aplica un factor de 0.9.

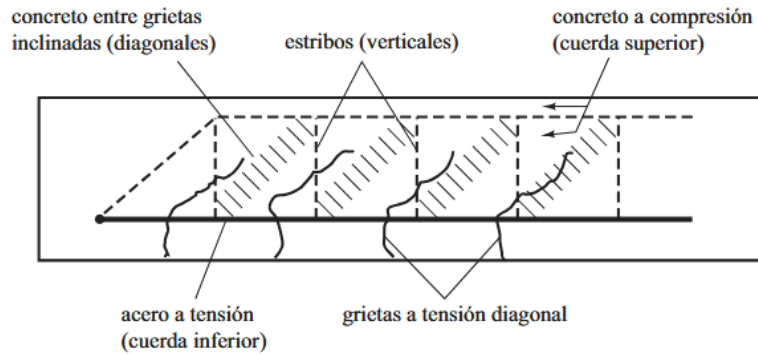
4.10.12 Método puntal tensor

También conocido como el método puntal tirante, consta de un “método alternativo para el diseño de miembros de concreto reforzado con discontinuidades geométricas y de fuerzas” (McCormac & Brown, 2019). Estas zonas conocidas como regiones D, se caracterizan por una distribución no lineal de esfuerzos debido a cambios repentinos en la sección transversal o la aplicación de cargas concentradas.

En estos casos, cuando “los claros de cortante son muy cortos, tienden a desarrollarse grietas inclinadas que se extienden de las cargas concentradas a los apoyos” (McCormac & Brown, 2019). El comportamiento estructural resultante se asemeja al de un arco atirantado, donde las varillas de refuerzo cumplen la función de tirantes.

La teoría inicial de Ritter-Morsch modela la viga de concreto reforzado con refuerzo para cortante como una armadura estáticamente determinada. En esta idealización, el bloque de compresión de concreto actúa como la cuerda superior, el refuerzo longitudinal como la cuerda inferior, los estribos como los elementos a tensión vertical y las zonas de concreto agrietado como miembros a compresión diagonal. Esta conceptualización demuestra que es posible representar el flujo de fuerzas en una armadura interna dentro del elemento estructural.

Ilustración 28. Analogía de armadura



Fuente: McCormac & Brown, 2019.

En el método puntal tensor, el elemento se idealiza como una armadura formada por puntales (miembros a compresión) y tirantes (miembros a tensión), los cuales convergen en nodos. Cada nodo se asocia con una zona nodal, definida como “el volumen de concreto alrededor de un nodo que se supone que transfiere las fuerzas desde los puntales y los tirantes a través del nodo” (McCormac & Brown, 2019).

La resistencia de diseño de los elementos debe ser mayor que la fuerza factorizada que actúa en ellos, considerando un factor de reducción de resistencia igual a 0.75 en todos los casos:

$$\phi F_{ns} \geq F_{us} \quad (50)$$

$$\phi F_{nt} \geq F_{ut} \quad (51)$$

$$\phi F_{nn} \geq F_{un} \quad (52)$$

Donde:

- ϕF_{ns} : resistencia de diseño de puntal [kN]
- F_{us} : fuerza de compresión factorizada en el puntal [kN]

- ϕF_{nt} : resistencia de diseño de tensor [kN]
- F_{ut} : fuerza de tensión factorizada en el puntal [kN]
- ϕF_{nn} : resistencia de diseño de zona nodal [kN]
- F_{un} : fuerza factorizada en zona nodal [kN]

La resistencia nominal del puntal se determina mediante:

$$F_{ns} = f_{ce} * A_{cs} + A'_s * f'_s \quad (53)$$

Donde:

- f_{ce} : resistencia a compresión efectiva del concreto [MPa]
- A_{cs} : área de la sección transversal en un extremo de un puntal tomada perpendicular al eje [mm²].
- A'_s : área de refuerzo de compresión [mm²]
- f'_s : tensión de compresión en el refuerzo bajo cargas factorizadas (es permitido utilizar f_y para refuerzo 280 o 420) [MPa]

La resistencia a compresión efectiva del concreto se calcula con:

$$f_{ce} = 0.85 * \beta_c * \beta_s * f'_c \quad (54)$$

Donde:

- β_c : factor de modificación por confinamiento
- β_s : factor para estimar el efecto de agrietamiento y el confinamiento del refuerzo

Tabla 11. Factor de modificación β_c

Location	β_c		
<ul style="list-style-type: none"> • End of a strut connected to a node that includes a bearing surface • Node that includes a bearing surface 	Lesser of	$\sqrt{A_2/A_1}$, where A_1 is defined by the bearing surface	(a)
		2.0	(b)
Other cases	1.0		(c)

Fuente: American Concrete Institute, 2019.

Tabla 12. Factor de modificación β_s

Strut location	Strut type	Criteria	β_s	
Tension members or tension zones of members	Any	All cases	0.4	(a)
All other cases	Boundary struts	All cases	1.0	(b)
	Interior struts	Reinforcement satisfying (a) or (b) of Table 23.5.1	0.75	(c)
		Located in regions satisfying 23.4.4	0.75	(d)
		Beam-column joints	0.75	(e)
		All other cases	0.4	(f)

Fuente: American Concrete Institute, 2019.

La resistencia debe evaluarse en ambos extremos del puntal, seleccionando el menor valor como su resistencia nominal.

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal se expresa como:

$$F_{nn} = f_{ce} * A_{nz} \quad (55)$$

Donde:

- A_{cs} : área de una cara de una zona nodal [mm²], definida como el menor valor entre a) el área de la cara de la zona nodal sobre la cual actúa F_u o b) el área de la sección transversal de la zona nodal.

La resistencia a compresión efectiva del concreto en la cara de una zona nodal se calcula con:

$$f_{ce} = 0.85 * \beta_c * \beta_n * f'_c \quad (56)$$

Donde:

- β_n : factor para estimar el efecto de anclaje de lazos sobre la compresión efectiva.

Tabla 13. Factor de modificación β_n

Configuration of nodal zone	β_n	
Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	(a)
Nodal zone anchoring one tie	0.80	(b)
Nodal zone anchoring two or more ties	0.60	(c)

Fuente: American Concrete Institute, 2019.

Para elementos no postensados, la resistencia nominal del tirante se determina mediante:

$$F_{nt} = A_{ts} * f_y \quad (57)$$

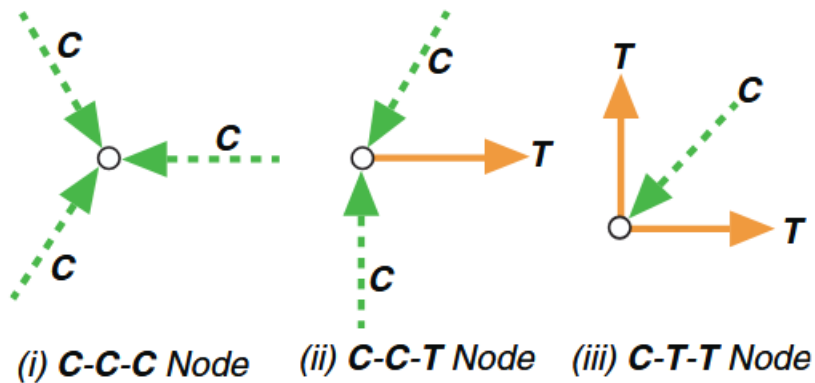
Donde:

- A_{ts} : área de refuerzo no pretensado en el tirante [mm²].

Para diseñar una región D, “es necesario aislar la región como un cuerpo libre, determinar las fuerzas que actúen en ese cuerpo, y luego seleccionar el sistema o modelo de armadura para transferir las fuerzas por la región” (McCormac & Brown, 2019). En este proceso, las cargas distribuidas deben idealizarse como una serie de cargas concentradas aplicadas en los nodos, recordando que un máximo de tres fuerzas actúen sobre la zona nodal para garantizar un equilibrio determinado. En los casos en que existan cuatro fuerzas, se pueden combinar dos para que actúen en la misma dirección en una sola resultante.

Los nodos se clasifican según el tipo de esfuerzo que reciben: un nodo C-C-C está sometido únicamente a compresión, uno C-C-T combina dos fuerzas de compresión y una de tensión, mientras que un C-T-T recibe una de compresión y dos de tensión.

Ilustración 29. Clasificación de nodos

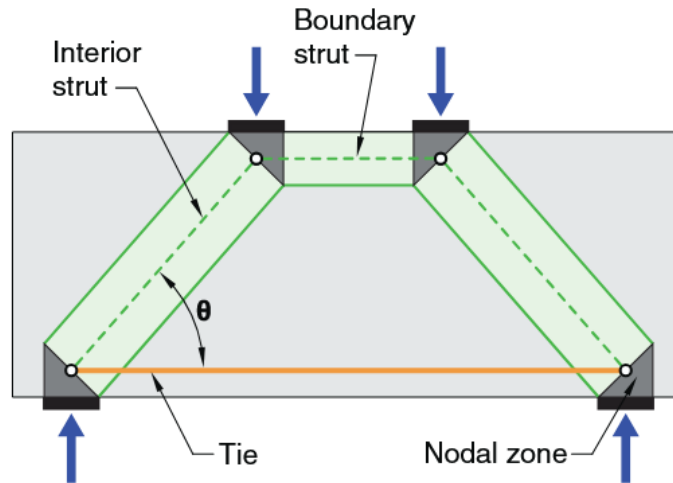


Fuente: American Concrete Institute, 2019.

Para asegurar un desempeño adecuado, los ángulos formados entre los ejes de los elementos deben ser de al menos 25 grados, ya que este ángulo “debe ser lo suficientemente grande para mitigar la fisuración y evitar incompatibilidades derivadas del acortamiento del puntal y el alargamiento del tensor que ocurren aproximadamente en la misma dirección” (American Concrete Institute, 2019).

La elección de las dimensiones de los puntales y tensores se debe realizar mediante un proceso iterativo por tanteo, comenzando con anchos pequeños y ajustando hasta cumplir con las condiciones de resistencia.

Ilustración 30. Ejemplificación del modelo de puntal tensor



Fuente: American Concrete Institute, 2019.

V. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

5.1 Generalidades del proyecto

El presente trabajo de diseño corresponde a un proyecto multipropósito ubicado en Centroamérica. Por motivos de confidencialidad, no es posible revelar la localización exacta; sin embargo, se asume su emplazamiento en el municipio de San Luis, departamento de Petén, Guatemala. Esta selección responde a que los parámetros sísmicos de la zona presentan parámetros similares a aquellos utilizados en el proyecto, aspecto que se desarrollará a más detalle en secciones posteriores.

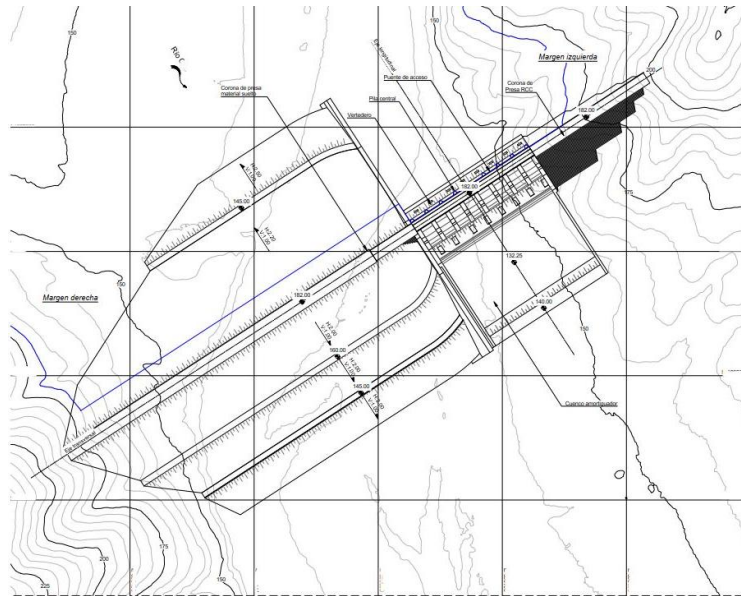
El proyecto consiste en una presa multipropósitos, cuyo objetivo principal es el control de crecidas, con el fin de mitigar el riesgo de inundaciones y contribuir a la seguridad de las comunidades circundantes. Como objetivos secundarios, orientados a maximizar los beneficios de la construcción sin comprometer la finalidad primaria, se incluyen el abastecimiento de agua potable a poblados aledaños, el riego agrícola y la generación hidroeléctrica.

La selección de la tipología de la presa a emplear en el proyecto se fundamentó en un análisis integral que consideró los siguientes aspectos técnicos:

- Riesgo Hidrológico: se evaluó los criterios de diseño por tipología de presa y de esta manera analizar la magnitud de las avenidas de diseño que fuera posible de incorporar.
- Riesgo sísmico: efectos de un sismo extremo en la estabilidad estructural según la tipología.
- Aspectos medioambientales: se consideró el grado de alteración del entorno, tanto en excavaciones como en aprovechamiento de materiales, teniendo como prioridad reducir el impacto ambiental y favorecer la sostenibilidad de la obra.
- Logístico-constructivo: consideración de accesos al sitio de la presa y la factibilidad de ejecutar el proyecto en fases constructivas.
- Disponibilidad de materiales: posibilidad, proximidad y facilidad de obtención de los distintos materiales para la construcción de la tipología de presa considerada.
- Geológico-Geotécnico del cimiento: las características necesarias del suelo de cimentación para lograr construir la tipología de presa evitando deformaciones excesivas.

En adición a los factores técnicos, se efectuó un análisis económico preliminar con el fin de obtener posibles volúmenes de obra, costos asociados y rangos de inversión. Como resultado de la evaluación conjunta de los criterios técnicos y económicos, se determinó que la alternativa más favorable para las necesidades del proyecto es una presa mixta. En la solución adoptada, la margen derecha se proyectó una presa de materiales sueltos con núcleo de arcilla, mientras que en la margen izquierda se planteó una presa de concreto compactado con rodillo (RCC).

Ilustración 31. Planta general de presa mixta



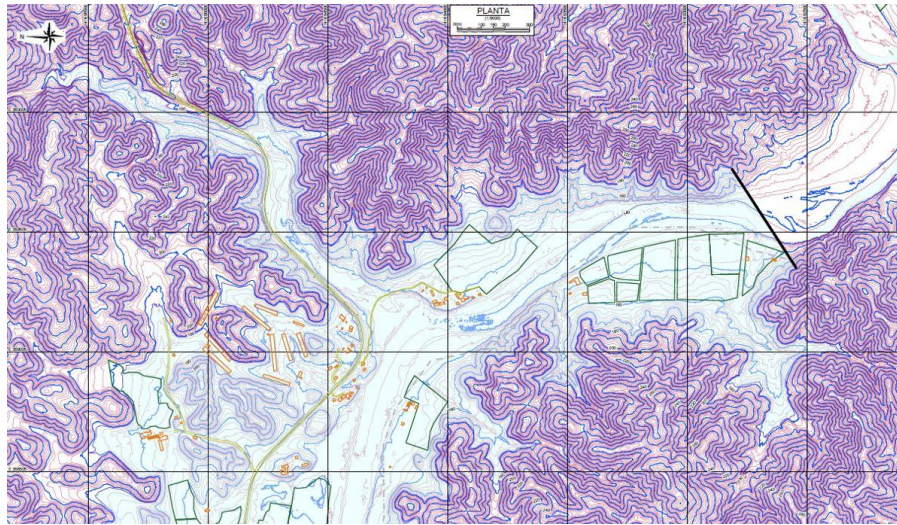
5.2 Estudios topográficos

Para el desarrollo del proyecto se llevó a cabo un levantamiento topográfico mediante tecnología LiDAR (Light Detection and Ranging) con una extensión de 249.5 km². El objetivo principal de este estudio fue obtener un modelo tridimensional detallado de la topografía del sitio de la presa y de su entorno inmediato. Con ello fue posible analizar el área de inundación proyectada, identificar la ubicación de carreteras y puentes que deberán reubicarse debido a la conformación del embalse y registrar la posición de las principales comunidades cercanas al área de influencia.

Posteriormente, la nube de puntos obtenida fue sometida a un proceso de clasificación y filtrado con el fin de eliminar puntos erróneos para generar un modelo 3D confiable. Adicionalmente, la confiabilidad del modelo LiDAR fue verificada mediante la comparación con levantamientos convencionales realizados con teodolito, lo que demostró que la topografía generada coincidía con alta precisión con la realidad de la zona de la presa. Presentando su validez otorgó la certeza necesaria para poder utilizar la información como base en el diseño final de los componentes del proyecto.

Finalmente, a través de un software geodésico, se procesaron los datos para obtener los modelos digitales de terrenos. A partir de estos modelos se lograron generar las curvas de nivel de la zona para definir con precisión la geometría de la presa y todas sus obras anexas.

Ilustración 32. Curvas de nivel a cada 2 metros de la zona de la presa



5.3 Estudios geotécnicos

Con el propósito de definir las características geológicas y geotécnicas del sitio, se ejecutó una campaña de investigaciones geognósticas que incluyó levantamientos de campo, muestreos y ensayos de laboratorio. A partir de esta información y el análisis de los resultados obtenidos, fue posible caracterizar los macizos rocosos y los suelos para el diseño de la presa y de sus componentes asociados.

El sustrato rocoso en el emplazamiento de la presa está constituido principalmente por paragneis, diferenciándose en tres unidades geotécnicas en función de su grado de meteorización, nivel de fracturación y propiedades de resistencia y deformabilidad de las rocas intactas:

- UG1: Paragneis de alta resistencia, baja meteorización y un grado de fracturación moderado.
- UG2: Paragneis de resistencia intermedia, ligeramente meteorizada y medianamente hasta muy fracturado.
- UG3: Paragneis de resistencia baja a muy baja, con un grado de meteorización medio y elevada fracturación.

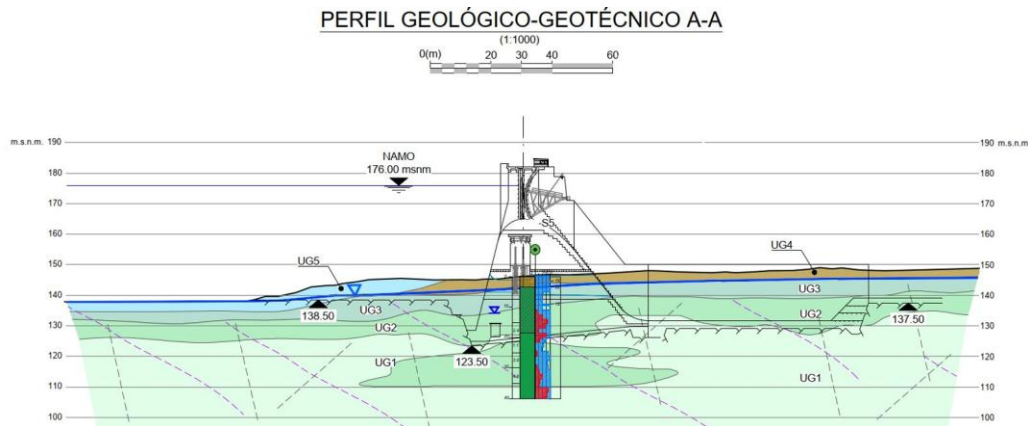
Mediante el software RocLab, se definieron los parámetros geomecánicos para cada unidad. La variabilidad en los resultados refleja la heterogeneidad en las condiciones del terreno, lo que obliga a contemplar rangos de valores en lugar de parámetros únicos.

Tabla 14. Parámetros geotécnicos de las unidades del macizo rocoso

UG	Peso de volumen	Cohesión	Ángulo de fricción	Poisson
	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[-]
UG1	27	550-1300	50-58	0.25
UG2	26	320-540	39-49	0.25
UG3	25	180-270	26-34	0.30

Adicionalmente, se elaboraron perfiles geológico-geotécnicos longitudinales que representan las condiciones del subsuelo a lo largo del eje de la presa. Estos perfiles permiten visualizar la distribución de las unidades geotécnicas e identificar los parámetros a utilizar como suelo de cimentación para el diseño del cuenco amortiguador. Como se puede observar en el siguiente perfil longitudinal, el cuenco amortiguador pretender situarse en una cimentación conformada por UG1 y UG2; manteniendo un enfoque conservador, se seleccionaran las propiedades del suelo más débil durante el diseño.

Ilustración 33. Perfil geológico-geotécnico A-A perpendicular al eje de presa



El ensayo Down-Hole fue empleado para determinar los tiempos de propagación de las ondas de corte en el suelo localizado en el área del proyecto. A partir de las mediciones realizadas en el paragneis meteorizado (UG2) se obtuvieron los resultados estadísticos que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 15. Resultados estadísticos de las velocidad de onda de corte obtenidos mediante Down-Hole.

Velocidad de onda de corte v_s [m/s]						
Litología	N. mediciones	Min.	Promedio	Mediana	Max.	Desv. Est.
PRGm	55	243	936.5	1021	1857	402.5

De acuerdo con la Tabla A.1 de la norma NSE-2018 (Clasificación del tipo de suelo, Anexo A) y considerando el valor promedio de velocidad de onda de corte del paragneis, se concluye que el perfil de suelo bajo el emplazamiento del cuenco amortiguador corresponde a la Clase B (Roca). Esta clasificación será utilizada para elaborar el espectro sísmico del proyecto y determinar las aceleraciones sísmicas que deberá resistir la estructura.

Como fue mencionado anteriormente, la presa contempla una configuración mixta entre materiales sueltos y concreto compactado con rodillo (RCC). En la margen derecha del cuenco amortiguador, la estructura estará en contacto con la presa de materiales sueltos, por lo que resulta indispensable conocer las propiedades geotécnicas del relleno de enrocado que actuará directamente sobre ella.

El material conceptualizado corresponde a enrocados (clasificación 4CC), cuya procedencia se prevé tanto de las excavaciones derivadas de las obras principales como de canteras

cercanas, principalmente conformadas de las unidades geológicas UG1 y UG2. La caracterización de este material se realizó mediante ensayos en calicatas y perforaciones, obteniéndose los siguientes parámetros:

Tabla 16. Parámetros geotécnicos del relleno de enrocado 4CC

Material	γ_{seco} [kN/m ³]	γ_{saturado} [kN/m ³]	Ángulo de fricción [°]
4CC	20	20	43

5.4 Estudios hidrológicos

Los estudios hidrológicos se desarrollaron a partir de la información meteorológica e hidrométrica disponible en la cuenca de los ríos que confluyen en el sitio de la presa. No obstante, las estaciones de registro presentaron limitaciones significativas como períodos de extremadamente cortos de registros, series de precipitación incompletas y en algunos casos valores incongruentes. Estas deficiencias restringieron la utilidad de los datos para calibrar un modelo hidrológico únicamente con registros observados.

Ante esta situación, fue necesario implementar metodologías complementarias para completar y depurar la base de datos, con el fin de realizar los estudios de oferta hídrica y eventos extremos. En particular, se recurrió a la construcción de hidrogramas de crecida mediante métodos hidrometeorológicos que permiten transformar la precipitación en escorrentía.

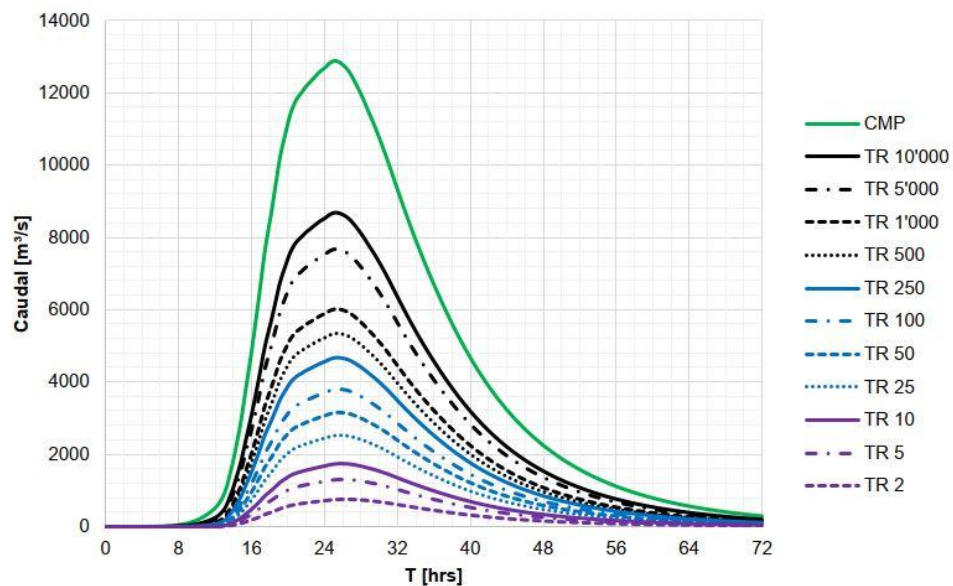
El proceso se apoyó en un modelo numérico de simulación hidrológica, con el cual se generaron hidrogramas correspondientes a tormentas sintéticas de diseño. Para estos hidrogramas se consideraron períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 250, 500, 1000, 5000 y 10000 años, lo que permitió cubrir desde eventos frecuentes hasta crecidas de carácter extremo. Adicionalmente, el modelo fue utilizado para estimar la CMP a partir de la precipitación máxima probable obtenida con métodos estadísticos aplicados a la zona de estudio.

La siguiente tabla resume los caudales máximos asociados a los diferentes períodos de retorno considerados y a la CMP en la ubicación de la presa:

Tabla 17. Caudales máximos obtenidos para los eventos extremos en la ubicación del sitio de presa

Recurrencia [años]	Q _{pico} [m ³ /s]
CMP	12880
10000	8680
5000	7670
1000	6020
500	5340
250	4670
100	3800
50	3150
25	2520
10	1740
5	1300
2	750

Gráfica 1. Hidrogramas de proyecto para el sitio de presa según periodo de retorno



5.5 Diseño hidráulico de la presa

De acuerdo con los lineamientos establecidos por el Comité Español de Grandes Presas, la estructura se clasificó en categoría A, lo que implica considerar una crecida de período de retorno de 10,000 años como condición de diseño hidráulico. Con base en el estudio hidrológico, el caudal pico de proyecto se determinó en 8,682 m³/s.

Sin embargo, para una evaluación integral se analizaron los hidrogramas de todos los períodos de retorno definidos previamente, incluyendo la CMP. Con ello se verificó que la presa tuviera la capacidad de almacenar todos los caudales de entrada. A partir de este análisis se seleccionó un vertedero regulado mediante compuertas, con cota de cresta en 165 msnm, lo que

permitió incrementar el volumen útil del embalse a diferencia de seleccionar un vertedero de flujo libre. Esta implementación también permitiría definir reglas de operación del manejo de las compuertas para poder atenuar los caudales punta provenientes aguas arriba. Este proceso de regulación, conocido como laminación, depende tanto de las características topográficas del embalse como del tiempo de concentración de la crecida.

Apoyándose en los pronósticos meteorológicos y la preparación de los operadores del proyecto, se hipotetiza que es posible anticipar con un buen grado de confiabilidad la magnitud y tiempo de llegada de la crecida que ingresará al embalse tal que se pueda anticipar descargas controladas. De esta forma, es posible disminuir de manera significativa los caudales de salida, optimizando la seguridad hidráulica de la presa. Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 18. Resumen de resultados de laminación del embalse

Tr [años]	Caudal de ingreso [m ³ /s]	Caudal de salida [m ³ /s]	Nivel máximo de embalse [msnm]	Atenuación [%]
2	752	0	176.00	0.33
5	1300	151	176.63	0.60
10	1736	255	177.86	0.68
25	2521	695	174.15	0.68
50	3152	814	176.01	0.71
100	3799	904	177.77	0.74
250	4671	3316	173.23	0.20
500	5341	3893	173.98	0.20
1000	6016	4457	174.70	0.20
5000	7674	5801	176.32	0.20
10000	8682	6589	177.22	0.20
CMP	12881	9882	180.71	0.20

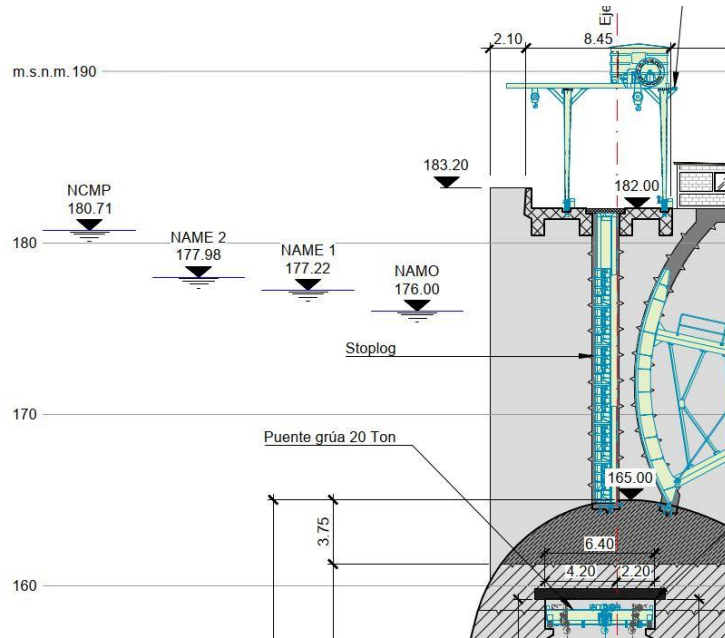
A partir de los resultados obtenidos en el modelo hidrológico se definieron los siguientes niveles de embalse de diseño:

- NAMO (Nivel de avenida máxima de operación): 176.00 msnm
- NAME (Nivel de avenida máxima extraordinaria): 177.22 msnm, correspondiente a la crecida con período de retorno de 1000 años.
- NCMP (Nivel de crecida máxima probable): 180.71 msnm

Adicionalmente a estos niveles, estos resultados permiten dimensionar los volúmenes de agua que deberán ser conducidos a través del cuenco amortiguador, indispensables para el cálculo del resalto hidráulico y las demandas de la estructura.

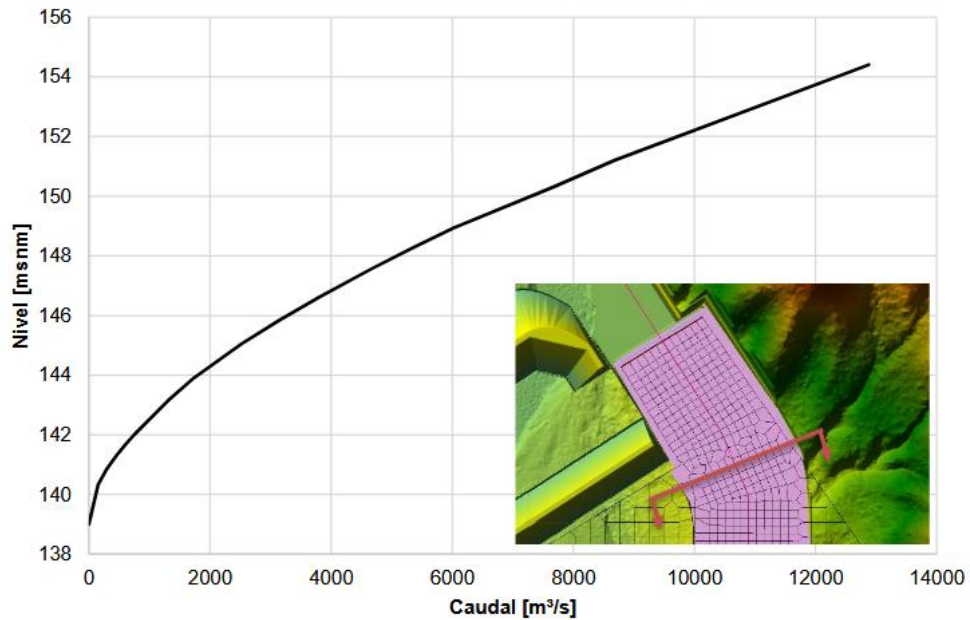
Dentro de las consideraciones de seguridad, se planteó la necesidad de seleccionar una cota de coronamiento lo suficientemente elevada para garantizar la contención de los niveles máximos del embalse. A este valor se le agregó una altura libre para impedir el desbordamiento de la presa a partir de la formación de olas o incertidumbres sobre la determinación de los niveles de agua. Estos aspectos dictaron la adopción de una cota de coronamiento de 183.20 msnm.

Ilustración 34. Niveles de embalse que experimentará la presa



Cuando se procede a la apertura de las compuertas, el caudal descargado circula a través de la rápida, disipando su energía en el cuenco amortiguador antes de incorporarse nuevamente al cauce natural por medio de un canal de restitución. Para evaluar de manera precisa este proceso, se elaboró un modelo 2D del cauce del río, generado a partir del modelo digital de terreno obtenido mediante el levantamiento LiDAR. Este modelo permitió determinar la curva H-Q de la restitución aguas abajo del cuenco amortiguador. Esta información será esencial para la evaluación del resalto hidráulico del cuenco amortiguador.

Gráfica 2. Curva H-Q obtenida mediante modelo 2D para el canal de restitución



VI. Cálculo del resalto hidráulico del cuenco amortiguador

6.1 Velocidad inicial del tirante

Para analizar el comportamiento del resalto hidráulico en el cuenco amortiguador, considerando distintos tiempos de retorno, se utilizaron los datos del diseño hidráulico junto con cálculos complementarios. La cota de solera del cuenco se estableció en 131.65 msnm. A partir de este valor y de las alturas de embalse definidas en la **Tabla 18**, se aplicó la ecuación de Bernoulli para estimar la velocidad con la que el flujo impacta sobre el cuenco:

$$P_1 + \frac{1}{2}\rho v_1^2 + \rho g h_1 = P_2 + \frac{1}{2}\rho v_2^2 + \rho g h_2 \quad (58)$$

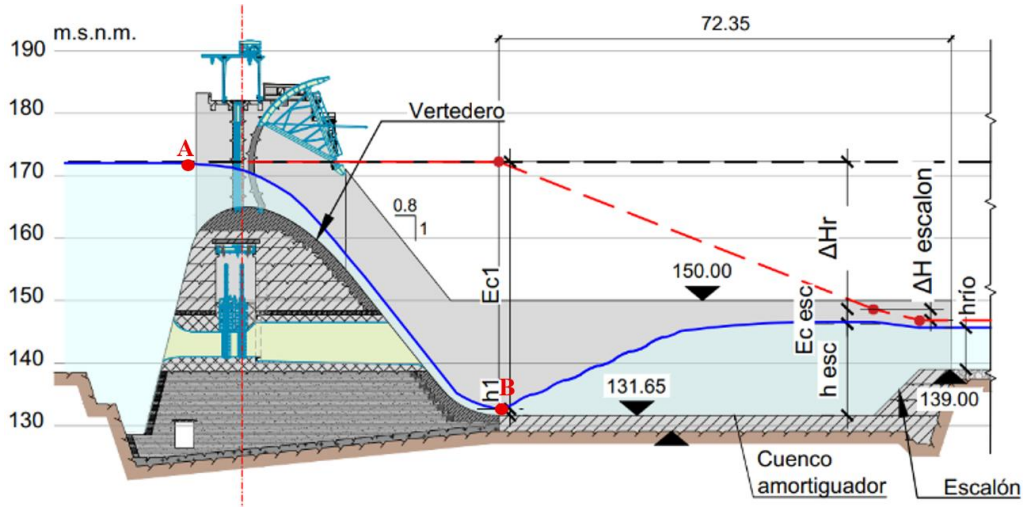
Donde:

- P : presión estática del fluido [Pa]
- ρ : densidad del fluido [kg/m^3]
- v : velocidad del fluido en la sección analizada [m/s]
- h : elevación del punto respecto al plano de referencia [m]

Para este análisis se seleccionaron los siguientes dos puntos, considerando como plano de referencia la cota de solera del cuenco:

1. Una partícula de agua dentro del embalse.
2. Una partícula situada al inicio del resalto hidráulico.

Ilustración 35. Esquema de puntos de referencia para la aplicación de la ecuación de Bernoulli



Conociendo que ambos puntos se encuentran sometidos a la misma presión estática y que la velocidad dentro del embalse puede considerarse despreciable, la ecuación de Bernoulli se simplifica a:

$$\rho g h_1 = \frac{1}{2}\rho v_2^2 \quad (59)$$

Finalmente, despejando para la velocidad del punto 2, se obtiene la expresión que permite calcular la velocidad inicial del tirante únicamente a partir de los niveles del embalse en cada evento hidráulico:

$$v_2 = \sqrt{2gh} \quad (60)$$

A continuación se presentan las velocidades iniciales según los períodos de retorno de crecida:

Tabla 19. Velocidades iniciales del resalto hidráulico

Tr [años]	Nivel del embalse [msnm]	v ₂ [m/s]
2	176.00	29.50
5	176.63	29.71
10	177.86	30.11
25	174.15	28.88
50	176.01	29.50
100	177.77	30.08
250	173.23	28.56
500	173.98	28.82
1000	174.70	29.06
5000	176.32	29.60
10000	177.22	29.90

6.2 Cálculo de alturas del resalto

Conociendo la velocidad inicial del flujo en el resalto hidráulico, se procede al cálculo de los niveles de agua correspondientes al inicio y al final del tirante. El ancho interior adoptado para el cuenco amortiguador es de 106.10 m, por lo que para determinar la elevación inicial del tirante es necesario relacionar el caudal de entrada con la sección de flujo. Este se despeja a partir de la ecuación de continuidad:

$$Q_{entrada} = A * v \quad (61)$$

$$Q_{entrada} = h_1 b * v \quad (62)$$

$$h_1 = \frac{Q_{entrada}}{b * v} \quad (63)$$

Donde:

- $Q_{entrada}$: caudal de entrada al cuenco [m³/s]
- A : área hidráulica de la sección de entrada [m²]
- v : velocidad media de entrada [m/s]
- b : ancho del cuenco amortiguador [m]
- h_1 : tirante inicial del resalto hidráulico [m]

Posteriormente, mediante la ecuación (1) para el cálculo del número de Froude (NF₁) del flujo inicial y la ecuación (9) para la relación entre tirantes, es posible determinar obtener la estimación de la altura final del flujo (h₂).

Tabla 20. Alturas del tirante hidráulico

Tr [años]	v ₂ [m/s]	Q [m ³ /s]	h ₁ [m]	NF ₁ [-]	Relación h ₁ /h ₂ [-]	h ₂ [m]
2	29.50	0.00	0.00	-	-	-
5	29.71	151.00	0.05	43.33	60.78	2.91
10	30.11	255.00	0.08	34.03	47.62	3.80
25	28.88	695.00	0.23	19.36	26.88	6.10
50	29.50	814.00	0.26	18.47	25.63	6.66
100	30.08	904.00	0.28	18.05	25.03	7.09
250	28.56	3316.00	1.09	8.72	11.84	12.95
500	28.82	3893.00	1.27	8.15	11.04	14.06
1000	29.06	4457.00	1.45	7.72	10.43	15.07
5000	29.60	5801.00	1.85	6.96	9.35	17.27
10000	29.90	6589.00	2.08	6.62	8.88	18.45

Es importante señalar que para el período de retorno de 2 años las condiciones corresponden aún al régimen normal de operación del embalse, lo que implica que las compuertas del vertedero no requieren apertura. En consecuencia, no se genera flujo sobre el cuenco amortiguador y por ende no se espera la formación de un resalte hidráulico, por lo que para el resto del procedimiento este evento no será considerado en los cálculos.

Como se puede observar a partir de los números de Froude para cada evento, todos los flujos correspondientes a un período de retorno igual o menor a 100 representar un comportamiento altamente eficiente. Para aquellos que superan este tiempo de retorno estos conforman un resalto estabilizado, donde la disipación de energía todavía se mantiene bastante eficiente.

6.3 Longitud del resalto hidráulico

La determinación de las longitudes del resalto hidráulico se realizó utilizando la **Ilustración 9**, la cual permite identificar la relación entre la longitud de resalto y la altura del tirante inicial. Como ejemplo ilustrativo del procedimiento, se seleccionó el escenario más crítico, correspondiente a un período de retorno de 10,000 años. Los resultados gráficos para los demás eventos hidráulicos se incluyen en los anexos.

Es importante señalar que en los períodos de retorno iguales o menores a 10 años, los números de Froude obtenidos resultaron ser tan elevados que quedaron fuera del rango representado en el gráfico de referencia, imposibilitando la determinación directa de la longitud del resalto. Sin embargo, al tratarse de condiciones menos exigentes y que no gobiernan el diseño, estas fueron descartadas del análisis principal.

Ilustración 36. Ejemplo de procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 10,000$ años

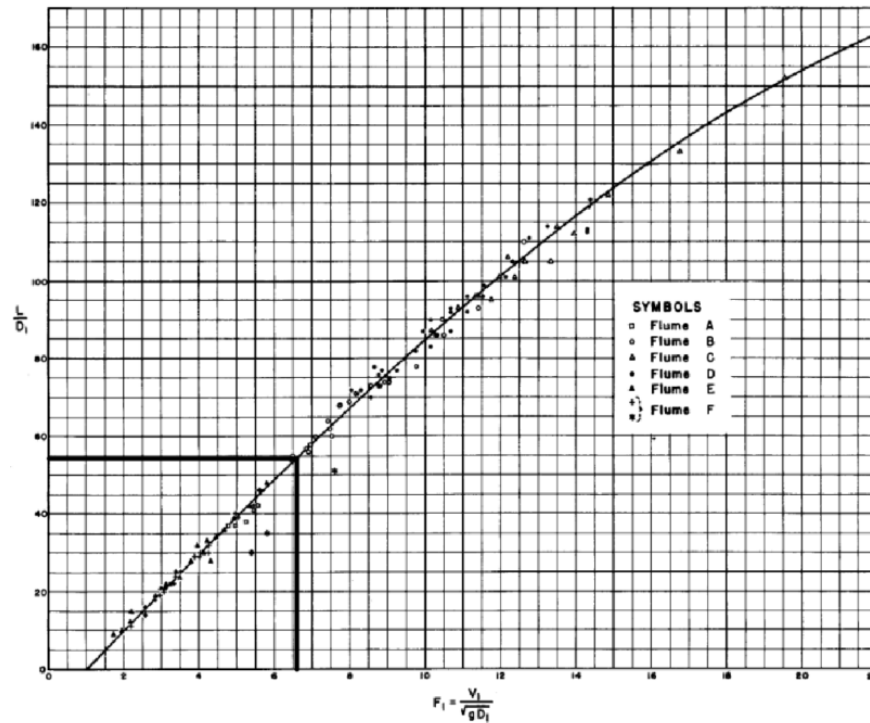


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

La **Ilustración 36** muestra el procedimiento de obtención de la longitud de resalto expresada en función de h_1 para el caso con un período de retorno de 10,000 años. Repitiendo este método se obtuvieron las longitudes de resalto hidráulico presentadas en la siguiente tabla, en adición al uso de la ecuación (10) para determinar la longitud de los remolinos:

Tabla 21. Longitudes del resalto hidráulico y zona de remolinos

Tr [años]	NF ₁ [-]	h ₁ [m]	L _r /D ₁ [-]	L _j [m]	L _r [m]
25	19.36	0.23	150.00	34.03	27.44
50	18.47	0.26	145.00	37.71	29.99
100	18.05	0.28	143.23	40.57	31.90
250	8.72	1.09	71.37	78.09	58.29
500	8.15	1.27	68.63	87.38	63.27
1000	7.72	1.45	64.60	93.37	67.82
5000	6.96	1.85	51.81	95.68	77.70
10000	6.62	2.08	51.48	106.92	83.01

6.4 Interpretación de resultados

La longitud propuesta del cuenco amortiguador es de 60 metros en sección plana en adición a una sección de escalón que actúa como transición hacia el canal de restitución. De esta forma, la longitud total de la estructura de disipación asciende a 73 metros.

El dimensionamiento propuesto permite contener de manera eficiente el resalto hidráulico para crecientes con períodos de retorno de hasta 100 años, asegurando que el fenómeno se desarrolle dentro del cuenco. Además, se garantiza la contención de la zona de remolinos para una crecida de 1,000 años de recurrencia. Se descartó diseñar la geometría de la estructura en función de un período de 10,000 años, ya que esto implicaría una estructura de disipación excesivamente onerosa.

A partir de esta decisión, fue necesario comparar el nivel del agua en el punto de entrada del canal de restitución con el nivel final del resalto hidráulico. El criterio de diseño establece que el nivel del resalto debe mantenerse siempre por debajo del nivel de restitución, evitando así el rechazo del resalto. En caso contrario, el fenómeno tendería a desplazarse aguas abajo hasta alcanzar una posición de equilibrio, lo cual generaría inestabilidad en la disipación de energía. Este comportamiento no controlado podría resultar en la erosión del cauce del río aguas abajo, comprometiendo su estabilidad.

Al confirmar que para los escenarios analizados el resalto no rechace el nivel de restitución, esto garantizaría que la disipación de la energía se produzca de manera controlada dentro del cuenco amortiguador, cumpliendo adecuadamente su función hidráulica como obra anexa de seguridad.

Tabla 22. Resultados del comportamiento hidráulico del resalto generado en el cuenco amortiguador

Tr [años]	Q [m ³ /s]	v ₁ [m/s]	h ₁ [m]	NF ₁ [-]	h ₂ [m]	L _j [m]	L _r [m]	h ₂ [msnm]	h _{rio} [msnm]	Estado
25	695	28.88	0.23	19.36	6.10	34.03	27.44	137.75	144.78	Ahogado
50	814	29.50	0.26	18.47	6.66	37.71	29.99	138.31	145.63	Ahogado
100	904	30.08	0.28	18.05	7.09	40.57	31.90	138.74	146.40	Ahogado
250	3316	28.56	1.09	8.72	12.95	78.09	58.29	144.60	147.37	Ahogado
500	3893	28.82	1.27	8.15	14.06	87.38	63.27	145.71	148.04	Ahogado
1000	4457	29.06	1.45	7.72	15.07	93.37	67.82	146.72	148.69	Ahogado
5000	5801	29.60	1.85	6.96	17.27	95.68	77.70	148.92	150.15	Ahogado
10000	6589	29.90	2.08	6.62	18.45	106.92	83.01	150.10	150.88	Ahogado

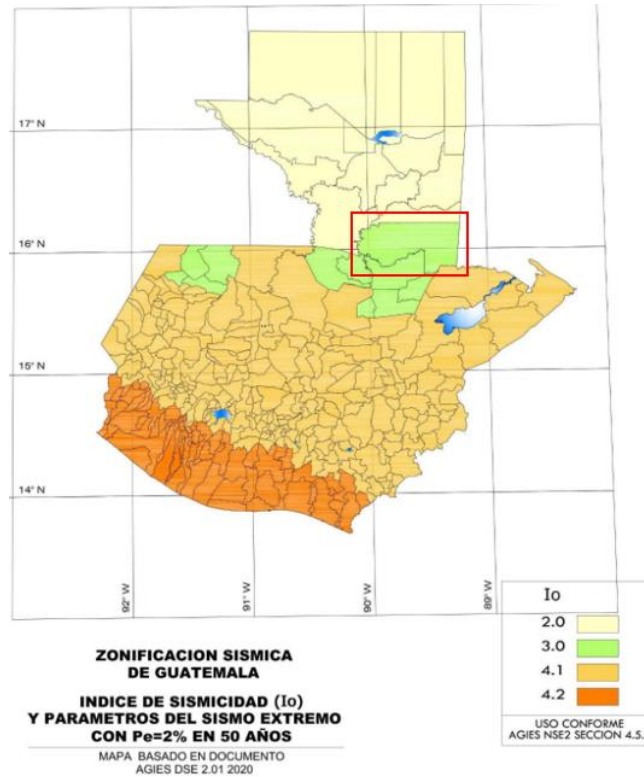
VII. Aceleraciones sísmicas del proyecto

En la siguiente sección se detalla el procedimiento de elaboración del espectro de diseño, con el fin de identificar las aceleraciones sísmicas que incidirán sobre el cuenco amortiguador. Por motivos de confidencialidad, se asume que el proyecto se encuentra ubicado en el municipio de San Luis, Petén.

7.1 Índice de sismicidad

Para establecer el nivel de amenaza sísmica, se utilizó el mapa de zonificación sísmica contenido en la norma AGIES NSE 2-2018, localizando la ubicación del municipio de San Luis y determinando el índice de sismicidad correspondiente.

Ilustración 37. Ubicación de municipio San Luis, Petén en mapa de zonificación sísmica



Fuente: AGIES, 2020.

Tal como se demuestra en la **Ilustración 37**, el municipio se encuentra dentro de la macrozona con índice de sismicidad $I_0= 3.0$.

7.2 Probabilidad de sismo de diseño

De manera similar al criterio adoptado por el Comité Español de Grandes Presas, la normativa AGIES clasifica las obras en distintas categorías para definir los requisitos de seguridad estructural. En este caso, la presa hidráulica se clasifica como *Categoría IV: Obras esenciales*, al tratarse de una infraestructura que debe permanecer en operación continua durante y después del evento sísmico.

En función de esta clasificación, la norma establece que el sismo de diseño debe corresponder a una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años, lo cual equivale a un período de retorno aproximado de 975 años. Este sismo severo fue seleccionado como el sismo MDE especificado en el código de estabilidad global del *USACE*.

Tabla 23. Nivel de proyección sísmica y probabilidad de sismo de diseño

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

Fuente: *AGIES*, 2020.

Adicionalmente, se definió la elaboración de un espectro para un sismo mínimo, con el fin de contemplar todas las condiciones de carga mencionadas en la **Tabla 5** para los muros de contención del cuenco amortiguador. El sismo ordinario de la norma *AGIES* presenta un período de retorno de 475 años, superior al valor que el código *USACE* considera como OBE (TR = 144 años). Por esto mismo, se seleccionará el sismo mínimo para representar el sismo básico.

En resumen:

- Sismo MDE: sismo con probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (TR = 975 años)
- Sismo OBE: sismo mínimo (reducción del sismo básico que se asemeja más a las especificaciones de un sismo de TR = 144 años).

7.3 Selección de parámetros sísmicos

Utilizando la siguiente tabla se identifican los valores de los parámetros S_{cr} y S_{lr} para el municipio de San Luis, Petén. De acuerdo con la clasificación geotécnica, el sitio de emplazamiento corresponde a un suelo tipo B debido a las velocidades de onda de corte que presenta el macizo UG2.

Tabla 24. Ordenadas espectrales para proyecto en suelo tipo B en San Luis, Petén

No.	Municipio	Departamento	I_0	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S_{cr}	S_{lr}	T_i	S_{cr}	S_{lr}	T_i	S_{cr}	S_{lr}	T_i	S_{cr}	S_{lr}	T_i	S_{cr}	S_{lr}	T_i	
225	San Lorenzo	San Marcos	4.1	1.39	0.47	2.57	1.43	0.52	2.54	1.53	0.68	2.61	1.55	0.82	3.28	1.33	1.36	3.79	100
226	San Lorenzo	Suchitepéquez	4.2	1.76	0.51	3.40	1.84	0.57	3.45	1.96	0.93	3.56	1.96	1.38	4.52	1.71	1.98	4.61	110
227	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4.1	1.32	0.47	2.48	1.43	0.52	2.60	1.75	0.68	2.69	1.54	1.08	3.27	1.28	1.82	3.51	100
228	San Lucas Tolimán	Sololá	4.1	1.52	0.47	2.66	1.52	0.52	2.57	1.66	0.68	2.69	1.65	0.88	3.65	1.48	1.45	3.91	100
229	San Luis	Petén	2	0.77	0.30	4.73	0.86	0.33	4.90	0.94	0.50	3.98	1.03	0.57	3.86	1.03	0.88	3.95	110
230	San Luis Jilotepeque	Jalapa	4.1	1.33	0.43	2.52	1.51	0.48	2.74	1.78	0.75	2.44	1.58	1.11	2.77	1.31	1.65	3.06	100

Fuente: *AGIES*, 2020.

Estos parámetros constituyen la base para el cálculo de los valores de diseño, así como para la determinación de los períodos característicos que definirán los dos espectros sísmicos a emplear en el análisis de estabilidad de la obra.

Tabla 25. Parámetros para los eventos sísmicos MDE y OBE de San Luis, Petén

Evento sísmico	S_{cr} [g]	S_{1r} [g]	T_L [s]	S_{1d} [g]	S_{cd} [g]	T_s [s]	T_0 [s]
Sismo MDE	0.86	0.33	4.90	0.69	0.26	0.38	0.08
Sismo OBE	0.86	0.33	4.90	0.47	0.18	0.38	0.08

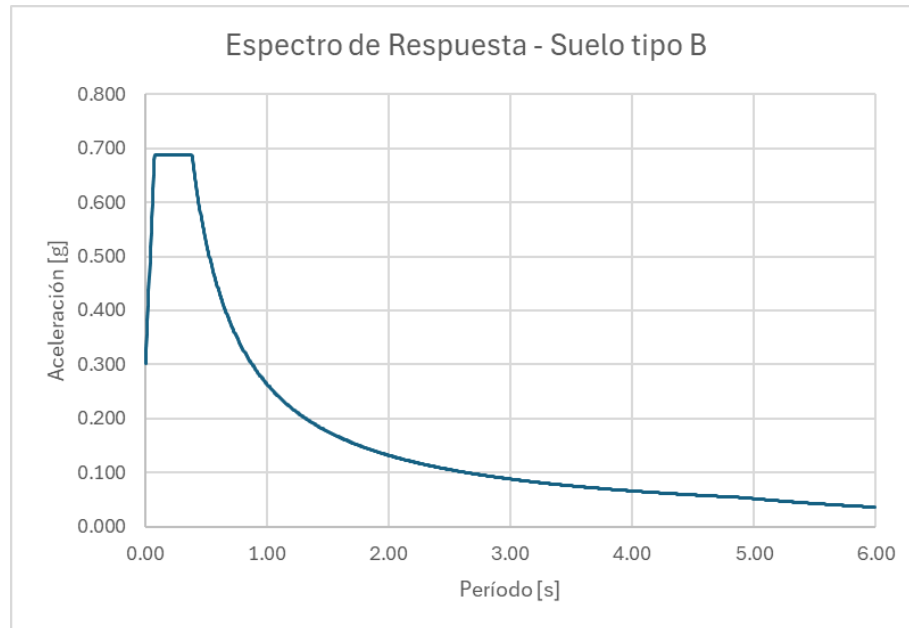
Donde:

- S_{cr} : ordenada espectral para períodos cortos (0.2 s).
- S_{1r} : ordenada espectral para un período de 1 segundo.
- T_L : período de vibración larga.
- S_{1d} : ordenada espectral de diseño para un período de 1 segundo.
- S_{cd} : ordenada espectral de diseño para períodos cortos.
- T_s : período que separa los períodos cortos de los largos.
- T_0 : período que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro.

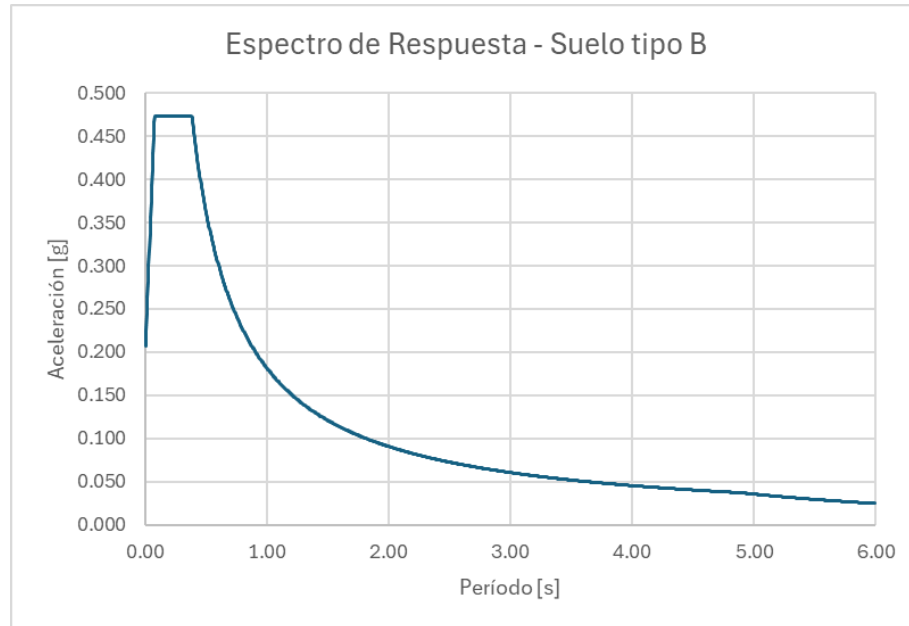
7.4 Elaboración de espectros sísmicos

Con los parámetros de diseño y los períodos característicos se calcularon las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para los distintos valores del período de vibración T . A partir de estos resultados se trazaron los espectros sísmicos correspondientes al municipio de San Luis, Petén, tanto para el sismo MDE como para el sismo OBE.

Gráfica 3. Espectro sísmico MDE para el municipio de San Luis, Petén



Gráfica 4. Espectro sísmico OBE para el municipio de San Luis, Petén



7.5 Selección de coeficientes sísmicos

Para estimar las fuerzas inerciales horizontal y vertical en el cuenco amortiguador, se seleccionaron los coeficientes sísmicos correspondientes. El coeficiente horizontal se definió como la aceleración máxima del suelo (PGA), equivalente a la ecuación (23) se obtuvo el coeficiente vertical de cálculo.

Tabla 26. Coeficientes sísmicos para los eventos de diseño del cuenco amortiguador

Evento sísmico	k_h [g]	k_v [g]
Sismo MDE	0.302	0.201
Sismo OBE	0.208	0.139

VIII. Estabilidad global del cuenco amortiguador

En esta sección se presenta el procedimiento de cálculo para el diseño geométrico del cuenco amortiguador y la verificación de su estabilidad global. Esto incluye la comprobación de los muros de contención y las losas centrales ante las combinaciones de carga definidas, evaluando el deslizamiento, volteo y flotación, así como las medidas de mitigación adoptadas. La metodología sigue los criterios de la Sección 4.8 del documento y los lineamientos del *USACE, Stability Analysis of Concrete Structures*.

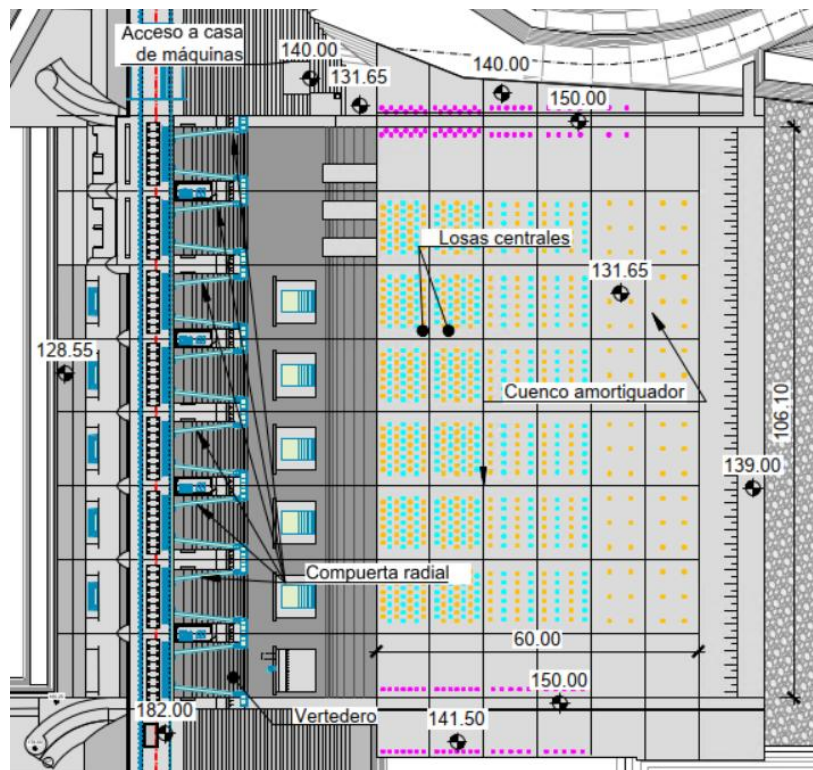
8.1 Descripción geométrica

De acuerdo con el diseño hidráulico de la estructura, se determinó que el cuenco amortiguador debe contar con una sección plana de 60 metros de longitud y 106 metros de ancho interior, con el fin de contener el resalto hidráulico generado por la descarga proveniente del vertedero. A esta sección se adicionan 13 metros correspondientes al tramo de transición hacia el canal de restitución; sin embargo, el alcance del presente trabajo se limita exclusivamente al diseño de la parte plana del cuenco.

Tomando a consideración estas dimensiones, se planteó dividir longitudinalmente el cuenco en seis módulos de 10 metros de longitud cada uno. Esta segmentación corresponde al comportamiento del resalto hidráulico, cuyas solicitaciones disminuyen progresivamente a lo largo de la estructura. De este modo, la división permite optimizar el diseño y evitar sobredimensionamientos innecesarios. La subdivisión aplica tanto a los muros de contención como a las losas centrales.

En cuanto a estas últimas, se adoptó una modulación de 10m x 13.7m para cada losa.

Ilustración 38. Vista en planta del cuenco amortiguador



8.2 Condiciones de frontera

El análisis del emplazamiento evidencia que en el margen derecho del cuenco (aguas abajo) se localiza la presa de materiales sueltos. Por tal motivo, los muros de este lado deberán funcionar también como muros de retención para contener el suelo de relleno. Por el otro lado, en el margen izquierdo del cuenco, se proyecta una vía de acceso a la sala de máquinas, lo que condiciona el diseño geométrico del muro de contención, pues debe garantizarse el paso de la maquinaria sin obstáculos. En consecuencia, se anticipa que el margen derecho presentará mayores exigencias estructurales que el izquierdo, situación que será confirmada en el desarrollo del análisis de estabilidad de la presa; esto deberá considerarse en el diseño para asegurarse que la geometría propuesta del muro de contención no impida el paso de maquinaria por este margen.

Ilustración 39. Vista en planta del cuenco amortiguador (aguas debajo de la presa)

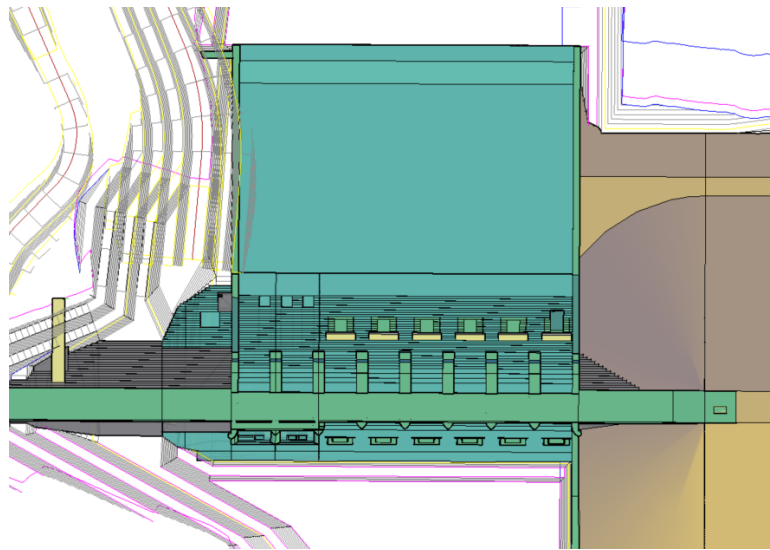
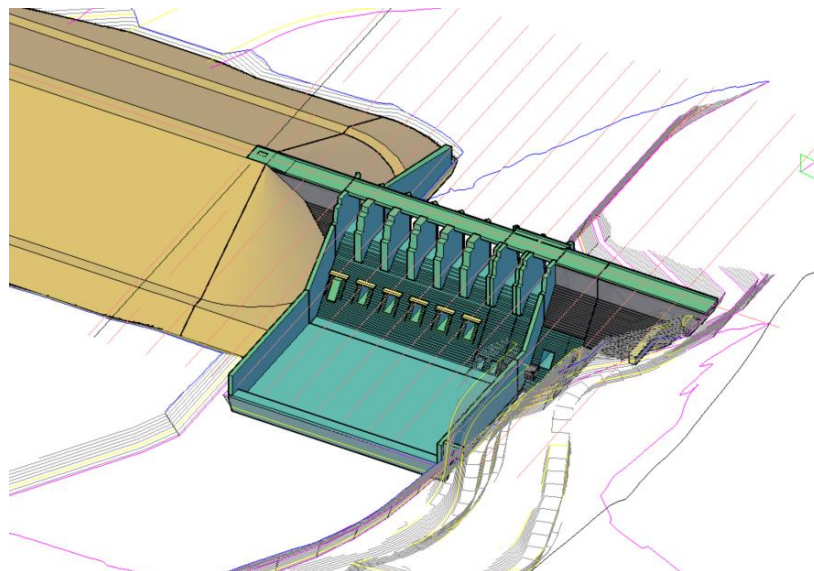


Ilustración 40. Vista 3D de la presa



Previo a la construcción se requerirá excavar hasta la cota de cimentación, lo que clasifica al cuenco amortiguador como una estructura semienterrada. Esta condición reduce considerablemente la probabilidad de deslizamiento transversal; a pesar de ello, se verificaron todos los modos de desestabilización del muro de contención. Cabe señalar que las cargas más críticas actúan en sentido transversal, razón por la cual el análisis de estabilidad global se enfocó en este plano.

En el caso de las losas centrales, su confinamiento geométrico limita el movimiento, por lo que únicamente se evaluó su comportamiento frente a la flotación.

8.3 Condiciones de carga

8.3.1 Muros del cuenco amortiguador

Con base en la **Tabla 5**, se definieron cuatro condiciones de carga que se deben considerar para el análisis de estabilidad global de los muros de contención del cuenco amortiguador:

- Caso de Carga I: cuenco amortiguador vacío, contemplando la subpresión generada por el nivel del río aguas abajo para $TR = 2$ años, asociado al modo operacional del embalse.
- Caso de Carga II: como condición de CMD se utilizará un $TR = 10,000$ años conforme a los lineamientos especificados por el Comité Nacional Español de Grandes Presas.
- Caso de Carga III: solicitaciones sísmicas correspondientes al OBE, asumiendo un nivel uniforme en el cuenco amortiguador (sin resalto) hasta la elevación final del escalón de transición hacia el canal de restitución.
- Caso de Carga IV: mismas condiciones que el caso anterior, sustituyendo el sismo OBE por el MDE.

No se evaluó el caso de carga correspondiente al cierre rápido de compuertas, ya que el equipo responsable del diseño hidráulico del proyecto considera que este escenario se encuentra regulado por el protocolo operativo de la presa. Dicho protocolo contempla procedimientos de maniobra que evitan el cierre súbito, reduciendo significativamente la probabilidad de que esta condición ocurra en la práctica.

8.3.2 Losas centrales

Para las losas centrales se evaluó únicamente la condición de CMD, siguiendo las mismas especificaciones establecidas para los muros de contención, con un $TR = 10,000$ años.

8.4 Peso propio de la estructura

El cuenco amortiguador se proyecta construirse a partir de concreto estructural; sin embargo, para el análisis de estabilidad es necesario considerar además las cargas derivadas de materiales y fluidos que inciden sobre la estructura. Estas corresponden al relleno estructural de la presa de núcleo de arcilla, el agua contenida en el cuenco y la acción del nivel elevado del río.

Los pesos específicos empleados en el análisis de estabilidad global son los siguientes:

Tabla 27. Pesos específicos utilizados en el análisis de estabilidad global

Material	γ [kN/m ³]
Concreto estructural	24
Relleno 4CC (seco)	20
Relleno 4CC (húmedo)	20
Agua	10

Ya que el nivel del agua dentro del cuenco varía según la condición de carga establecida, se definieron los esquemas de carga hidráulica que representan los distintos escenarios. Estos esquemas permiten evaluar tanto el peso del agua que actúa favorablemente a la estabilidad del muro. Los esquemas fueron elaborados a partir de los niveles de agua determinados a partir del diseño hidráulico del proyecto. Dado que el gradiente de nivel de agua presenta variaciones incluso entre los módulos de 10 metros, se optó por utilizar un valor promedio de altura en cada sección. A partir de esta decisión se logra simplificar el procedimiento, evitando la necesidad de desarrollar un modelo tridimensional para analizar la estabilidad global.

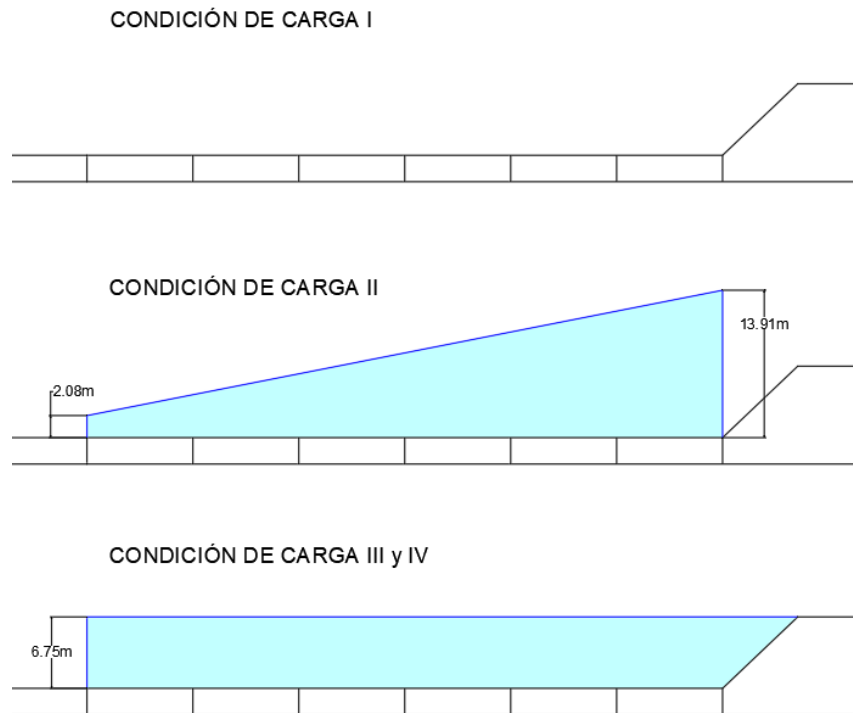
Tabla 28. Niveles hidráulicos para las condiciones de carga dentro del cuenco amortiguador

Condición de carga	CL [msnm]	H ₁ [msnm]	H ₂ [msnm]	CR [msnm]
I	131.65	-	-	138.40
II	131.65	133.73	145.56	150.88
III	131.65	138.40	138.40	138.40
IV	131.65	138.40	138.40	138.40

Donde:

- *CL*: nivel de la cimentación.
- *H₁*: altura de agua al inicio del cuenco amortiguador.
- *H₂*: altura de agua al final del tramo plano del cuenco amortiguador.
- *CR*: nivel del río.

Ilustración 41. Esquemas de niveles de agua dentro del cuenco amortiguador

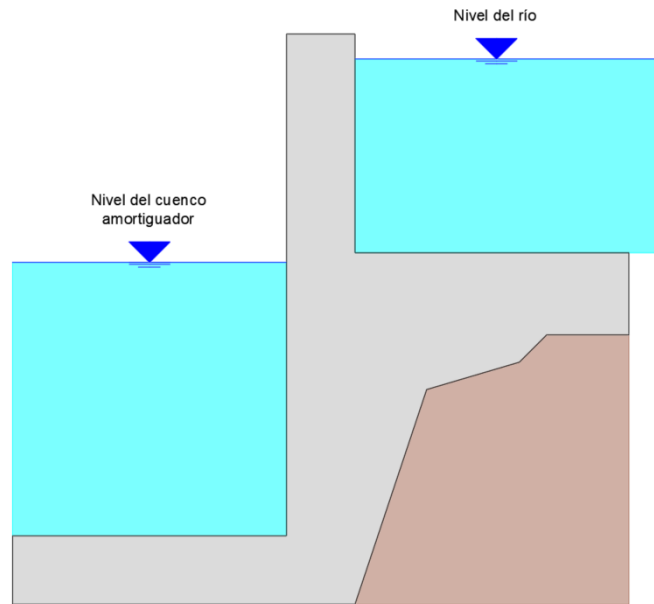


8.5 Presiones hidrostáticas

Las presiones hidrostáticas actúan tanto en el interior del cuenco amortiguador como en el exterior del complejo. En el interior, estas se originan a partir del resalto hidráulico que se desarrolla a lo largo del cuenco. Para su determinación se consideraron los niveles de agua definidos en la **Ilustración 41**, empleando un valor promedio de elevación en cada sección.

En el exterior del cuenco, la presión hidrostática está asociada al nivel del río de la condición de carga. Tanto para los escenarios de carga I y II se observa que dicho nivel es superior al nivel interno del cuenco, lo que genera una condición desfavorable para la estabilidad. En este caso, la presión hidrostática externa representa la situación crítica que actúa como un esfuerzo de empuje que tiende a inducir el volteo del muro de contención.

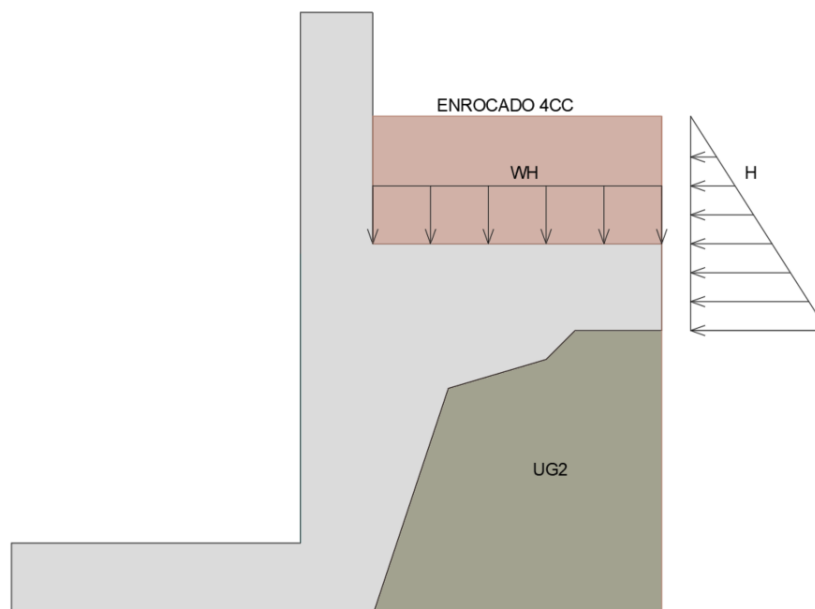
Ilustración 42. Niveles de río en condiciones de descarga de CMD



8.6 Presiones granulares

En la margen derecha aguas abajo del proyecto, el cuenco amortiguador cumple la función de muro de contención retener el enrocado de la presa de materiales sueltos. Este relleno genera un empuje adicional sobre los muros; sin embargo, al mismo tiempo puede aprovecharse como un peso estabilizante, siempre que se integre que forma adecuada al sistema estructural. Para ello, se contempló la extensión de una plataforma del muro que permita confinar una fracción del relleno y de esta manera transferir su peso al equilibrio del conjunto.

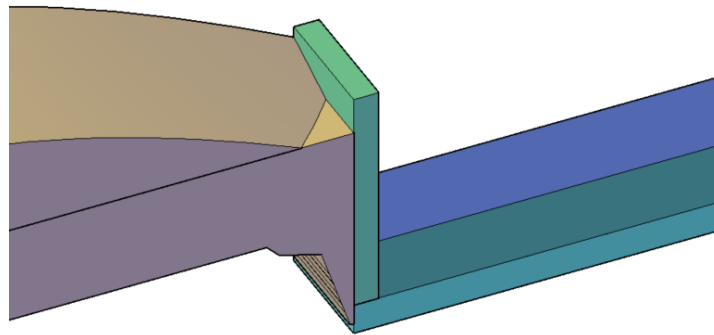
Ilustración 43. Esquema de cargas aplicadas a partir del suelo de relleno



En cuanto a la cimentación, la roca de la formación UG2 presenta un estado de meteorización ligero y se considera en su equilibrio natural, por lo que no induce empujes laterales críticos sobre los muros del cuenco. Su función principal se limita al soporte resistente de la cimentación.

Para el análisis global de estabilidad se seleccionaron secciones representativas del cuenco amortiguador, aspecto clave en el estudio del empuje granular debido a que la geometría del relleno varía a lo largo de su desarrollo. En la **Ilustración 44** se puede observar que en los primeros diez metros el material de relleno dispone con una pendiente curva e irregular apoyada sobre el muro. Con el fin de simplificar los cálculos, se adoptó una pendiente uniforme equivalente, obtenida mediante la conversión del volumen irregular a un prisma triangular de igual magnitud. Esta aproximación permite aplicar de manera directa fórmulas convencionales para el cálculo del empuje lateral (ver **Ecuación (19)**).

Ilustración 44. Primera sección del muro de contención del cuenco amortiguador (margen derecha)



A partir del modelo tridimensional de la presa en AutoCAD se determinó el volumen del montículo de relleno con geometría irregular. Posteriormente, dicho volumen se igualó al de un prisma rectangular, permitiendo despejar para la altura teórica equivalente:

$$V_I = V_P \quad (64)$$

$$V_I = \frac{1}{2} * b * h * a \quad (65)$$

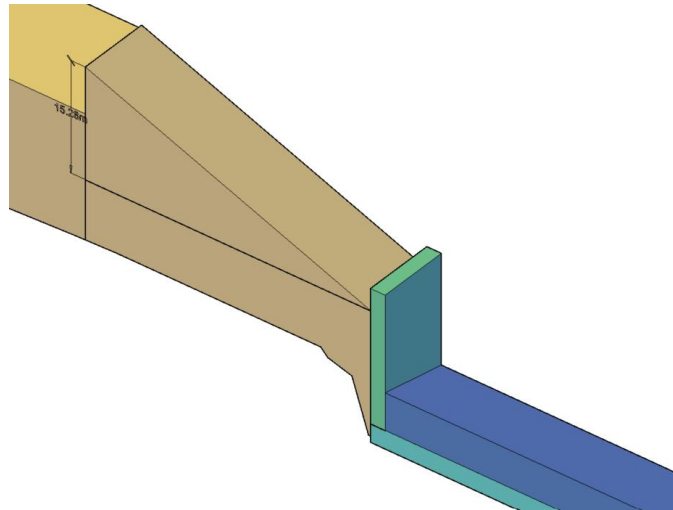
$$h = \frac{2 * V_I}{b * a} \quad (66)$$

Donde:

- V_I : volumen irregular del relleno = 3055.76 m³
- V_P : volumen del prisma triangular equivalente [m³]
- b : base del volumen irregular = 40 m
- a : ancho del volumen irregular = 10 m
- h : altura equivalente del prisma triangular [m]

Resolviendo la **Ecuación (66)**, se obtuvo una altura teórica de 15.28 metros, lo que corresponde a una pendiente uniforme de 20.91°. Esta pendiente representativa se utilizó para calcular el empuje granular de la primera sección del muro en la margen derecha.

Ilustración 45. Prisma triangular equivalente adaptado a la primera sección del muro de contención en la margen derecha



De esta manera, en cada una de las secciones se aplicó un criterio técnico que permitió representar adecuadamente los perfiles de terreno mediante un análisis de estabilidad en dos dimensiones.

8.7 Subpresión

La subpresión actuante sobre el cuenco amortiguador dependió directamente de la condición de carga considerada. Para las condiciones I, III y IV, esta se determinó en función del nivel del agua, siguiendo las indicaciones del manual del *USACE*. En todos estos casos se adoptó la elevación más crítica, correspondiente al nivel del río, a 138.40 msnm.

Dado que ambos márgenes del cuenco presentaban un perfil inferior variable, el procedimiento consistió en analizar la elevación en cada punto de cambio de la cimentación del muro, con el fin de construir un esquema de cargas representativo de la subpresión. Con apoyo del software AutoCAD, se generaron polígonos que modelaban la distribución de presión a lo largo de la base del muro. Posteriormente, la fuerza de subpresión se calculó multiplicando el área de cada polígono por el peso específico del agua y por el ancho de la sección.

Finalmente, al tratarse un polígono irregular, fue necesario determinar el centroide de cada figura para localizar el punto de aplicación de la resultante. Este dato resultó necesario en la verificación de volteo de los muros de contención.

Ilustración 46. Esquema de subpresión en margen derecha del cuenco para condiciones de carga I, III y IV

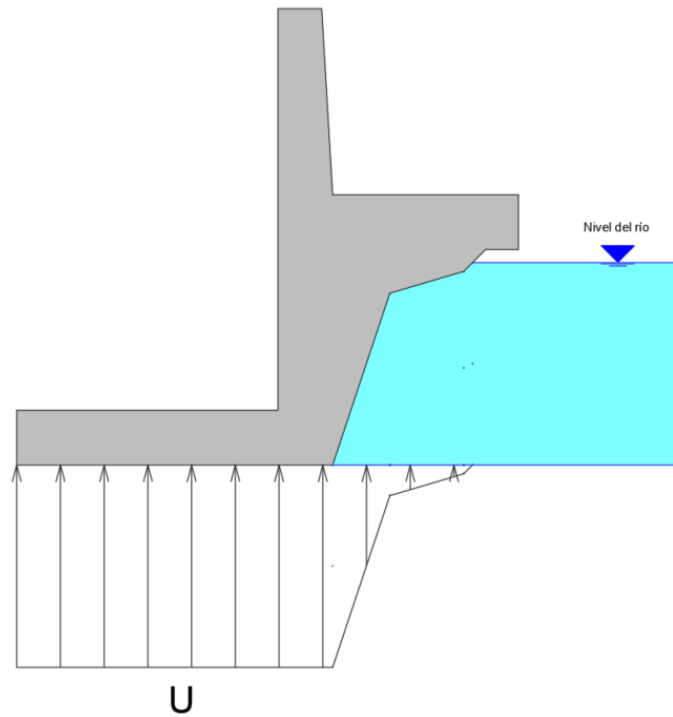
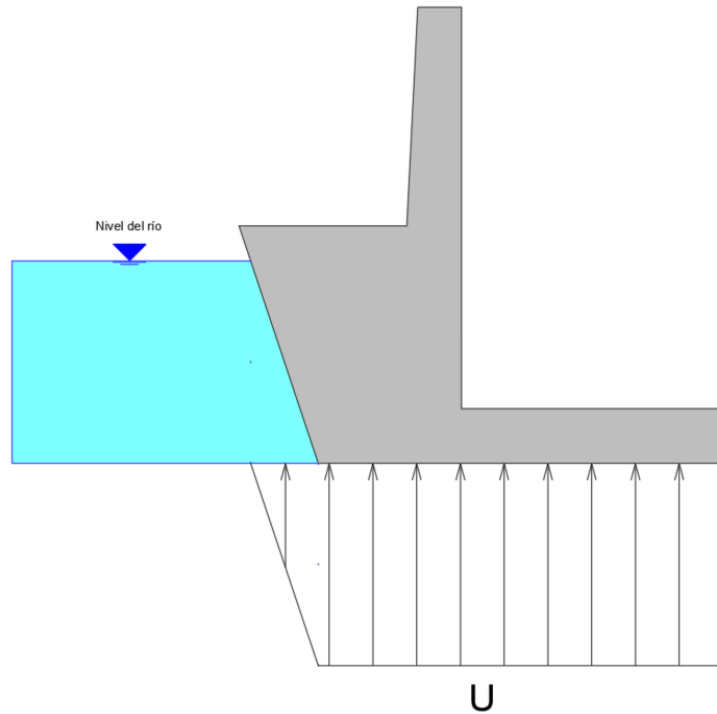


Ilustración 47. Esquema de subpresión en margen izquierda del cuenco para condiciones de carga I, III y IV



En el caso de la condición de la CMD, el manual del *USACE* establece que la subpresión puede representarse mediante un perfil triangular. Este perfil inicia con una magnitud equivalente al nivel aguas abajo en el talón del muro y se reduce linealmente hasta alcanzar un valor intermedio

entre el tirante del resalto y dicho nivel en el puntal. La aplicación de este criterio se justifica bajo el supuesto de contar con un sistema de drenaje subterráneo que permitiría aliviar la presión desbalanceada bajo la estructura. Por lo tanto, la implementación de este sistema de drenaje se vuelve un requisito indispensable para garantizar que los cálculos de estabilidad representen adecuadamente el comportamiento real de los muros de contención frente a esta carga crítica.

Ilustración 48. Esquema de subpresión en margen izquierda del cuenco para condición de carga II

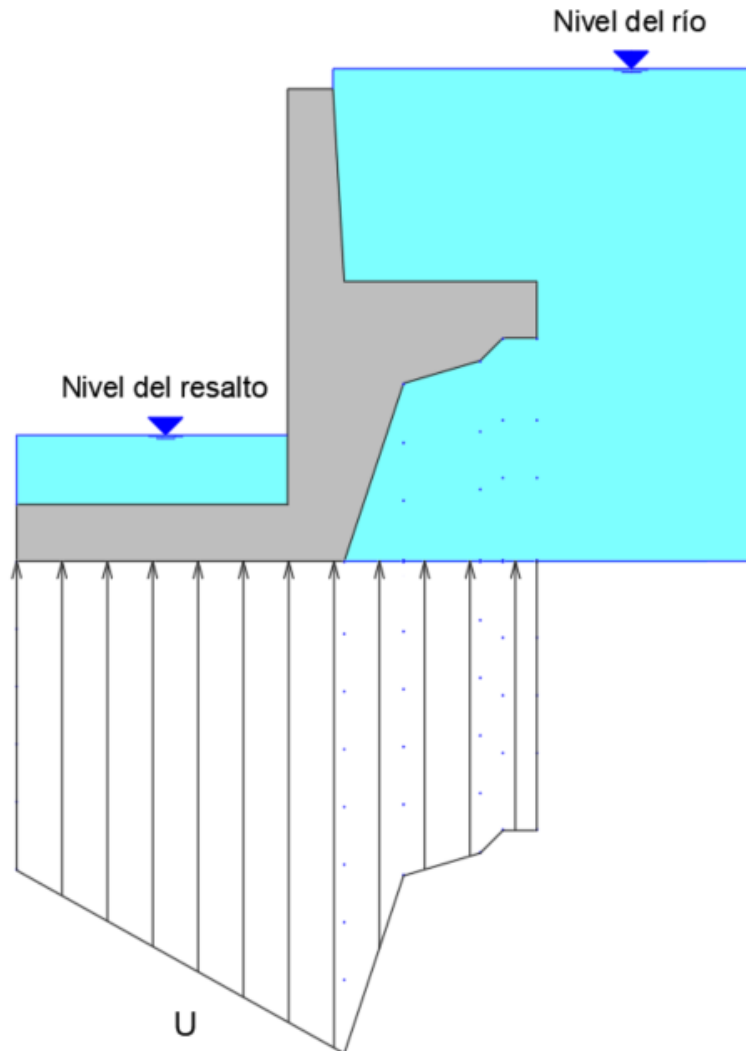
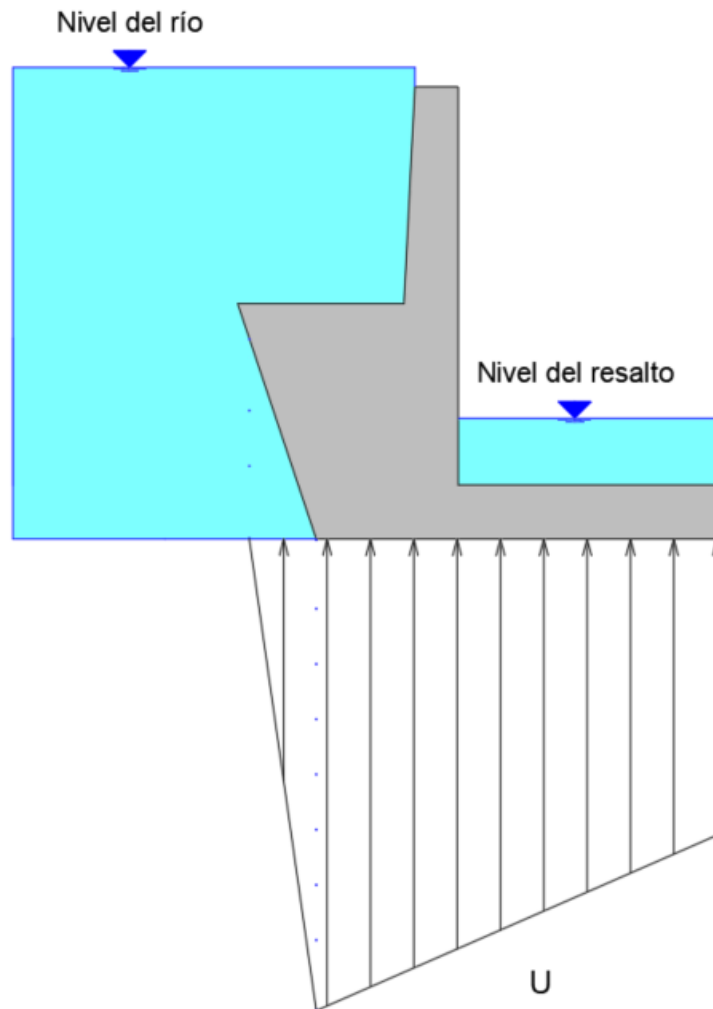
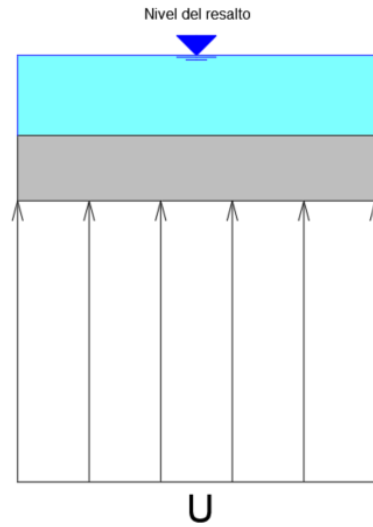


Ilustración 49. Esquema de subpresión en margen izquierda del cuenco para condición de carga II



Es importante aclarar que este procedimiento solamente aplica a los muros de contención. En el caso de las losas centrales, la subpresión debe calcularse directamente como la presión hidrostática asociada al nivel completo de la crecida aguas abajo, sin ninguna reducción permitida.

Ilustración 50. Esquema de subpresión de losas centrales para condición de carga II



8.8 Anclajes

Dentro de diseño, se dispuso la utilización de anclajes pasivos. Estos elementos de estabilización solamente se activan cuando la estructura experimente desplazamientos, es decir, en situaciones de solicitaciones extraordinarias. Estos elementos permiten incrementar la estabilidad frente a condiciones críticas que produzcan la flotación o el volteo de los muros de contención.

En la siguiente tabla se presentan las capacidades mínimas de fluencia asociadas a distintos diámetros, en base a las especificaciones del proveedor seleccionado para el proyecto.

Tabla 29. Capacidades mínimas de fluencia de los anclajes según diámetro de los anclajes

Diámetro [mm]	Carga mínima de fluencia [kN]
16	101 kN
20	157 kN
25	245 kN
28	308 kN
32	450 kN
36	509 kN
40	628 kN
50	982 kN
57.5	1298 kN
63.5	1758 kN
75	2209 kN

Al seleccionar el diámetro de los anclajes es importante considerar que un mayor tamaño, si bien permite resistir cargas superiores, también incrementaría las demandas por punzonamiento y la longitud de desarrollo requerida. Por otro lado, el uso de varios anclajes de pequeño diámetro

haría que estén situados bastante cerca, lo que podría reducir su efectividad. Es por esto que el diseño debe encontrar un equilibrio entre ambos extremos, priorizando un arreglo eficiente.

En este proyecto se buscó disponer los anclajes lo más alejados posible del punto de volteo del muro. De esta manera se maximizaría el brazo de palanca, haciendo que contribuya a contrarrestar la flotación de la estructura y en adición otorgar una resistencia adicional frente al volteo.

En el caso de las losas centrales, el uso de los anclajes pasivos solamente fue utilizado para que la estructura cumpliera con el factor de seguridad requerido por flotación.

8.9 Cargas sísmicas

Para el cálculo de las cargas sísmicas que afectan al cuenco amortiguador, se emplearon los siguientes coeficientes sísmicos de acuerdo a su la condición de carga correspondiente:

Tabla 30. Coeficientes sísmicos según condición de carga

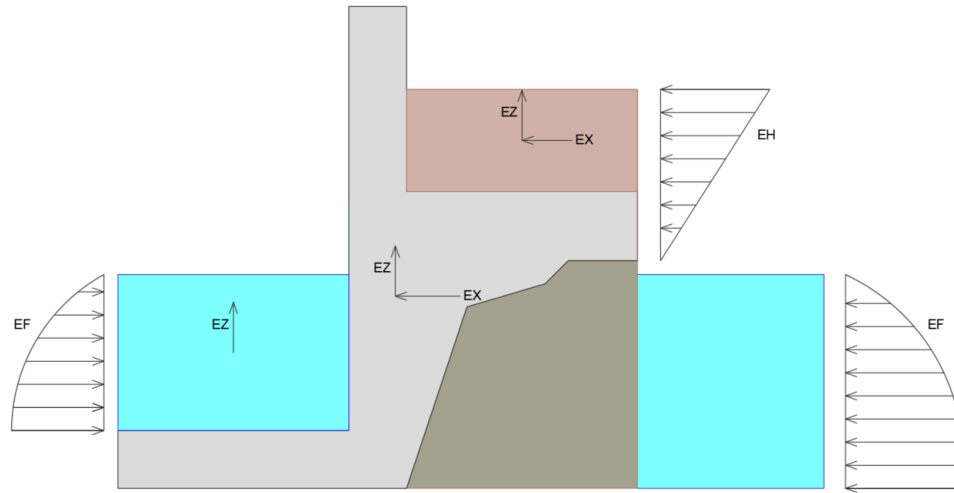
Condición de carga	Evento sísmico	k_h [g]	k_v [g]
I	-	-	-
II	-	-	-
III	OBE	0.208	0.139
IV	MDE	0.302	0.201

En el análisis de estabilidad global, los muros de contención fueron considerados como cuerpos rígidos. Esto implica que cualquier peso actuante sobre ellos se desplaza de manera conjunta con la estructura. Con base en este supuesto, los coeficientes sísmicos se utilizaron para calcular las siguientes acciones:

- Fuerza inercial horizontal de la estructura
- Fuerza inercial horizontal del suelo de relleno
- Fuerza inercial vertical de la estructura
- Fuerza inercial vertical del suelo de relleno
- Fuerza inercial vertical del agua del nivel dentro del cuenco
- Presión hidrodinámica del agua fuera del cuenco
- Presión hidrodinámica del agua dentro del cuenco
- Presión dinámica del suelo de relleno

Los empujes inerciales derivados del peso propio del sistema del muro de contención se aplicaron en el centro de gravedad geométrico de cada componente. La fuerza horizontal del agua dentro del cuenco no se consideró dentro del cálculo debido a su ubicación. El análisis evidenció que la dirección crítica de deslizamiento se orienta hacia el interior del cuenco; en consecuencia, dicho peso no genera un empuje lateral significativo sobre la estructura ni compromete su estabilidad frente al deslizamiento.

Ilustración 51. Carga actuantes en el muro de contención bajo condiciones sísmicas



8.10 Combinaciones de carga

En concordancia con las condiciones de carga establecidas para los muros de contención del cuenco amortiguador, se definieron las siguientes combinaciones para el análisis de estabilidad global:

Tabla 31. *Combinaciones de carga para los muros de contención del cuenco amortiguador*

Condición de carga	W	F	U	H	A	E_H	E_F	E_x	E_z
I	1	1	1	1	1	-	-	-	-
II	1	1	1	1	1	-	-	-	-
III	1	1	1	1	1	1	1	1	0.3
IV	1	1	1	1	1	1	1	1	0.3

Donde:

- W: peso estabilizante.
- F: empuje hidrostático.
- U: subpresión.
- H: empuje lateral del suelo de relleno.
- A: anclajes pasivos.
- E_H : empuje dinámico del suelo de relleno.
- E_F : empuje hidrodinámico.
- E_x : fuerza inercial horizontal.
- E_z : fuerza inercial vertical.

Para el caso de las losas centrales, se adoptó un criterio simplificado, considerando únicamente el peso propio y la subpresión:

Tabla 32. *Combinaciones de carga para las losas centrales del cuenco amortiguador*

Condición de carga	W	U
1	1	1

Estas combinaciones fueron aplicadas en las secciones del cuenco para evaluar el comportamiento global del sistema, asegurando que tanto los muros de contención como las losas centrales cumplieran con los requisitos de estabilidad estructural.

8.11 Análisis de estabilidad global de los muros de contención

8.11.1 Propuestas geométricas

En base a las curvas de nivel finales obtenidas tras la propuesta de excavación del sitio, se planteó una geometría adaptada al espacio designado para el cuenco amortiguador.

En el margen izquierdo, el espacio libre entre la cara interior del muro y el talud de la UG2 se reducía de forma lineal conforme avanzaba el cuenco. Sin embargo, debido a que el resalto hidráulico incrementa el peso estabilizante hacia aguas abajo, el menor volumen disponible en las últimas secciones (en comparación con la primera) siguió cumpliendo los criterios de estabilidad. Este comportamiento puede observarse en la vista en planta y las secciones inicial y final correspondientes.

Ilustración 52. Vista en planta del margen izquierdo del cuenco amortiguador (aguas abajo)

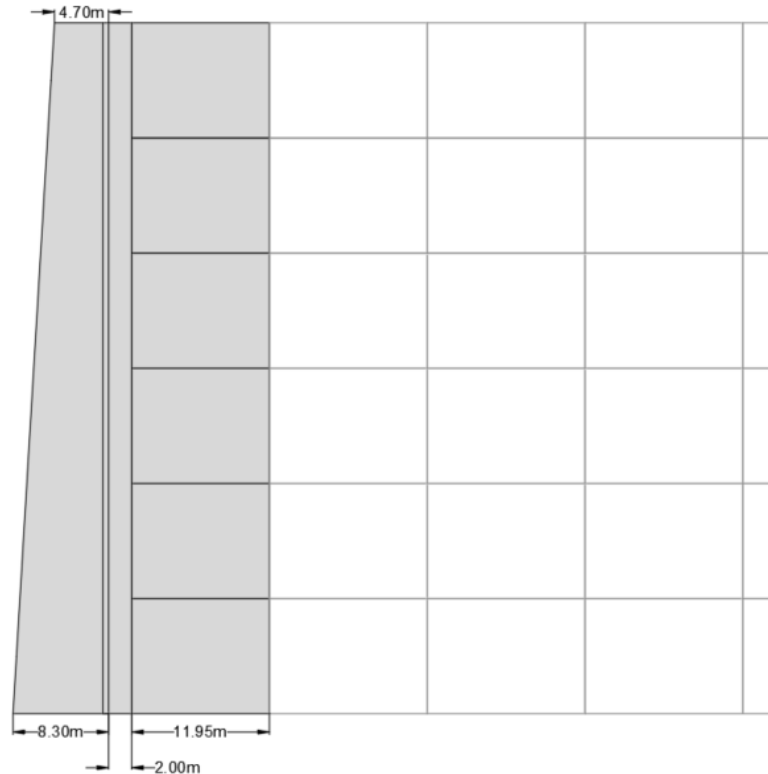


Ilustración 53. Dimensiones del muro de contención izquierdo (Tramo inicial)

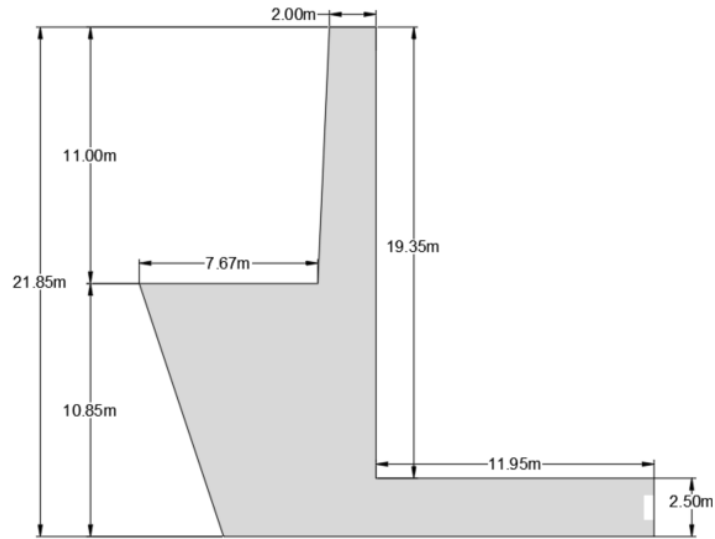
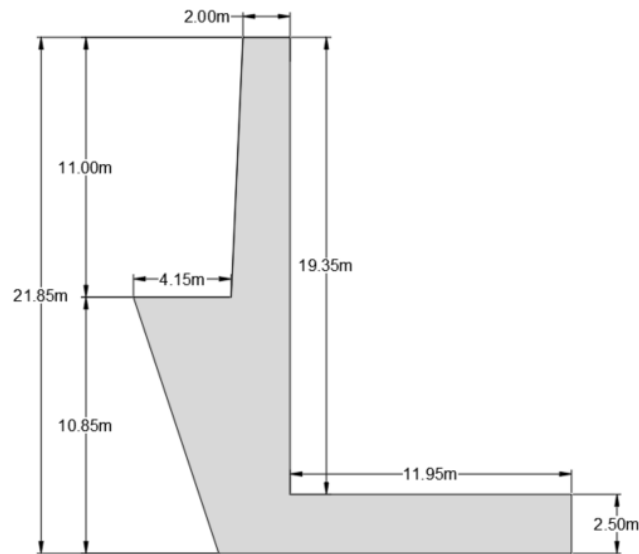


Ilustración 54. Dimensiones del muro de contención izquierdo (Tramo final)



En el margen derecho, la excavación se mantenía constante a lo largo del cuenco, aunque la distancia entre la cara interna y el talud resultaba insuficiente para cumplir con la estabilidad requerida. Para resolver esta limitación, se propuso rellenar el espacio con concreto hasta alcanzar una elevación que permitiera ampliar el voladizo externo del muro, y con ello, aprovechar el peso del relleno como aporte estabilizante. Dado que en este margen la geometría no estaba condicionada por factores externos (longitudinalmente), a partir de la tercera sección el muro resultaba sobredimensionado frente a las solicitaciones. Por tal motivo, desde la cuarta sección se empezó a reducir la longitud del voladizo externo, optimizando de esta manera el diseño geométrico.

Ilustración 55. Vista en planta del margen derecho del cuenco amortiguador (aguas abajo)

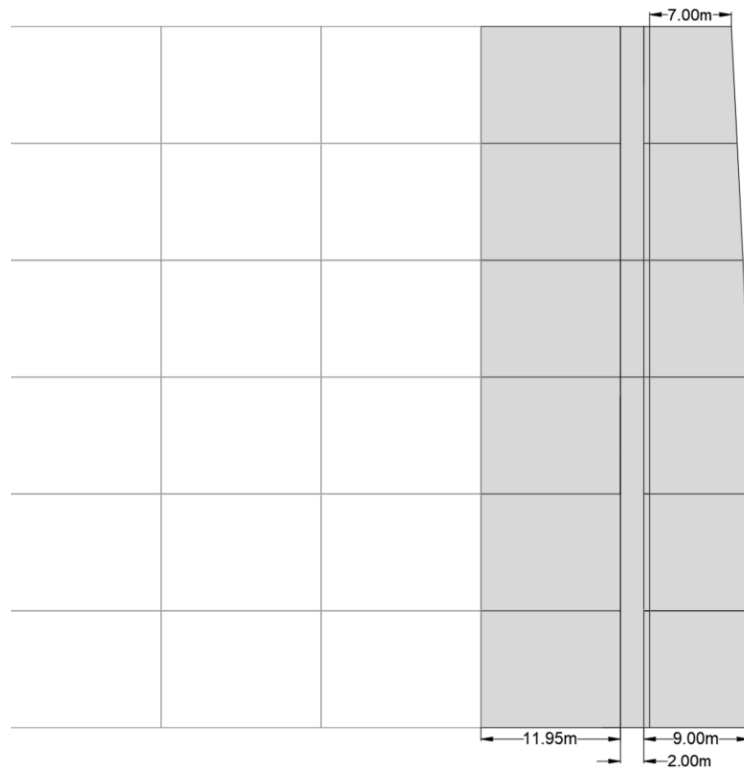


Ilustración 56. Dimensiones del muro de contención derecho (Tramo 0m – 30m)

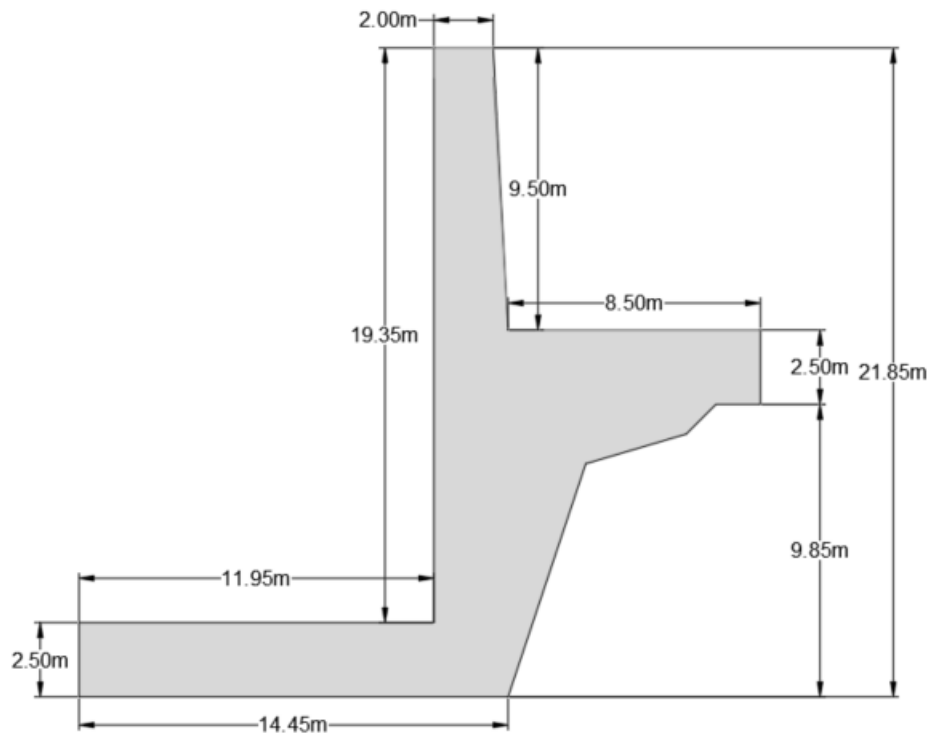
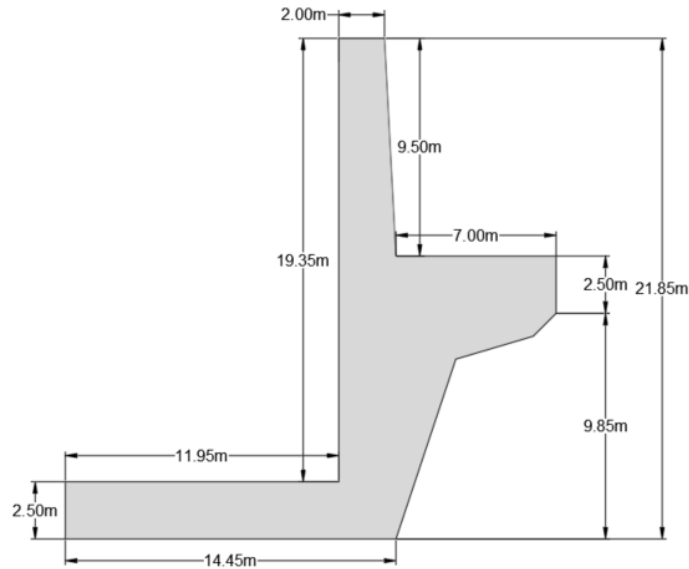


Ilustración 57. Dimensiones del muro de contención derecho (Tramo final)



8.11.2 Propuestas de anclajes

En el caso de los muros de contención, únicamente fue necesario incorporar anclajes pasivos en el margen izquierdo del cuenco amortiguador. A diferencia de la margen derecha, el espacio disponible para el muro de retención no permitió garantizar la estabilidad solo con el peso propio de la estructura frente a las condiciones críticas. Los anclajes pasivos lograron aportar un momento resistente adicional, permitiendo aumentar el porcentaje de base apoyada sobre la cimentación, incrementando de esta manera la estabilidad global del sistema.

Para el diseño se optaron por utilizar pernos con un diámetro de 32 mm, lo que permitió aportar 450 kN por cada anclaje.

Ilustración 58. Vista en planta de la propuesta de anclajes para el muro de la margen izquierda

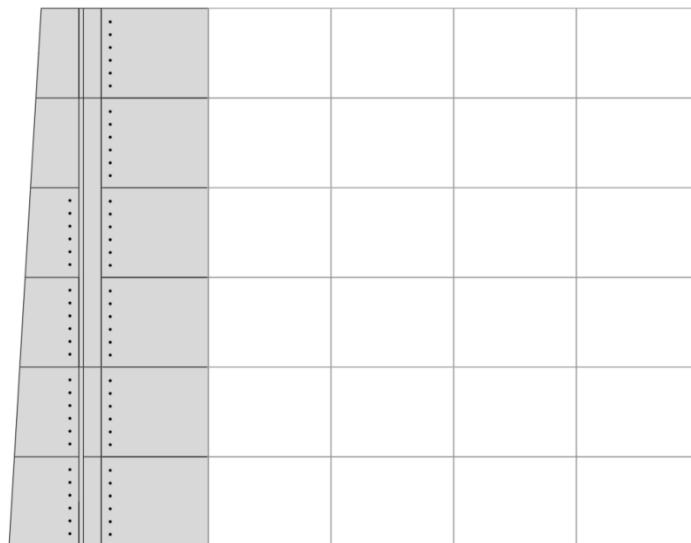
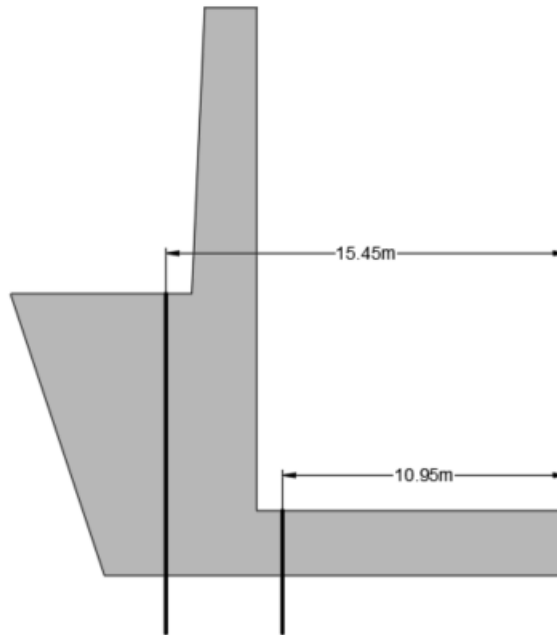


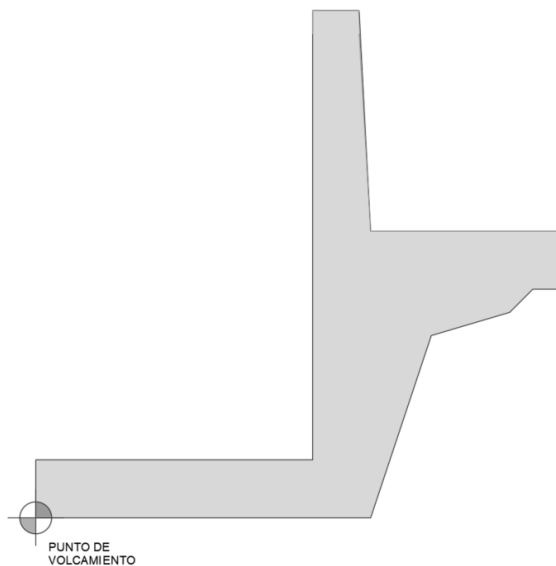
Ilustración 59. Propuesta de anclajes para la primera sección del muro de contención izquierdo



8.11.3 Resumen de cargas

Una vez definido el diseño geométrico del muro de contención (cabe mencionar que fue resultado de un proceso iterativo), se calcularon las cargas actuantes sobre la estructura, entre ellas las fuerzas verticales, las fuerzas horizontales y los momentos generados. En función del comportamiento de estas solicitaciones, se adoptó como punto de volcamiento el extremo más interno del muro, ubicado dentro del cuenco amortiguador.

Ilustración 60. Punto de volcamiento del muro de contención derecho del cuenco



Dado que el primer tramo representa la condición más crítica para los muros de contención, en esta sección se presenta únicamente el resumen de cargas correspondiente a dichos elementos estructurales.

Tabla 33. *Resumen de cargas Condición I: Primera sección del margen derecho*

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	29298.94	-	377663.29
Peso de relleno	W	12977.00	-	243318.75
Peso del agua (fuera del cuenco)	W	-	-	-
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	-	-	-
Subpresión	U	-15072.14	-	-422441.55
Anclajes	A	-	-	-
Presión de suelo	H	-	-1905.20	-23846.69
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-4278.13	-13190.89
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	-	-

Tabla 34. *Resumen de cargas Condición II: Primera sección del margen derecho*

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	29298.94	-	377663.29
Peso de relleno	W	12977.00	-	243318.75
Peso del agua (fuera del cuenco)	W	1944.90	-	-
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	3628.65	-	-
Subpresión	U	-37785.47	-	-422441.55
Anclajes	A	-	-	-
Presión de suelo	H	-	-1461.76	-18296.41
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-23609.65	-171012.53
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	469.97	1655.20

Tabla 35. Resumen de cargas Condición III: Primera sección del margen derecho

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	29298.94	-	377663.29
Peso de relleno	W	12977.00	-	243318.75
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	8066.25	-	48195.84
Subpresión	U	-15072.14	-	-123892.99
Anclajes	A	-	-	-
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-1828.25	-	-23566.19
Fuerza inercial del relleno	E _x	-809.76	-	-15183.09
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	E _x	-503.33	-	-3007.42
Presión activa	H	-	-1376.84	-17233.39
Presión dinámica del suelo	E _H	-	-948.03	-14394.29
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-4278.13	-13190.89
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	2278.13	10821.09
Westergaard (fuera del cuenco)	E _F	-	-1038.16	-3841.19
Westergaard (dentro del cuenco)	E _F	-	-552.83	-2874.69
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-	-6094.18	-46925.18
Fuerza inercial del relleno	E _x	-	-2699.22	-43268.43
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	E _x	-	-	-

Tabla 36. Resumen de cargas Condición IV: Primera sección del margen derecho

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	29298.94	-	377663.29
Peso de relleno	W	12977.00	-	243318.75
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	8066.25	-	48195.84
Subpresión	U	-15072.14	-	-123892.99
Anclajes	A	-	-	-
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-2654.48	-	-34216.29
Fuerza inercial del relleno	E _x	-1175.72	-	-22044.68
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	E _x	-730.80	-	-4366.54
Presión activa	H	-	-1376.84	-17233.39
Presión dinámica del suelo	E _H	-	-2235.36	-33940.22
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-4278.13	-13190.89
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	2278.13	10821.09
Westergaard (fuera del cuenco)	E _F	-	-1507.33	-5577.11
Westergaard (dentro del cuenco)	E _F	-	-802.66	-4173.83
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-	-8848.28	-68131.75
Fuerza inercial del relleno	E _x	-	-3919.05	-62822.44
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	E _x	-	-	-

Tabla 37. Resumen de cargas Condición I: Primera sección del margen izquierdo

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	32461.75	-	428819.74
Peso de relleno	W	-	-	-
Peso del agua (fuera del cuenco)	W	-	-	-
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	-	-	-
Subpresión	U	-17914.80	-	-417107.22
Anclajes	A	4500.00	-	59400.00
Presión de suelo	H	-	-	-
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-4278.13	-13190.89
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	-	-

Tabla 38. Resumen de cargas Condición II: Primera sección del margen izquierdo

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	32461.75	-	428819.74
Peso de relleno	W	-	-	-
Peso del agua (fuera del cuenco)	W	8160.00	-	-
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	3628.65	-	-
Subpresión	U	-37442.30	-	-417107.22
Anclajes	A	4500.00	-	59400.00
Presión de suelo	H	-	-	-
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-23609.65	-171012.53
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	469.97	1655.20

Tabla 39. Resumen de cargas Condición III: Primera sección del margen izquierdo

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	32461.75	-	428819.74
Peso de relleno	W	-	-	-
Peso del agua (fuera del cuenco)	W	-	-	-
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	8066.25	-	48195.84
Subpresión	U	-17914.80	-	-173773.56
Anclajes	A	4500.00	-	59400.00
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-2025.61	-	-26758.35
Fuerza inercial del relleno	E _x	-	-	-
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	E _x	-	-	-
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	E _x	-503.33	-	-3007.42
Presión activa	H	-	-	-
Presión dinámica del suelo	E _H	-	-	-
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-4278.13	-13190.89
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	2278.13	10821.09
Westergaard (fuera del cuenco)	E _F	-	-1038.16	-3841.19
Westergaard (dentro del cuenco)	E _F	-	-552.83	-2874.69
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-	-6752.04	-44158.37
Fuerza inercial del relleno	E _x	-	-	-
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	E _x	-	-	-

Tabla 40. Resumen de cargas Condición IV: Primera sección del margen izquierdo

Casos de carga		Fuerza vertical [kN]	Fuerza horizontal [kN]	Momento [kN*m]
Peso propio	W	32461.75	-	428819.74
Peso de relleno	W	-	-	-
Peso del agua (fuera del cuenco)	W	-	-	-
Peso del agua (dentro del cuenco)	W	8066.25	-	48195.84
Subpresión	U	-17914.80	-	-173773.56
Anclajes	A	4500.00	-	59400.00
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-2941.03	-	-38851.07
Fuerza inercial del relleno	E _x	-	-	-
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	E _x	-	-	-
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	E _x	-730.80	-	-4366.54
Presión activa	H	-	-	-
Presión dinámica del suelo	E _H	-	-	-
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	F	-	-4278.13	-13190.89
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	F	-	2278.13	10821.09
Westergaard (fuera del cuenco)	E _F	-	-1507.33	-5577.11
Westergaard (dentro del cuenco)	E _F	-	-802.66	-4173.83
Fuerza inercial del muro de contención	E _x	-	-9803.45	-64114.56
Fuerza inercial del relleno	E _x	-	-	-
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	E _x	-	-	-

8.11.4 Verificación ante flotación

Para evaluar el desempeño de la propuesta de diseño de los muros del cuenco amortiguador se seleccionaron tres secciones representativas:

- Tramo 1: de 0 a 10 metros.
- Tramo 2: de 20 a 30 metros.
- Tramo 3: de 50 a 60 metros.

Estos tramos permitieron analizar el comportamiento estructural en el inicio, parte intermedia y final del cuenco. Tomando esto como referencia, se verificaron las condiciones de carga previamente establecidas para determinar la seguridad ante flotación.

Tabla 41. Verificación de estabilidad ante flotación para los muros del margen derecho

Tramo	Condición de carga	Fuerza resistente [kN]	Fuerza flotación [kN]	F.S [-]	F.Smin [-]
1	I	42275.94	15072.14	2.80	1.2
	II	47849.49	37785.47	1.27	1.1
	III	50342.19	18213.49	2.76	1.2
	IV	50342.19	19633.14	2.56	1.1
2	I	39198.94	15072.14	2.60	1.2
	II	51067.89	39210.60	1.30	1.1
	III	47265.19	18021.49	2.62	1.2
	IV	47265.19	19354.37	2.44	1.1
3	I	28548.94	15072.14	1.89	1.2
	II	51257.84	39844.86	1.29	1.1
	III	36615.19	17356.93	2.11	1.2
	IV	36615.19	18389.48	1.99	1.1

Tabla 42. Verificación de estabilidad ante flotación para los muros del margen izquierdo

Tramo	Condición de carga	Fuerza resistente [kN]	Fuerza flotación [kN]	F.S [-]	F.Smin [-]
1	I	36961.75	17914.80	2.06	1.2
	II	48750.40	37442.30	1.30	1.1
	III	45028.00	20443.75	2.20	1.2
	IV	45028.00	21586.64	2.09	1.1
2	I	33836.95	16804.80	2.01	1.2
	II	49068.30	36956.56	1.33	1.1
	III	41903.20	19138.76	2.19	1.2
	IV	41903.20	20193.53	2.08	1.1
3	I	28201.73	15635.60	1.80	1.2
	II	49099.52	36796.17	1.33	1.1
	III	36267.98	17758.32	2.04	1.2
	IV	36267.98	18717.63	1.94	1.1

8.11.5 Verificación ante deslizamiento

Utilizando las mismas secciones representativas, también se verificó el deslizamiento de la propuesta de diseño de los muros de contención.

Tabla 43. Verificación de estabilidad ante deslizamiento para los muros del margen derecho

Tramo	Condición de carga	Fuerza Normal [kN]	Resistencia por cohesión [kN]	Fuerza Desestabilizante [kN]	F.S [-]	F.Smin [-]
1	I	27203.80	35858.05	6047.78	10.43	1.3
	II	10064.02	39429.72	24601.44	2.01	1.1
	III	32128.69	45900.00	14709.25	5.30	1.3
	IV	30709.04	45900.00	20689.51	3.70	1.1
2	I	24126.80	37875.24	6021.87	10.30	1.3
	II	11857.29	35261.45	22512.81	2.09	1.1
	III	29243.70	45900.00	13501.18	5.57	1.3
	IV	27910.82	45900.00	18296.73	4.03	1.1
3	I	13476.80	30446.25	4278.13	10.27	1.3
	II	11412.98	33034.43	15257.94	2.91	1.1
	III	19258.26	43400.00	9529.16	6.58	1.3
	IV	18225.71	43400.00	12931.76	4.77	1.1

Tabla 44. Verificación de estabilidad ante deslizamiento para los muros del margen izquierdo

Tramo	Condición de carga	Fuerza Normal [kN]	Resistencia por cohesión [kN]	Fuerza Desestabilizante [kN]	F.S [-]	F.Smin [-]
1	I	19046.95	33801.26	4278.13	12.35	1.3
	II	11308.10	36010.49	23139.68	2.04	1.1
	III	24584.25	42900.00	10343.03	6.52	1.3
	IV	23441.37	42900.00	14113.43	4.70	1.1
2	I	17032.15	25575.10	4278.13	9.96	1.3
	II	12111.74	33092.16	21153.22	2.14	1.1
	III	22764.44	40500.00	9693.07	6.53	1.3
	IV	21709.67	40500.00	13169.74	4.72	1.1
3	I	12566.13	23962.66	4278.13	8.54	1.3
	II	12303.35	28611.50	15257.94	2.68	1.1
	III	18509.66	37900.00	8988.94	6.28	1.3
	IV	17550.35	37900.00	12147.41	4.56	1.1

8.11.6 Verificación ante volcamiento

También se verificó el volcamiento de la propuesta de diseño de los muros de contención.

Tabla 45. Verificación de estabilidad ante volcamiento para los muros del margen derecho

Tramo	Condición de carga	Momento total [kN]	Fuerza vertical [kN]	Excentricidad [m]	Porcentaje de base apoyada	Porcentaje mínimo
1	I	461747.95	27203.80	5.50	78%	75%
	II	66136.89	10064.02	4.90	86%	> 0%
	III	372621.23	32128.69	0.12	100%	75%
	IV	290408.85	30709.04	2.02	100%	> 0%
2	I	401408.59	24126.80	5.16	83%	75%
	II	69684.19	11857.29	5.60	77%	> 0%
	III	336097.45	29243.70	0.02	100%	75%
	IV	274694.11	27910.82	1.63	100%	> 0%
3	I	224060.16	13476.80	5.78	70%	75%
	II	62836.85	11412.98	5.34	76%	> 0%
	III	205628.88	19258.26	0.17	100%	75%
	IV	170628.24	18225.71	1.49	100%	> 0%

Tabla 46. Verificación de estabilidad ante volcamiento para los muros del margen izquierdo

Tramo	Condición de carga	Momento total [kN]	Fuerza vertical [kN]	Excentricidad [m]	Porcentaje de base apoyada	Porcentaje mínimo
1	I	301255.30	19046.95	5.09	79%	75%
	II	67868.37	11308.10	4.72	84%	> 0%
	III	279632.22	24584.25	0.65	100%	75%
	IV	243189.13	23441.37	0.35	100%	> 0%
2	I	272301.24	17032.15	5.86	63%	75%
	II	66800.61	12111.74	4.61	82%	> 0%
	III	257925.72	22764.44	1.21	100%	75%
	IV	224757.97	21709.67	0.23	100%	> 0%
3	I	187941.81	12566.13	5.48	63%	75%
	II	58669.54	12303.35	4.71	75%	> 0%
	III	181134.46	18509.66	0.31	100%	75%
	IV	151386.94	17550.35	0.85	100%	> 0%

En la condición de carga para el cuenco amortiguador vacío la verificación de volteo indica que el porcentaje de base en compresión no alcanza el 75% en todas las secciones de los muros. No obstante, el mecanismo de giro que activa este resultado corresponde a una rotación hacia el talud. Dicha rotación no es realmente posible, ya que el talud actúa como un confinamiento del muro; bloqueando el levantamiento en este borde.

Aunque el criterio muestre incumplimiento bajo este esquema idealizado, el mecanismo real de falla no se puede desarrollar por la restricción geométrica y el confinamiento lateral.

8.11.7 Verificación de capacidad de soporte de suelo

Finalmente, se verificó que las presiones transmitidas por la cimentación del muro no sobrepasen la presión admisible establecida mediante el estudio geotécnico.

Tabla 47. Verificación de capacidad portante del suelo para los muros del margen derecho

Tramo	Condición de carga	$q_{\text{máx}}$ [MPa]	q_{min} [MPa]	q_{adm} [MPa]	F.S [-]
1	I	-0.509	0.000	-25.75	50.58
	II	-0.140	0.000	-25.75	184.29
	III	-0.144	-0.136	-25.75	178.22
	IV	-0.204	-0.063	-25.75	125.97
2	I	-0.380	0.000	-25.75	67.78
	II	-0.234	0.000	-25.75	110.03
	III	-0.128	-0.127	-25.75	201.14
	IV	-0.174	-0.070	-25.75	148.38
3	I	-0.376	0.000	-25.75	68.52
	II	-0.245	0.000	-25.75	104.96
	III	-0.093	-0.085	-25.75	276.93
	IV	-0.119	-0.049	-25.75	217.21

Tabla 48. Verificación de capacidad portante del suelo para los muros del margen izquierdo

Tramo	Condición de carga	$q_{\text{máx}}$ [MPa]	q_{min} [MPa]	q_{adm} [MPa]	F.S [-]
1	I	-0.371	0.000	-25.75	69.36
	II	-0.181	0.000	-25.75	142.61
	III	-0.135	-0.094	-25.75	190.13
	IV	-0.120	-0.099	-25.75	214.58
2	I	-0.713	0.000	-25.75	36.10
	II	-0.223	0.000	-25.75	115.50
	III	-0.153	-0.072	-25.75	168.79
	IV	-0.114	-0.100	-25.75	224.99
3	I	-0.560	0.000	-25.75	45.97
	II	-0.311	0.000	-25.75	82.83
	III	-0.107	-0.088	-25.75	240.00
	IV	-0.118	-0.068	-25.75	219.12

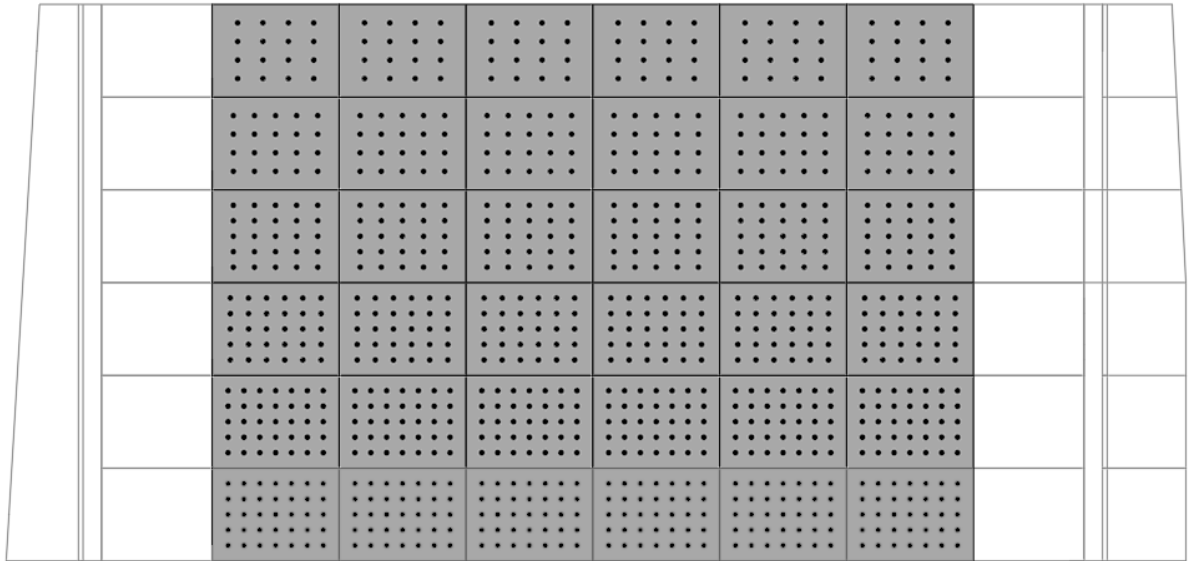
8.12 Análisis de estabilidad global de las losas centrales

8.12.1 Propuestas de anclajes

El elevado alto diferencial entre el nivel del agua contenido en el cuenco amortiguador y el nivel del río generó una subpresión considerable sobre las losas centrales. Para contrarrestar este efecto y garantizar la seguridad frente a la flotación, fue necesario incorporar anclajes pasivos.

En el diseño se seleccionaron pernos de 40 mm de diámetro, cada uno con una capacidad de 628 kN, lo que permitió asegurar la estabilidad de las losas bajo las condiciones críticas de crecida.

Ilustración 61. Vista en planta de la propuesta de anclajes para las losas centrales del cuenco amortiguador



8.12.2 Resumen de cargas

A continuación se presenta el resumen de cargas correspondiente a cada una de las secciones de las losas centrales del cuenco amortiguador. La información corresponde a la condición de carga controlada por la CMD, considerada como escenario crítico para la verificación estructural.

Tabla 49. Resumen de cargas para las losas centrales del cuenco amortiguador (Condición I)

Tramo	Casos de carga		Fuerza Vertical [kN]
1	Peso propio	W	8220.00
	Peso del agua	W	4199.05
	Subpresión	U	29770.10
	Anclajes	A	21980.00
2	Peso propio	W	8220.00
	Peso del agua	W	6897.95
	Subpresión	U	29770.10
	Anclajes	A	21980.00
3	Peso propio	W	8220.00
	Peso del agua	W	9603.70
	Subpresión	U	29770.10
	Anclajes	A	18840.00
4	Peso propio	W	8220.00
	Peso del agua	W	12309.45
	Subpresión	U	29770.10
	Anclajes	A	15700.00
5	Peso propio	W	8220.00
	Peso del agua	W	15008.35
	Subpresión	U	29770.10
	Anclajes	A	12560.00
6	Peso propio	W	8220.00
	Peso del agua	W	17707.25
	Subpresión	U	29770.10
	Anclajes	A	10048.00

8.12.3 Verificación ante flotación

La verificación se realizó en cada una de las seis secciones en que se dividió el cuenco amortiguador. Este procedimiento permitió elegir el arreglo de anclajes de manera diferenciada para cada módulo, optimizando así el diseño.

Tabla 50. Verificación de estabilidad ante flotación para las losas centrales

Tramo	Fuerza resistente [kN]	Fuerza flotación [kN]	F.S [-]	F.Smin [-]
1	34399.05	29770.1	1.16	1.1
2	37097.95	29770.1	1.25	1.1
3	36663.70	29770.1	1.23	1.1
4	36229.45	29770.1	1.22	1.1
5	35788.35	29770.1	1.20	1.1
6	35975.25	29770.1	1.21	1.1

IX. Cálculo de acero de refuerzo del cuenco amortiguador

9.1 Alcance del cálculo

El presente apartado tiene como objetivo calcular el acero de refuerzo requerido para los elementos estructurales del cuenco amortiguador, con el fin de garantizar su capacidad resistente frente a las solicitaciones de diseño y controlar el agrietamiento asociado a los cambios de temperatura y contracción del concreto. El alcance se limita a la determinación de cantidades y arreglos generales de armadura, sin desarrollar planos constructivos detallados, dado que se trata de un estudio de factibilidad orientado a justificar la viabilidad estructural y no un diseño definitivo. Por esta razón, no se incluyen análisis de constructibilidad ni de procedimientos de colocación en obra.

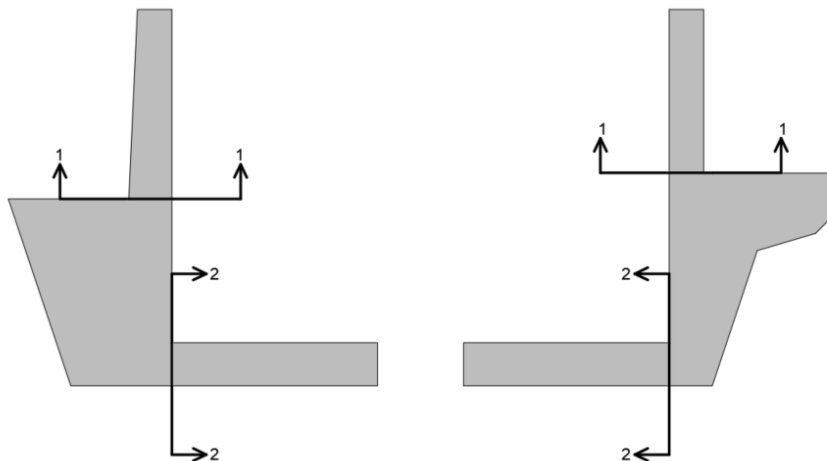
Las dimensiones de los elementos considerados provienen de la geometría definida en el análisis de estabilidad global, incluyendo la disposición de los anclajes pasivos. Asimismo, se emplean las mismas condiciones de carga utilizadas en dicho análisis, evaluando el comportamiento interno tanto en estado de servicio como en solicitaciones asociadas al sismo y crecida de diseño.

El procedimiento comprende el cálculo de las losas centrales y los muros de contención laterales. Estos últimos incluyen una porción masiva de concreto, que contribuye al peso propio necesario para la estabilidad y secciones en voladizo que contienen el agua en el interior del cuenco amortiguador. Por lo tanto, el análisis de los muros de contención se subdivide en dos partes:

- Evaluación de las secciones en voladizo (muro y losa)
- Verificación del cuerpo masivo

Adicionalmente, se aborda el cálculo del acero correspondiente a las losas centrales.

Ilustración 62. Secciones representativas de cálculo en los muros laterales



Para el desarrollo de los modelos estructurales se empleó el software Midas Gen 2026, mediante el cual se elaboraron las secciones más representativas del cuenco amortiguador. Se seleccionó la primera sección, por ser la zona con las mayores solicitaciones estructurales. Los resultados obtenidos fueron posteriormente exportados a hojas de cálculo, donde se verificó que

los arreglos de refuerzo propuestos cumplen con los requisitos de resistencia establecidos en la norma ACI 318M-19.

9.2 Materiales

9.2.1 Concreto

En los cálculos estructurales se considera un concreto de peso normal tipo C4000, conforme a las especificaciones del estándar ASTM, con una resistencia a la compresión a los 28 días de 28 MPa (f'_c). Este material se emplea en todos los elementos del cuenco amortiguador.

9.2.2 Acero de refuerzo

El refuerzo longitudinal y transversal se especifica como acero ASTM A615M, grado 420, con un límite de fluencia de 420 MPa.

9.3 Combinaciones de carga

El diseño se realizó bajo el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), empleando las combinaciones de carga definidas por la norma ASCE-7, las cuales contemplan la mayoración de las acciones aplicadas sobre la estructura. Dado el carácter hidráulico de la obra, fue necesario complementar las condiciones normativas con escenarios críticos propios de la CMD, adaptando los factores de carga a las condiciones particulares del proyecto.

Las combinaciones empleadas se presentan a continuación:

Tabla 51. *Combinaciones de carga adoptadas para el cálculo del acero de refuerzo*

Combinación	D	H	H _F	E _X	E _Z	E _F	E _H	C	C _F	A
U1	1.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
U2	1.2	1.6	0.9	0	0	0	0	0	0	0
U7.1	0.9	1.6	0.9	1	1	1	1	0	0	0
U7.2	0.9	1.6	0.9	-1	1	-1	1	0	0	0
U7.3	0.9	1.6	0.9	1	-1	1	1	0	0	0
U7.4	0.9	1.6	0.9	-1	-1	-1	1	0	0	0
U8	0.9	1.6*	0.9*	0	0	0	0	1	1	0.9

*En la combinación U8, los factores de carga de H y H_F hacen referencia exclusivamente a las presiones del suelo de relleno.

Donde:

- D: Carga muerta.
- H: Presiones hidrostáticas y de terreno en estado de servicio.
- H_F: Presiones hidrostáticas y de terreno favorables en estado de servicio.
- U: Subpresión
- E_X: Fuerza inercial debido al sismo en "X"
- E_Z: Fuerza inercial debió al sismo en "Z"
- E_F: Presión hidrodinámica
- E_H: Empuje activo del suelo de relleno
- C: Presiones hidrostáticas de la CMD
- C_F: Presiones hidrostáticas favorables de la CMD
- A: Anclajes pasivos

La incorporación de la combinación U8 responde a que la ASCE-7 no contempla un caso que represente con precisión las condiciones críticas asociadas a la CMD. Por ello, se adoptó un factor de mayoración de 1 para estas cargas, en forma análoga a la combinación U7 correspondiente

al MDE. Dado que los anclajes poseen un comportamiento pasivo, solamente se incluyeron en el único escenario donde se espera su activación, según establecido en el análisis global de estabilidad.

En cuanto a la combinación sísmica U7, se evaluaron cuatro variaciones (U7.1 a U7.4), considerando las distintas direcciones de las acciones inerciales en los ejes X y Z. Este procedimiento permitió identificar el escenario en el que se genera la demanda más crítica sobre la estructura. Para dichas evaluaciones se emplearon las aceleraciones del MDE, previamente presentadas en la **Tabla 26**.

Cabe resaltar que las fuerzas colaborativas (peso del agua, relleno y presiones hidrodinámicas) se redujeron mediante un factor de 0.9, de acuerdo con el criterio de la norma. En los casos críticos, debido a la subpresión y al sismo vertical, la estructura presentó mayor propensión al levantamiento, razón por lo que estas cargas gravitacionales se vieron reducidas en el análisis.

9.4 Análisis y cálculo de las secciones en voladizo

9.4.1 Modelo estructural adoptado

Se desarrollaron tres modelos para evaluar las secciones en voladizo. Basándose en la **Ilustración 62**, se realizaron dos modelos para los muros en voladizo (margen izquierda y margen derecha) y un modelo para la losa en voladizo. Se modelaron por separado los muros debido a que las acciones en ambos lados son distintas, condicionadas por la geometría y por la presencia de la presa de materiales sueltos en la margen derecha. En el caso de la losa, se adoptó un único modelo. Debido a que la única diferencia relevante entre ambas márgenes era la presencia de anclajes pasivos, se recurrió al modelo para activar la carga en base al lado a evaluarse.

Cada elemento voladizo se idealizó como viga empotrada, siendo el empotramiento la transición rígida hacia el cuerpo masivo del muro de contención. Para mantener la coherencia global del sistema, las reacciones obtenidas en los apoyos de los modelos de voladizo fueron exportadas hacia los modelos del cuerpo masivo, de modo que se represente la continuidad entre ambos.

Se adoptó la hipótesis de banda unitaria; aunque los muros poseen 10 metros de ancho, el análisis se realiza sobre una franja de 1 metro, de la cual se deriva el arreglo de armadura a replicar a lo largo del elemento. Esta franja se ubica en la sección más crítica, correspondiente al inicio del cuenco amortiguador.

Tabla 52. Dimensiones adoptadas para la banda unitaria de las secciones en voladizo

Modelo	Descripción	h [m]	b [m]	L [m]
1	Muro en voladizo (margen izq.)	2.00	1.00	11.00
2	Muro en voladizo (margen der.)	2.00	1.00	9.50
3	Losa en voladizo	2.50	1.00	11.95

Donde:

- h: Altura de la sección
- b: Ancho de cálculo.
- L: Longitud total del voladizo.

Los modelos se implementaron en Midas Gen mediante elementos tipo viga, restringiendo el estudio a un análisis bidimensional en el plano X-Z.

Ilustración 63. Modelo de la sección del muro en voladizo izquierdo (banda unitaria) del cuenco amortiguador

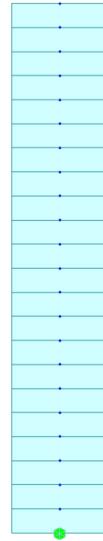
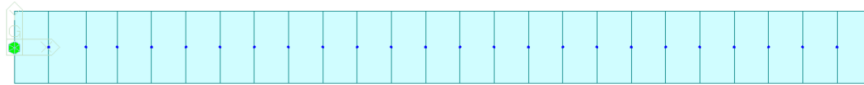


Ilustración 64. Modelo de la sección de losa en voladizo (banda unitaria) del cuenco amortiguador



9.4.2 Acciones aplicadas

Las cargas del análisis global de estabilidad se trasladaron al modelo de banda unitaria como cargas distribuidas a lo largo del eje de la viga empotrada. Las presiones hidrostáticas, de relleno y subpresión se representaron como cargas distribuidas. Estas cargas se ingresaron a partir de los esquemas de carga previamente establecidos.

Como se tenía que elegir la sección más crítica del cuenco, en el escenario de CMD no se consideró ningún peso de agua actuando favorablemente dentro del cuenco sobre la losa.

Los anclajes pasivos se modelaron como cargas nodales situadas en la parte superior de la losa, solamente activados en el margen izquierda para la combinación de CMD.

El peso propio y las fuerzas inerciales se incorporaron mediante la herramienta *Self Weight* del software, donde el programa se encarga de aplicar las cargas utilizando las dimensiones y materiales del modelo. Los factores de carga para las fuerzas inerciales corresponden a las aceleraciones sísmicas del MDE.

Tabla 53. Factores de carga de peso propio para el modelo

Caso de carga	Descripción	Factor de carga		
		X	Y	Z
D	Peso propio	0.000	0.000	-1.000
Ex	Fuerza inercial en X	0.302	0.000	0.000
Ez	Fuerza inercial en Z	0.000	0.000	0.201

Ilustración 68. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen izq.) para condición de CMD

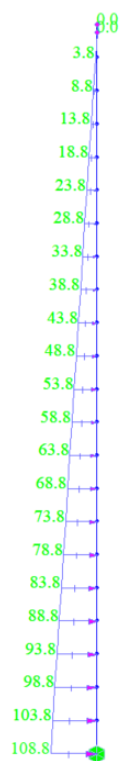


Ilustración 69. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen der.) para condición de MDE

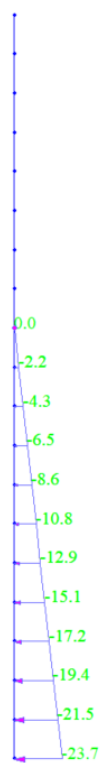
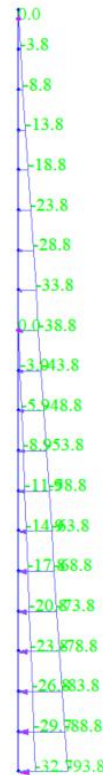


Ilustración 70. Cargas aplicadas en modelo de muro de voladizo (margen der.) para condición de CMD



9.4.3 Resultados de modelo

Con las acciones y combinaciones de carga de la **Tabla 51**, se resolvieron los modelos 2D de las secciones en voladizo y se obtuvieron las envolventes de cortante V_U y momento M_U . En una viga empotrada, los valores máximos absolutos se ubican en la base del empotramiento, por lo que el dimensionamiento del refuerzo longitudinal y transversal se basó en dichas demandas factorizadas.

Tabla 54. Demandas máximas para la sección del muro en voladizo (margen izq.)

Combinación	V_U [kN]	M_U [kNm]
U1	0.00	0.00
U2	0.00	0.00
U7.1	156.55	-861.04
U7.2	-156.55	861.04
U7.3	156.66	-861.04
U7.4	-156.55	861.04
U8	591.87	-2146.52

Tabla 55. Demandas máximas para la sección del muro en voladizo (margen der.)

Combinación	V _u [kN]	M _u [kNm]
U1	0.00	0.00
U2	144.06	-264.10
U7.1	-450.15	1674.88
U7.2	658.35	-2056.59
U7.3	-450.15	1674.88
U7.4	658.35	-2056.59
U8	-591.87	-1639.59

Tabla 56. Demandas máximas para la sección de losa en voladizo (margen izq.)

Combinación	V _u [kN]	M _u [kNm]
U1	364.82	-877.74
U2	-251.67	1503.75
U7.1	-829.85	4958.35
U7.2	-829.85	4958.35
U7.3	-95.87	572.82
U7.4	-95.87	572.82
U8	-1186.05	7048.27

Tabla 57. Demandas máximas para la sección de losa en voladizo (margen der.)

Combinación	V _u [kN]	M _u [kNm]
U1	364.82	-877.74
U2	-251.67	1503.75
U7.1	-829.85	4958.35
U7.2	-829.85	4958.35
U7.3	-95.87	572.82
U7.4	-95.87	572.82
U8	-1321.47	7250.80

A continuación se presentan los diagramas de momento de las secciones en su combinación más crítica:

Ilustración 71. Diagrama de momento para combinación U8 del muro en voladizo (margen izq.)

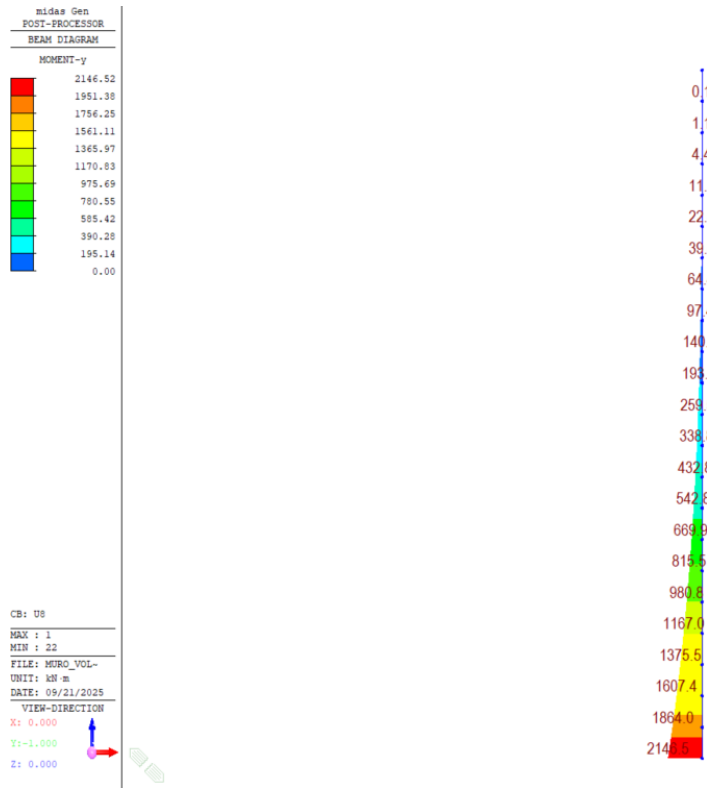


Ilustración 72. Diagrama de corte para combinación U8 del muro en voladizo (margen izq.)

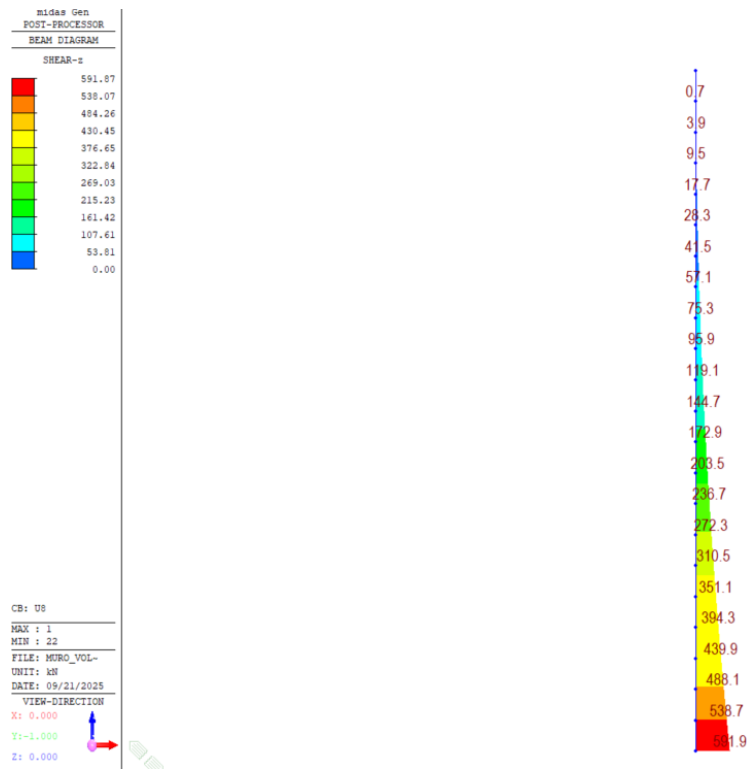


Ilustración 73. Diagrama de momento para combinación U8 del muro en voladizo (margen der.)

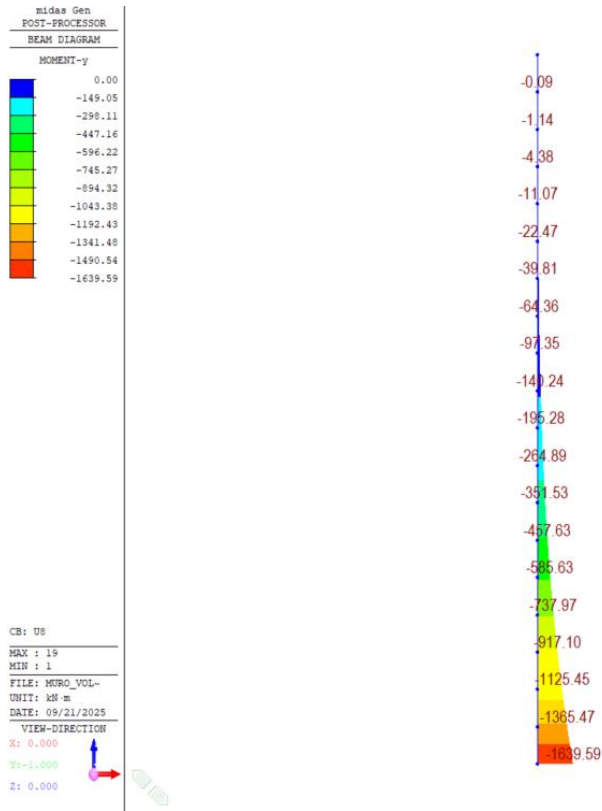


Ilustración 74. Diagrama de corte para combinación U8 del muro en voladizo (margen der.)

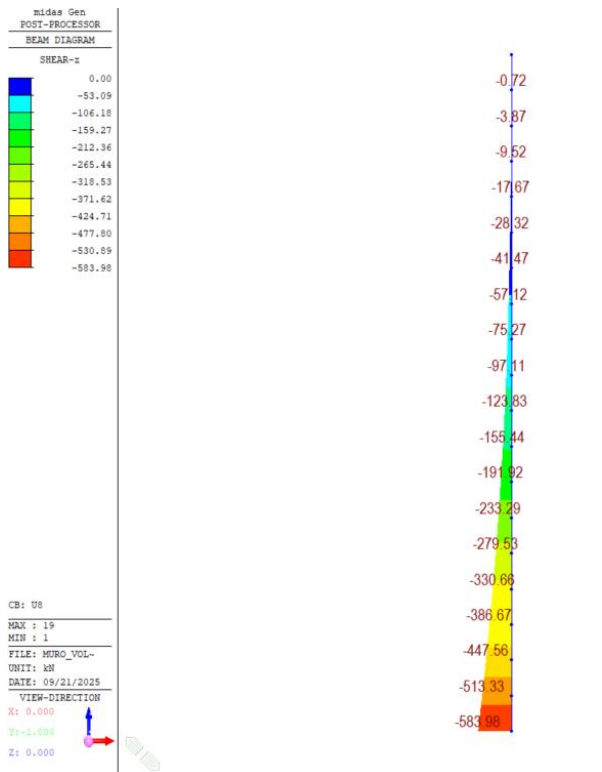


Ilustración 75. Diagrama de momento para combinación U8 de la losa en voladizo (margen izq.)

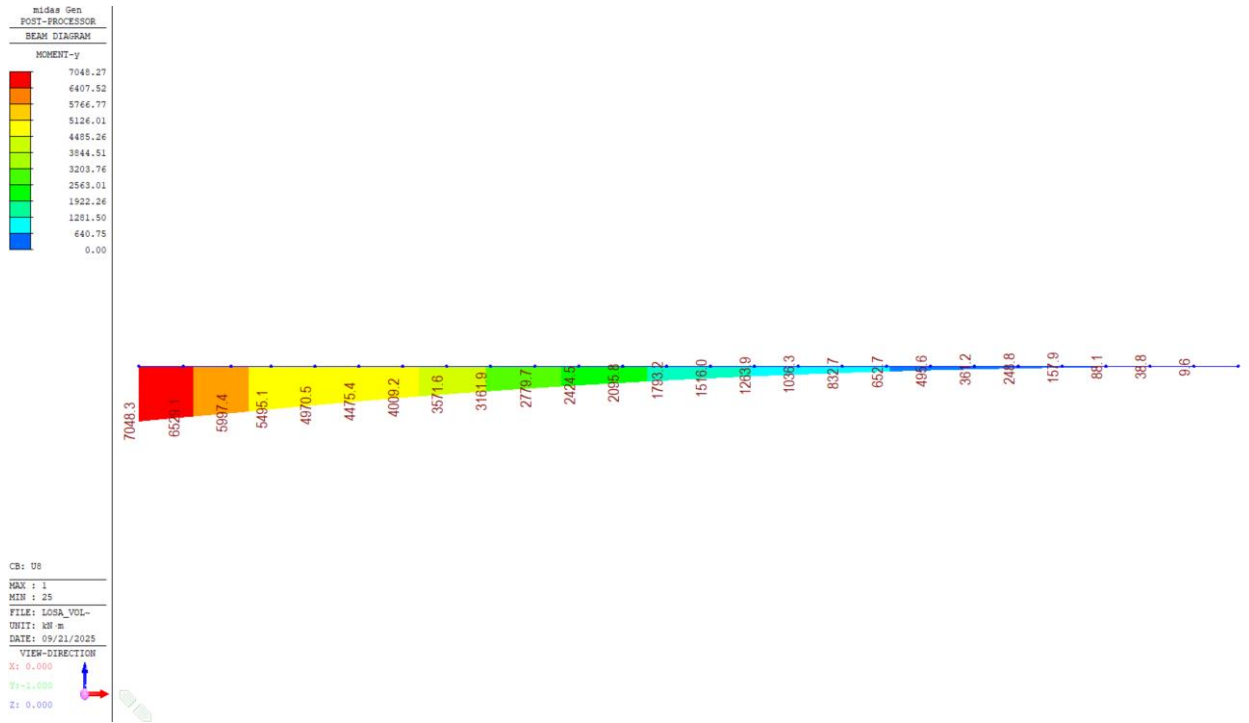


Ilustración 76. Diagrama de corte para combinación U8 de la losa en voladizo (margen izq.)

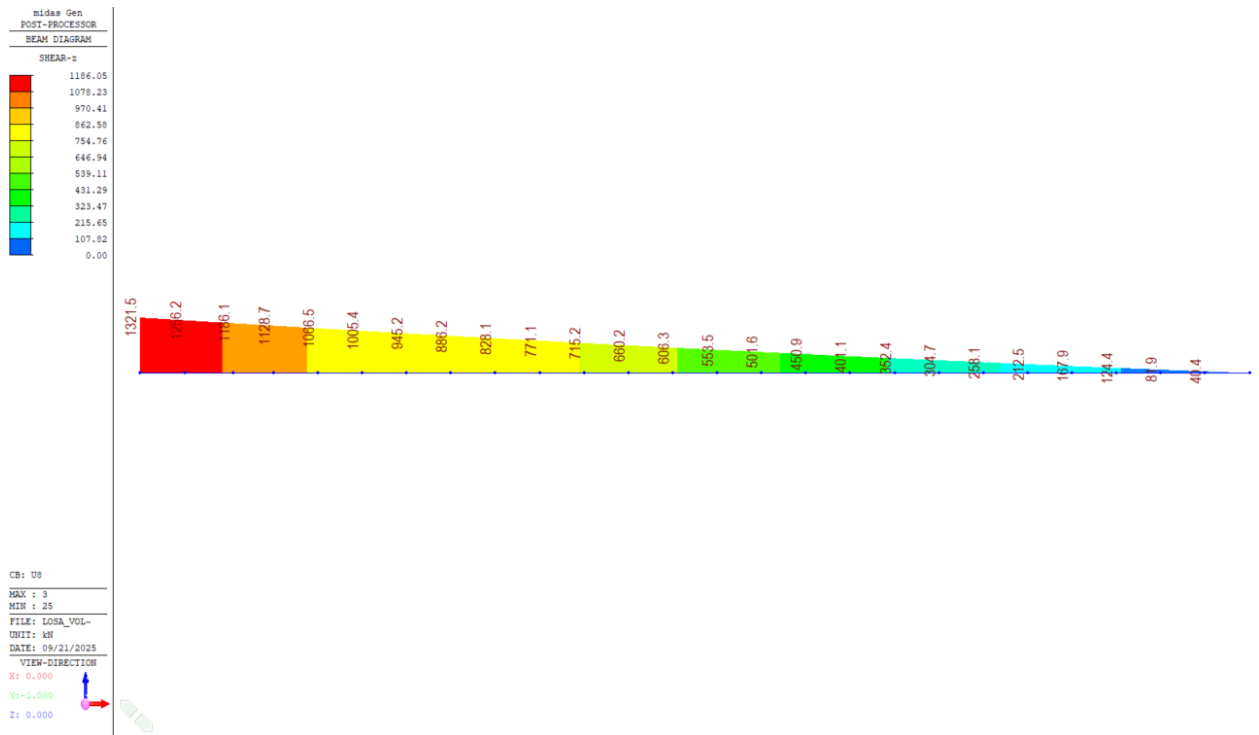


Ilustración 77. Diagrama de momento para combinación U8 de la losa en voladizo (margen der.)

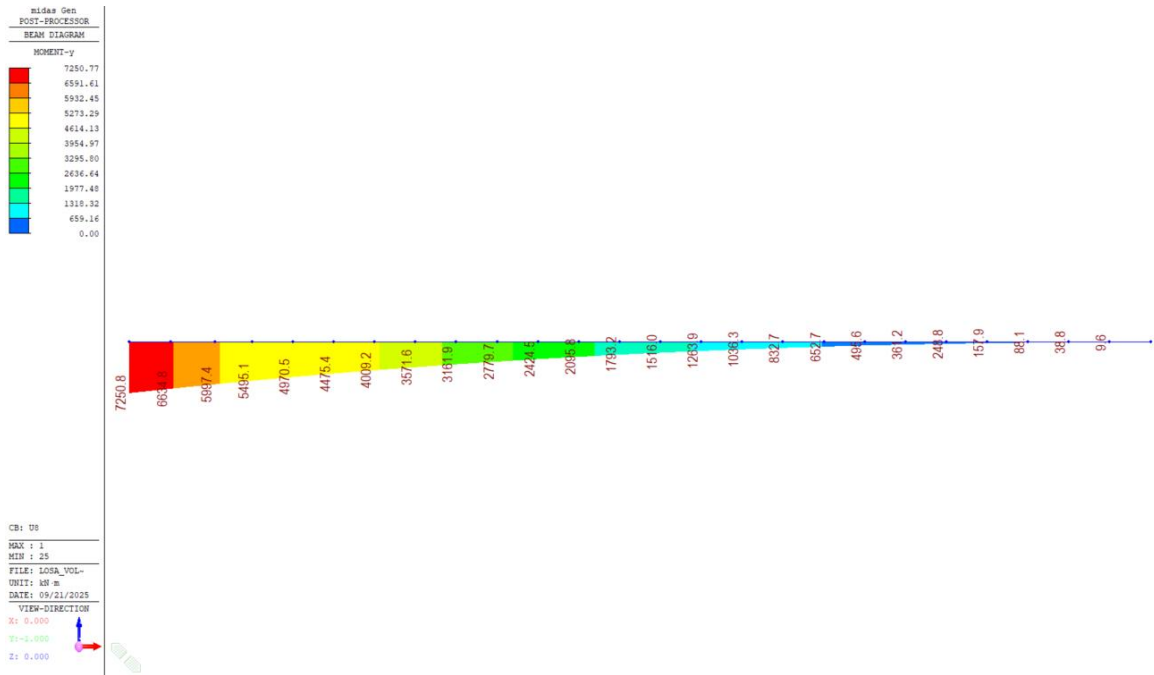
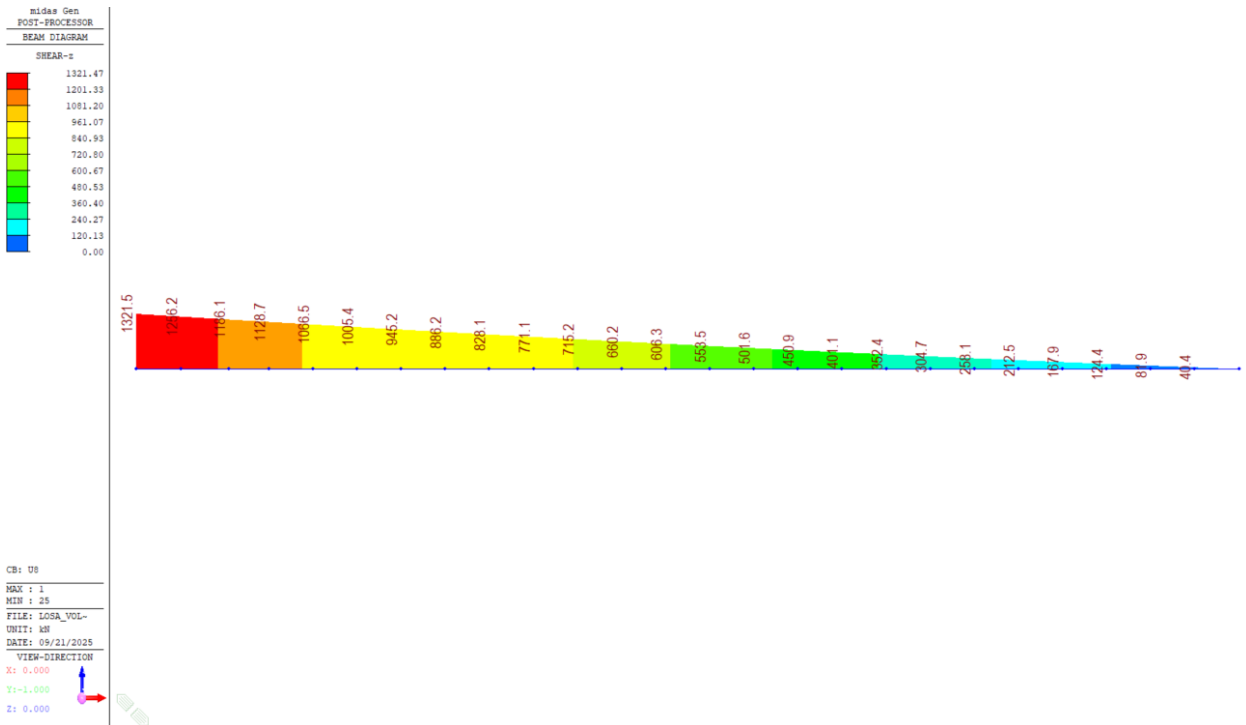


Ilustración 78. Diagrama de corte para combinación U8 de la losa en voladizo (margen der.)



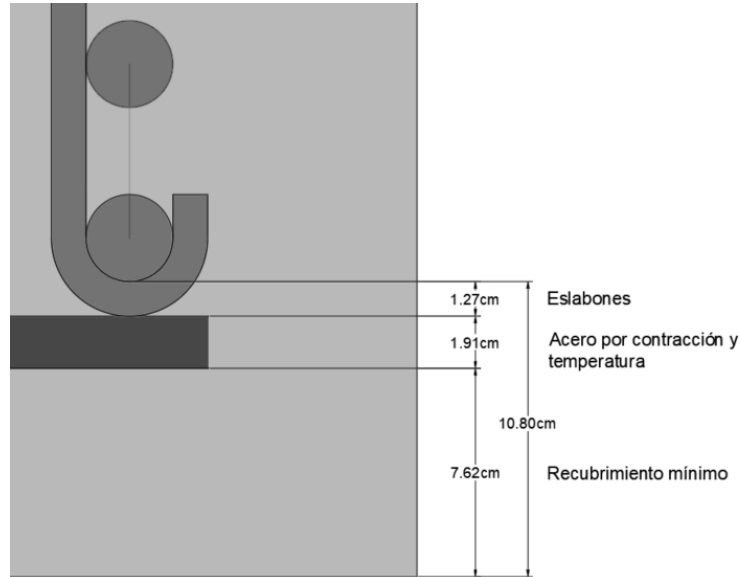
9.4.4 Acero a flexión

Con las envolventes de demanda en las secciones en voladizo, se propusieron arreglos de refuerzo capaces de resistir la flexión en el empotramiento. La verificación se realizó mediante

diagramas de interacción obtenidos con hoja de cálculo, comprobando que los puntos de demanda se sitúen dentro del dominio resistente de cada sección.

Dado que la estructura está expuesta a intemperie, suelo y agua, se adoptó un recubrimiento nominal de 7.62 cm (3 pulgadas). A este se suman, desde la cara expuesta hacia el interior, el refuerzo por contracción y temperatura, el diámetro del estribo, resultando en un total de 10.80 centímetros. A esta sumatoria también fue necesario agregarle la distancia al centroide de las varillas de acero a flexión, lo cual dependió del arreglo para cada una de las secciones.

Ilustración 79. Recubrimiento diseñado para las secciones en voladizo de los muros de contención



El peralte efectivo se obtiene restando la suma final de estas distancias a la altura total h del elemento. Los valores adoptados se resumen a continuación:

Tabla 58. Peraltes efectivos en las secciones de los muros de contención

Sección	Descripción	b [cm]	h [cm]	d [m]
1	Muro en voladizo izquierdo	100	200	187.6
2	Muro en voladizo derecho	100	200	184.4
3	Losa en voladizo	100	250	231.3

Con los momentos últimos factorizados y el peralte efectivo, se definieron los arreglos de barras. En cada tabla se indica: N_o (cantidad de barras en la franja unitaria), ϕ (diámetro de la varilla), d_i (peralte efectivo del grupo i) y $A_{s,i}$ (área de acero aportada por el grupo).

Tabla 59. Refuerzo a flexión – Muro en voladizo (margen izquierda)

N_o [-]	ϕ [mm]	d_i [cm]	$A_{s,i}$ [mm ²]
5.00	31.80	12.39	3971.00
5.00	19.10	18.75	1433.00
5.00	31.80	187.61	3971.00

Gráfica 5. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto – Muro en voladizo (margen izquierda)

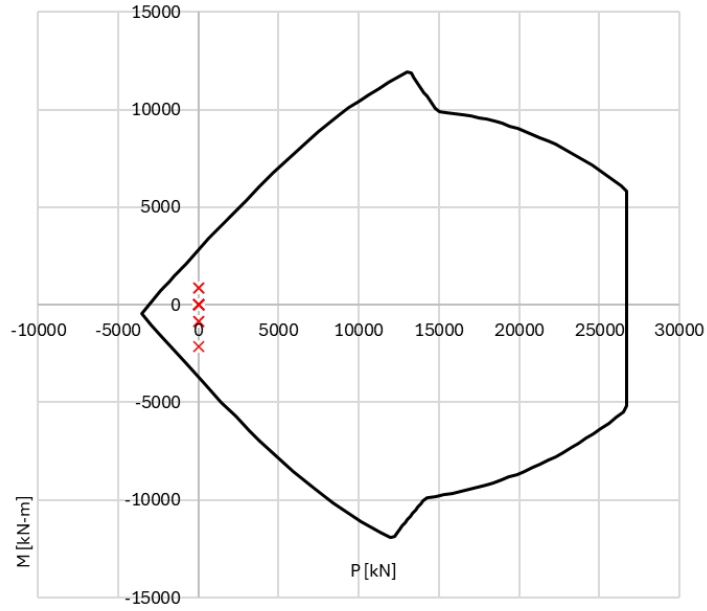


Tabla 60. Refuerzo a flexión – Muro en voladizo (margen derecha)

No [-]	ϕ [mm]	d_i [cm]	$A_{s,i}$ [mm ²]
5.00	31.80	12.39	3971.00
5.00	31.80	187.61	3971.00

Gráfica 6. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto – Muro en voladizo (margen derecha)

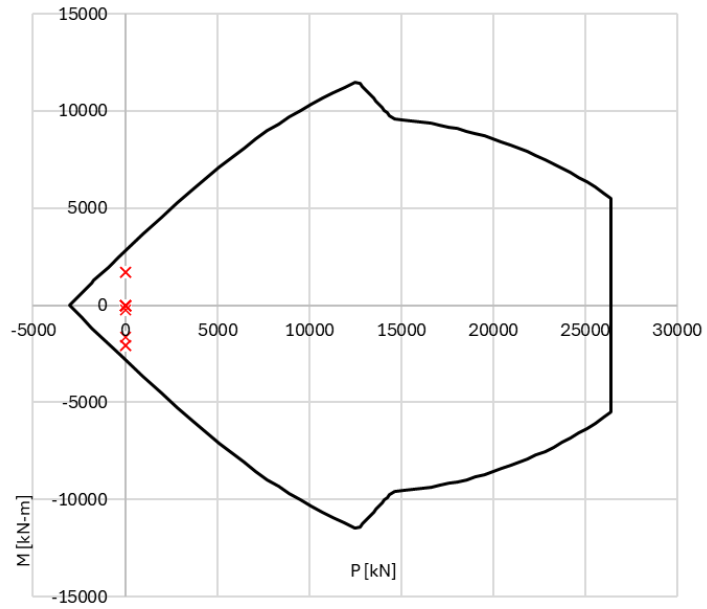
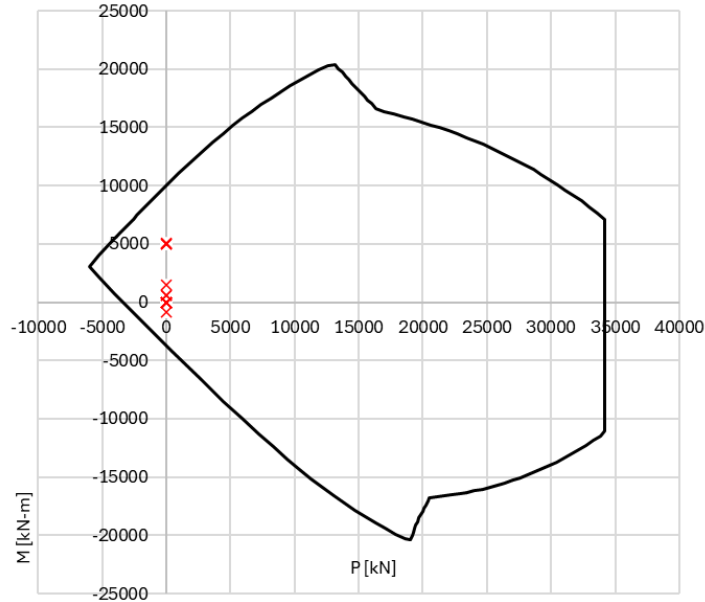


Tabla 61. Refuerzo a flexión – Losa en voladizo

No [-]	ϕ [mm]	d_i [cm]	$A_{s,i}$ [mm ²]
5.00	31.80	12.39	3971.00
5.00	31.80	224.89	3971.00
5.00	31.80	231.25	3971.00
5.00	31.80	237.61	3971.00

Gráfica 7. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto – Losa en voladizo



Los diagramas de interacción confirman que las demandas se ubican dentro del dominio resistente, por lo que los arreglos cumplen en flexión. A modo de síntesis, se presenta la razón Demanda/Capacidad (D/C) para los momentos máximos y mínimos de las secciones:

Tabla 62. Relación D/C – Momentos positivos

Muro	Sección	$M_{m\acute{a}x}$ [kNm]	ϕM_n [kNm]	D/C [-]
Izquierdo	1	861.04	2813.00	0.31
	2	7048.27	9995.10	0.71
Derecho	1	1674.88	2780.50	0.60
	2	7250.80	9995.10	0.73

Tabla 63. Relación D/C – Momentos negativos

Muro	Sección	$M_{m\grave{i}n}$ [kNm]	ϕM_n [kNm]	D/C [-]
Izquierdo	1	-2146.52	-3701.70	0.58
	2	-877.74	-3729.60	0.24
Derecho	1	-2056.59	-2780.50	0.74
	2	-877.74	-3729.60	0.24

Finalmente, se evaluó la deformación unitaria del acero para verificar que la sección esté controlada por tensión, asegurándose que la deformación unitaria del acero a flexión sea superior a 0.004.

Tabla 64. Deformación unitaria del acero a flexión – Momentos positivos

Sección	Descripción	A_s [mm ²]	d [cm]	c [cm]	ϵ_t [-]	Estado
1	Muro en voladizo izquierdo	3971	187.61	8.24	0.065	Controlado por tensión
2	Muro en voladizo derecho	3971	187.61	8.24	0.065	Controlado por tensión
3	Losa en voladizo	11913	231.25	24.73	0.025	Controlado por tensión

Tabla 65. Deformación unitaria del acero a flexión – Momentos negativos

Sección	Descripción	A_s [mm ²]	d [cm]	c [cm]	ϵ_t [-]	Estado
1	Muro en voladizo izquierdo	5404	184.43	11.22	0.046	Controlado por tensión
2	Muro en voladizo derecho	3971	187.61	8.24	0.065	Controlado por tensión
3	Losa en voladizo	3971	237.61	8.24	0.083	Controlado por tensión

9.4.5 Diseño a cortante

Con las envolventes de demanda en las secciones en voladizo, se verificó la exigencia de refuerzo mínimo a cortante comparando el cortante factorizado V_u con el cortante umbral V_{Umbral} definido por la expresión (46). Cuando $V_u > V_{Umbral}$ se debe disponer de acero mínimo a cortante.

Tabla 66. Verificación de refuerzo mínimo – Armado de flexión para momento positivo

Sección	Descripción	d [cm]	b [cm]	V_{Umbral} [kN]	V_u [kN]	$V_u > V_{Umbral}$?
1	Muro en voladizo izquierdo	187.61	100.00	617.98	156.55	No
2	Muro en voladizo derecho	187.61	100.00	617.98	450.15	No
3	Losa en voladizo	231.25	100.00	761.73	1186.05	Si

Tabla 67. Verificación de refuerzo mínimo – Armado de flexión para momento negativo

Sección	Descripción	d [cm]	b [cm]	V_{Umbral} [kN]	V_u [kN]	$V_u > V_{Umbral}$?
1	Muro en voladizo izquierdo	184.43	100.00	607.51	591.87	No
2	Muro en voladizo derecho	187.61	100.00	617.98	658.35	Si
3	Losa en voladizo	237.61	100.00	782.68	364.82	No

De acuerdo con estas verificaciones, se exige refuerzo mínimo en la losa en voladizo y en el muro en voladizo derecho. Aplicando las ecuaciones (47) y (48), el refuerzo mínimo por unidad de longitud $A_{v,min}/s$ resulta siendo 0.083 cm²/cm.

A continuación, se evalúa la resistencia de diseño a cortante del concreto, a fin de determinar si el cortante último lo supera; de esta manera se determina si es necesario diseñar estribos para aportar una resistencia adicional mediante el acero de refuerzo.

Tabla 68. Resistencia de diseño a cortante del concreto – Armado de flexión para momento positivo

Sección	Descripción	λ_s	ρ_w	d [cm]	ϕV_c [kN]	V_u [kN]	D/C
1	Muro en voladizo izquierdo	0.485	0.00212	187.61	305.97	156.55	0.17
2	Muro en voladizo derecho	0.485	0.00212	187.61	305.97	450.15	1.47
3	Losa en voladizo	0.442	0.00515	231.25	462.10	1186.05	2.57

Tabla 69. Resistencia de va a cortante del concreto – Armado de flexión para momento negativo

Sección	Descripción	λ_s	ρ_w	d [cm]	ϕV_c [kN]	V_u [kN]	D/C
1	Muro en voladizo izquierdo	0.489	0.00293	184.43	337.76	591.87	1.75
2	Muro en voladizo derecho	0.485	0.00212	187.61	305.97	658.35	2.15
3	Losa en voladizo	0.436	0.00167	237.61	322.27	364.82	1.13

Como se observa, en los casos donde la relación Demanda/Capacidad excede 1, la contribución del concreto no es suficiente, por lo que se debe proporcionar un refuerzo transversal y dimensionar la resistencia hasta cumplir con la demanda máxima a cortante.

Tabla 70. Verificación a cortante – Armado de flexión para momento positivo

Sección	Descripción	ϕV_c [kN]	Armadura	ϕV_s [kN]	ϕV_n [kN]	V_u [kN]	D/C
1	Muro en voladizo izquierdo	305.97	2.5 eslabones $\phi 12.7/30$	625.44	931.42	156.55	0.17
2	Muro en voladizo derecho	305.97	2.5 eslabones $\phi 12.7/30$	625.44	931.42	450.15	0.48
3	Losa en voladizo	462.10	5 eslabones $\phi 12.7/40$	1156.39	1618.49	1186.05	0.73

Tabla 71. Verificación a cortante – Armado de flexión para momento negativo

Sección	Descripción	ϕV_c [kN]	Armadura	ϕV_s [kN]	ϕV_n [kN]	V_u [kN]	D/C
1	Muro en voladizo izquierdo	337.76	2.5 eslabones $\phi 12.7/30$	614.84	952.60	156.55	0.16
2	Muro en voladizo derecho	305.97	2.5 eslabones $\phi 12.7/30$	625.44	931.42	450.15	0.48
3	Losa en voladizo	322.27	5 eslabones $\phi 12.7/40$	1188.20	1510.47	1186.05	0.79

Adicionalmente, se tiene que verificar que la disposición de los eslabones no superen los límites indicados en la **Tabla 8**. En este caso, debido a que la resistencia a cortante del acero no supera el umbral, estas son las separaciones con las que debe cumplir el arreglo:

- 600 mm
- $d/2$: ≈ 925 mm para los muros en voladizo y ≈ 1175 mm para losas en voladizo
- d : ≈ 1850 mm para los muros en voladizo y ≈ 2350 mm para losas en voladizo.

A partir de esto se puede concluir que la separación de los eslabones cumple con los requisitos establecidos por la norma ACI 318M-19.

Finalmente, es necesario verificar que se cumpla con el refuerzo mínimo por unidad de longitud previamente establecido.

Tabla 72. Verificación de refuerzo mínimo por unidad de longitud

Sección	Armadura	A_s/s	$A_{s,min}/s$	Cumplimiento
1	2.5 eslabones $\phi 12.7/30$	0.105	-	Cumple
2	2.5 eslabones $\phi 12.7/30$	0.105	0.083	Cumple
3	5 eslabones $\phi 12.7/40$	0.158	0.083	Cumple

9.4.6 Acero mínimo por contracción y temperatura

Conforme el apartado **4.10.12**, se adoptan las cuantías mínimas de acero para resistir los esfuerzos de contracción y temperatura:

- Losas en voladizo: $\rho_{t.min} = 0.0018$.
- Muros en voladizo : ya que $V_u > 0.04 * \phi * \alpha_c * \sqrt{f'c} * A_{cv}$, $\rho_{t.min} = 0.0025$

Los arreglos seleccionados deben cumplir además con los límites de espaciamiento:

- Muros: 450 mm.
- Losas: 450 mm.

Tabla 73. Refuerzo por contracción y temperatura en las secciones de voladizo

Sección	h [cm]	b [cm]	Armadura	As [mm ²]	ρ_t	$\rho_{t.min}$	Cumplimiento
1	200	100	10 ϕ 25.4/20	5067.07	0.00253	0.00250	Cumple
2	200	100	10 ϕ 25.4/20	5067.07	0.00253	0.00250	Cumple
3	250	100	10 ϕ 25.4/20	5067.07	0.00203	0.00180	Cumple

Como se muestra en la tabla, se estarán colocando 10 varillas de diámetro 25.4 mm en cada franja unitaria. Cabe recalcar que estas 10 varillas estarán repartidas en ambas caras del muro, implicando el espaciamiento entre varillas de 20 cm.

9.4.7 Acero mínimo a flexión

Verificado el refuerzo transversal, se comprueba la cuantía mínima longitudinal a flexión conforme las expresiones (46), (40) y (41). Se adoptan las siguientes razones mínimas según el tipo de elemento:

- Losas en voladizo: $\rho_{l.min} = 0.00333$
- Muro en voladizo (margen izquierda): $\rho_{l.min} = 0.00252$
- Muro en voladizo (margen derecha): $\rho_{l.min} = 0.00253$

Tabla 74. Cumplimiento de refuerzo a flexión en las secciones de voladizo – Momento positivo

Sección	As [mm ²]	d [cm]	b [cm]	ρ_t	$\rho_{t.min}$	As _{min} [mm ²]	As/As _{min}	Cumplimiento
1	3971	187.61	100.00	0.00212	0.00252	1223	325%	Cumple
2	3971	187.61	100.00	0.00212	0.00253	2392	166%	Cumple
3	11913	231.25	100.00	0.00515	0.00333	8579	139%	Cumple

Tabla 75. Cumplimiento de refuerzo a flexión en las secciones de voladizo – Momento negativo

Sección	As [mm ²]	d [cm]	b [cm]	ρ_t	$\rho_{t.min}$	As _{min} [mm ²]	As/As _{min}	Cumplimiento
1	5404	184.43	100.00	0.00293	0.00212	3840	141%	Cumple
2	3971	187.61	100.00	0.00212	0.00212	2888	138%	Cumple
3	3971	237.61	100.00	0.00167	0.00515	563	705%	Cumple

A pesar de que no todas las secciones cumplieran con su respectiva cuantía mínima, ya que el acero a flexión colocado supera en más del 33% el acero mínimo requerido por el análisis, es permitido no cumplir con los requisitos establecidos para cantidad mínima de acero.

9.5 Análisis y cálculo del cuerpo masivo de los muros de contención

9.5.1 Modelo estructural adoptado

Se desarrollaron dos modelos para representar el cuerpo masivo de los muros de contención ubicados en los dos márgenes del cuenco amortiguador. Se mantuvo el concepto de banda unitaria: el análisis se realizó sobre una franja de 1 metro de ancho, extraída del inicio del cuenco y replicada a lo largo del elemento.

El método de puntal tensor (STM por sus siglas en inglés) idealiza el flujo resistente mediante una armadura interna compuesta por puntales de concreto a compresión y tirantes de acero a tracción, conectados mediante nodos. De acuerdo con el método, las cargas puntuales deben aplicarse en los nodos; por ello, al definir las armaduras se procuró disponer con los nodos suficientes para introducir:

- Las reacciones provenientes de los elementos en voladizo
- Las cargas de anclajes pasivos
- Los apoyos del cuerpo masivo sobre la cimentación

Las acciones originalmente distribuidas (subpresión, presiones hidrostáticas, etc.) se aplicaron como cargas en barras sobre el contorno equivalente de la armadura. El software Midas Gen se encargó de discretizarlas y trasladar sus resultantes a los nodos, cumpliendo el requisito previamente establecido.

La geometría de la armadura se ajustó al perímetro del cuerpo masivo para captar de forma realista las trayectorias de los esfuerzos. Asimismo, los puntales diagonales fueron orientados siguiendo las direcciones de compresión; en la verificación, se comprobó que las barras diagonales en compresión bajo las combinación crítica. Esto constó de un proceso iterativa, donde se modificó la configuración hasta asegurar el estado de compresión en todos estos elementos.

Con base en estas consideraciones, fue que se elaboraron las siguientes armaduras:

Ilustración 80. Esquema STM del cuerpo masivo – Margen izquierda

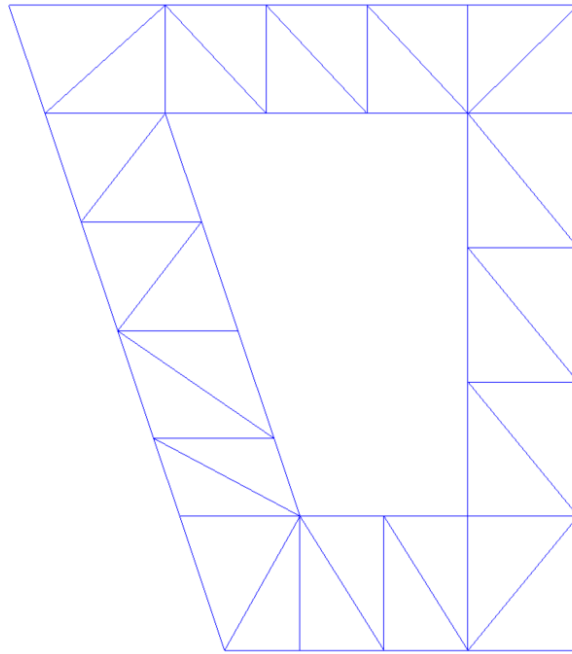
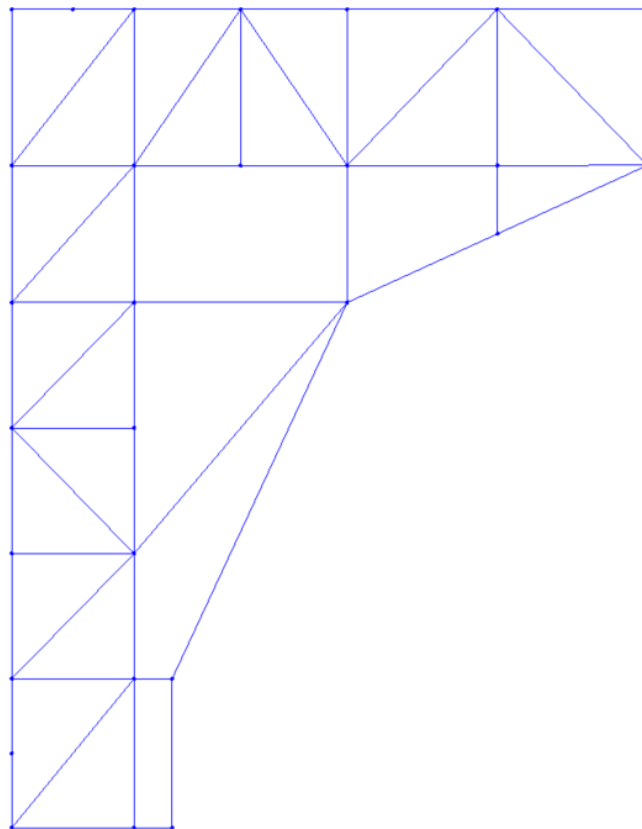


Ilustración 81. Esquema STM del cuerpo masivo – Margen derecha



El método de Winkler idealiza el suelo como un conjunto de resortes linealmente elásticos distribuidos. Dado que existe una interfaz muro-cimentación, se optó por calcular la constante elástica del terreno basándose en los parámetros geométricos y la geometría de la estructura.

El módulo de balasto k_v se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$k_v = \frac{E}{[(1 - \nu^2) * B * ct]} \quad (67)$$

Donde:

- k_v : módulo de balasto [kN/m³]
- E : módulo elástico de la cimentación [MPa]
- ν : coeficiente de Poisson [-]
- ct : constante geométrica de la zona de contacto
- B : base efectiva en contacto [m]

Tabla 76. Procedimiento de cálculo del módulo de balasto k_v

Cálculo de la constante de fondo		
Variable	Margen Izq.	Margen. Der
E	2580	2580
ν	0.25	0.25
ct	1.26	1.27
B	21.45	21.7
k_v	218323.20	217256.70

Una vez obtenido k_v , la rigidez del resorte a asignar en cada nodo se obtiene multiplicándolo por el área tributaria del nodo. Para el análisis bidimensional en el plano X-Z, se adoptan las siguientes expresiones:

$$SD_x = k_v * L/3 \quad (68)$$

$$SD_z = k_v * L * B \quad (69)$$

Donde:

- B : Ancho tributario del nodo en dirección perpendicular al plano [m]
- L : Largo tributario del nodo en dirección paralela al plano [m]

La inclinación del plano de apoyo determinará la contribución de cada componente global. En un plano horizontal actúa solamente el componente Z; en un plano vertical, únicamente X. En taludes inclinados, se calculó el ángulo de inclinación, y utilizando este se asignaron porcentajes de participación que reparten la rigidez nodal entre ambas direcciones de análisis.

$$SD_x = SD_x * \cos^2(\alpha) \quad (70)$$

$$SD_y = SD_z * \sin^2(\alpha) \quad (71)$$

Donde:

- α : Grado de inclinación del talud

Con estas expresiones se midieron las áreas tributarias de cada nodo y se definieron las componentes elásticas que ingresan al modelo de la armadura. La numeración de nodos se realizó de izquierda a derecha tal como aparecen en el esquema (sin relación con la numeración interna del

software). Cuando un nodo aparece repetido (como 7A-7B), indica que se ubica en la transición entre un tramo horizontal y un plano inclinado; en tal caso, se calcularon por separado las contribuciones y luego se sumaron para asignar la rigidez total del nodo.

Tabla 77. Componentes elásticas de los nodos – Margen izquierda

Nodo	L [m]	α [rad]	% SDx	% SDz	SDx [kN/m]	SDz [kN/m]
1	0.93	1.25	0.90	0.10	61093.01	20514.76
2	1.87	1.25	0.90	0.10	122186.02	41029.53
3	1.87	1.25	0.90	0.10	122660.52	41188.87
4	1.87	1.25	0.90	0.10	122182.74	41028.43
5	1.60	1.25	0.90	0.10	104560.71	35111.03
6	1.83	1.25	0.90	0.10	119685.88	40189.99
7A	1.16	1.25	0.90	0.10	75740.41	25433.30
7B	0.62	0.00	0.00	1.00	0.00	134759.99
8	1.30	0.00	0.00	1.00	0.00	284693.45
9	1.37	0.00	0.00	1.00	0.00	299866.91
10	1.59	0.00	0.00	1.00	0.00	346675.41
11	0.90	0.00	0.00	1.00	0.00	196741.95

Tabla 78. Componentes elásticas de los nodos – Margen derecha

Nodo	L [m]	α [rad]	% SDx	% SDz	SDx [kN/m]	SDz [kN/m]
1	0.90	0.000	0.00	1.00	0	196490.9
2	1.18065	0.000	0.00	1.00	0	257763.3
3A	0.28065	0.000	0.00	1.00	0	61272.41
3B	4.07465	1.249	0.90	0.10	266875.8	88963.2
4A	4.07465	1.249	0.90	0.10	266875.8	88963.2
4B	1.21485	0.428	0.17	0.83	15259.59	219451.2
5	2.42975	0.428	0.17	0.83	30519.8	438911.4
6	1.21485	0.428	0.17	0.83	15259.59	219451.2

Finalmente, frente a empujes dirigidos hacia el interior del cuenco, los resortes no impedirían por sí solos el desplazamiento global. En la situación real, el muro queda semienterrado entre el talud y los módulos de losas centrales. Para representar esta condición, se implementaron apoyos que restringen el desplazamiento en X en los nodos de enlace con la losa en voladizo.

Ilustración 82. Apoyos del esquema STM – Margen izquierda

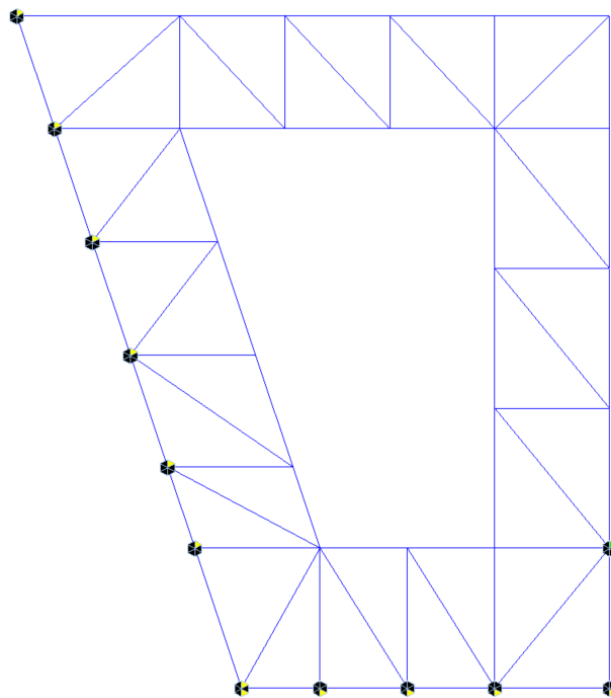
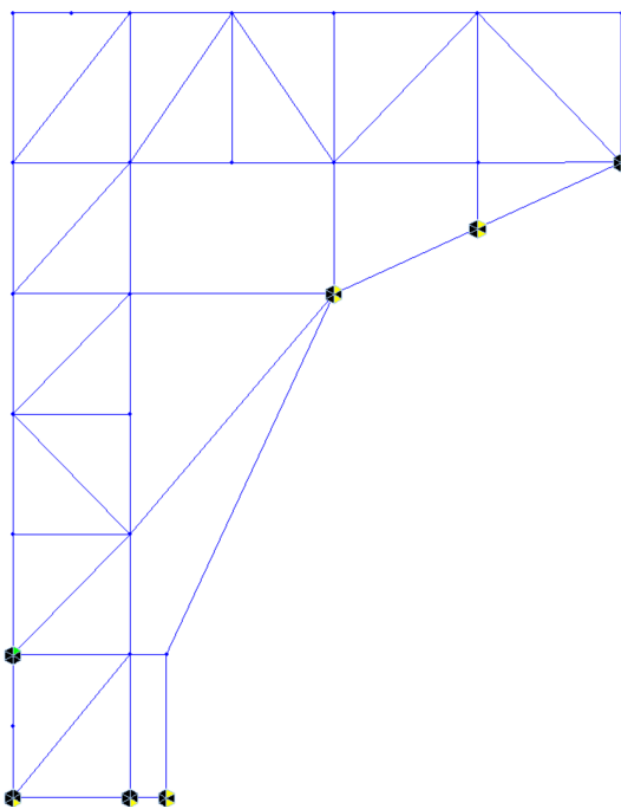


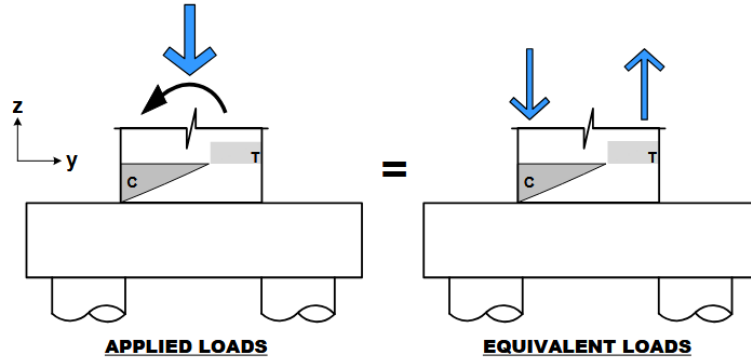
Ilustración 83. Apoyos del esquema STM – Margen derecha



9.5.2 Acciones aplicadas

Se incorporaron al modelo las reacciones generadas en las secciones en voladizo para asegurar su transferencia al cuerpo masivo. Dado que los voladizos trabajan con empotramiento en la interfaz, se transmite carga axial, cortante y momento hacia el cuerpo masivo. Para representar correctamente el flujo de esfuerzos, el momento se convirtió en un par de fuerzas.

Ilustración 84. Conversión del momento a par de fuerzas en el STM



Fuente: Colorito et. Al, 2017.

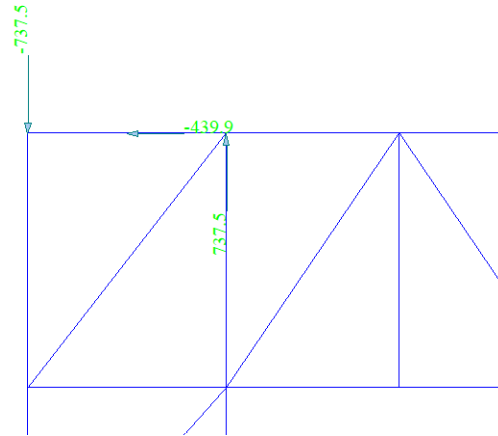
Cuando un elemento resiste un momento, actúan simultáneamente la tensión del acero y la compresión del bloque comprimido de concreto. Estas fuerzas se aplican en el centroide del acero y en el centroide del bloque comprimido, separados por el brazo interno. La magnitud de la tensión se obtiene despejando la ecuación de equilibrio (35), previamente desarrollada:

$$T = \frac{M}{(d - a/2)} \quad (72)$$

Con M igual al momento resultante en el empotramiento y con d y a determinados para cada sección, se calculó la tensión transferida al cuerpo masivo; la compresión forma el par con igual magnitud y en sentido opuesto.

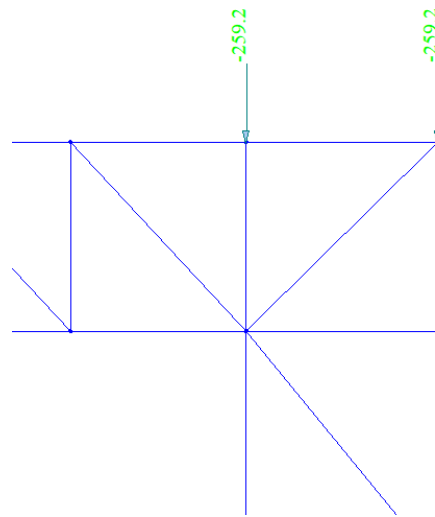
Para el cortante, se habilitó un nodo adicional a media altura de la sección de interfaz y se aplicó en esta ubicación la fuerza nodal correspondiente a la reacción de apoyo.

Ilustración 85. Cargas nodales que representan momento y cortante de la presión hidrostática en el muro en voladizo – Margen derecha



La carga axial de la reacción se repartió entre los dos nodos de la interfaz con la armadura, de modo consistente con la geometría de transmisión.

Ilustración 86. Cargas nodales que representan carga axial del peso propio del muro en voladizo – Margen izquierda



Las magnitudes se obtuvieron por caso de carga (no por combinación) a partir de los modelos de voladizo y se asignaron en su caso correspondiente dentro del modelo de cuerpo masivo, de manera que la mayoración sea realizada directamente en este último. Se verificó la coherencia de signos y direcciones entre el muro y el cuerpo masivo, recordando que las reacciones tienen sentido opuesto a las acciones en el voladizo. Con estos criterios, se definieron las cargas nodales aplicadas en las zonas de transición en cada uno de los modelos:

Tabla 79. Cargas nodales por caso de carga – Muro en voladizo (margen izq.)

Carga	Reacciones de empotramiento			Cargas nodales		
	Axial [kN]	Corte [kN]	Momento [kNm]	Tensión [kN]	Compresión [kN]	Corte [kN]
D	518.40	0.00	0.00	-259.20	-259.20	0.00
Ex	0.00	-156.00	-861.00	477.72	-477.72	156.00
Ez	-104.20	0.00	0.00	52.10	52.10	0.00
FAC	0.00	-591.87	-2146.52	1190.98	-1190.98	591.87

Tabla 80. Cargas nodales por caso de carga – Muro en voladizo (margen der.)

Carga	Reacciones de empotramiento			Cargas nodales		
	Axial [kN]	Corte [kN]	Momento [kNm]	Tensión [kN]	Compresión [kN]	Corte [kN]
D	447.70	0.00	0.00	-223.85	-223.85	0.00
Ex	0.00	-554.30	-1865.74	1000.42	-1000.42	554.30
Ez	-89.99	0.00	0.00	45.00	45.00	0.00
FAC	0.00	439.92	1375.49	-737.54	737.54	-439.92
H	0.00	90.03	165.06	-88.51	88.51	-90.03
EH	0.00	65.06	119.29	-63.96	63.96	-65.06

Tabla 81. Cargas nodales por caso de carga – Losa en voladizo

Carga	Reacciones de empotramiento			Cargas nodales		
	Axial [kN]	Corte [kN]	Momento [kNm]	Tensión [kN]	Compresión [kN]	Corte [kN]
D	0.00	260.59	-626.96	285.65	-285.65	-260.59
Ex	-212.59	0.00	0.00	106.30	106.30	0.00
Ez	0.00	-366.99	2192.77	-999.04	999.04	366.99
UC	0.00	-1955.00	11035.87	-5027.99	5027.99	1955.00
FF	0.00	276.48	-665.19	303.06	-303.06	-276.48
U	0.00	-1105.38	6604.62	-3009.10	3009.10	1105.38
A	0.00	209.38	-162.52	74.04	-74.04	-209.38

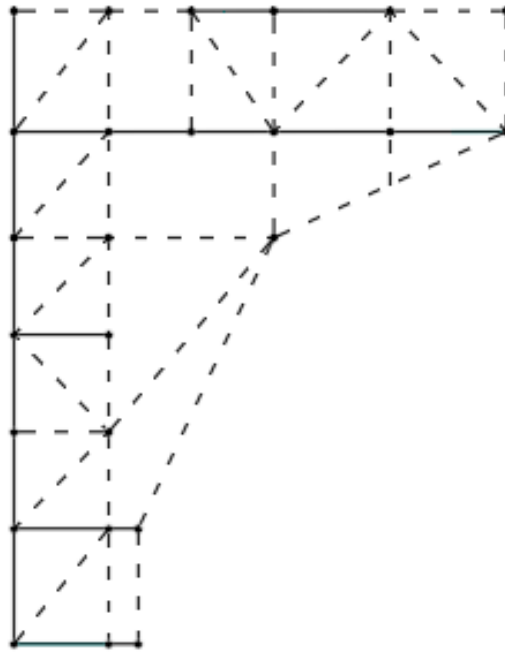
De esta manera se integran las reacciones de los voladizos al STM del cuerpo masivo, garantizando el comportamiento global del sistema. Como siguiente paso, se incorporaron las cargas distribuidas que actúan directamente sobre el cuerpo rígido, siguiendo los esquemas del análisis global.

9.5.3 Resultados del modelo

Con las acciones ingresadas y las combinaciones de carga de la **Tabla 51**, se resolvieron los modelos 2D de los cuerpos masivos y se obtuvieron las envolventes de fuerza axial en los miembros de la armadura STM. Para cada modelo se inspeccionaron todos los elementos bajo cada combinación, identificando los valores extremos y la combinación crítica que los produce.

La convención de signos que emplea Midas Gen presenta los esfuerzos a tensión con signos positivos y compresión con signos negativos.

Ilustración 90. Comportamiento de armadura interna – Margen derecha



9.5.4 Diseño de puntales

Con las solicitaciones máximas obtenidas para cada combinación, se verificó la resistencia a compresión de los puntales del STM. Los parámetros de cálculo adoptados se resumen a continuación:

Tabla 84. Parámetros para la resistencia nominal a compresión de los puntales

Variable			Puntal
Grosor del puntal	t_s	mm	1000
Ancho del puntal	w_s	mm	350
Área de contacto	A_{cs}	mm ²	350000
Resistencia a compresión	f_c	MPa	28
Factor de modificación	β_s	-	0.75
Factor de modificación	β_c	-	1
Resistencia nominal a compresión	f_{ce}	MPa	17.85

El ancho efectivo del puntal se determinó mediante un procedimiento iterativo, evitando su sobredimensionamiento; la dimensión obtenida se incorporó en el modelo estructural. Conforme el ACI 318M-19, en el apartado 23.11.2 se exige que en regiones sísmicas la resistencia del puntal se reduzca un 20%, para considerar de esta manera la fisuración esperable en zonas sometidas a inversiones de esfuerzos. Con los parámetros definidos, se calculó la resistencia de diseño y posteriormente, la razón demanda/capacidad para verificar el cumplimiento.

Tabla 85. Verificación de resistencia de diseño de los puntales – Margen izquierda

Combinación	N _u - [kN]	ϕF _{ns} [kN]	D/C
U1	-681.93	-3748.5	0.18
U2	-1110.46	-3748.5	0.30
U7.1	-1343.44	-3748.5	0.36
U7.2	-1218.68	-3748.5	0.33
U7.3	-948.49	-3748.5	0.25
U7.4	-823.73	-3748.5	0.22
U8	-1538.47	-3748.5	0.41

Tabla 86. Verificación de resistencia de diseño de los puntales – Margen derecha

Combinación	N _u - [kN]	ϕF _{ns} [kN]	D/C
U1	-635.61	-3748.50	0.17
U2	-2472.24	-3748.50	0.66
U7.1	-1735.67	-3748.50	0.46
U7.2	-1638.30	-3748.50	0.44
U7.3	-3260.64	-3748.50	0.87
U7.4	-3163.27	-3748.50	0.84
U8	-2791.96	-3748.50	0.74

Con los parámetros adoptados, se concluye que los puntales cumplen en resistencia y disponen de capacidad suficiente para las demandas consideradas.

Para adoptar un coeficiente de confinamiento β_s de 0.75, es necesario cumplir el criterio (a) o (b) del apartado 23.5.1 relativo al refuerzo mínimo distribuido en puntales. En este trabajo se seleccionó la alternativa (b).

Tabla 87. Refuerzo mínimo distribuido

Lateral restraint of strut	Reinforcement configuration	Minimum distributed reinforcement ratio	
Not restrained	Orthogonal grid	0.0025 in each direction	(a)
	Reinforcement in one direction crossing strut at angle α_1	$\frac{0.0025}{\sin^2 \alpha_1}$	(b)
Restrained	Distributed reinforcement not required		(c)

Fuente: American Institute of Concrete, 2019.

Los puntales críticos que requieren el beneficio de este factor se localizan en tres zonas por margen, identificadas en las figuras siguientes. En cada zona se determinó el ángulo crítico, la cuantía mínima y se propuso un arreglo que satisface el área mínima de acero.

Ilustración 91. Zonas con refuerzo mínimo distribuido – Margen izquierda

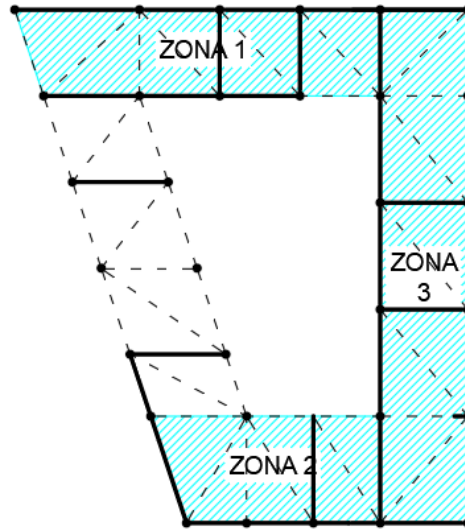


Ilustración 92. Zonas con refuerzo mínimo distribuido – Margen derecha

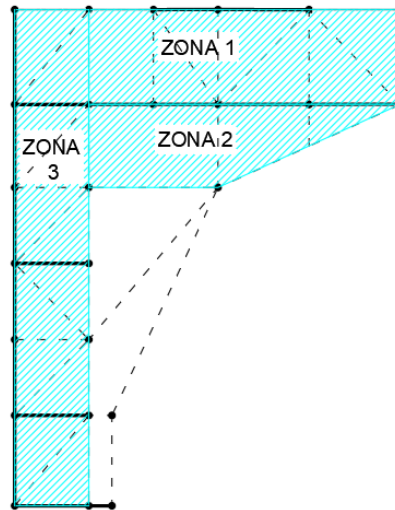


Tabla 88. Arreglo propuesto de refuerzo distribuido para los puntales

Margen	Zona	$\alpha_{i.min}$ [°]	ρ_{min}	Arreglo	ρ
Izquierda	1	42	0.00558	$\phi 25.4/15$	0.00676
	2	58	0.00348	$\phi 25.4/25$	0.00405
	3	40	0.00605	$\phi 25.4/15$	0.00676
Derecha	1	46	0.00483	$\phi 25.4/20$	0.00760
	2	40	0.00250	$\phi 25.4/30$	0.00338
	3	90	0.00605	$\phi 25.4/15$	0.00676

9.5.5 Diseño de tensores

Con las solicitaciones máximas por combinación, se verificó la resistencia a tracción de los tensores del STM y se definió un arreglo uniforme capaz de cubrir todas las demandas.

Tabla 89. *Arreglo propuesto de refuerzo para tensores – Margen izquierda*

Combinación	N _{u+} [kN]	Arreglo	φF _{nt} [kN]	D/C
U1	427.35	φ31.8/20	1250.9	0.34
U2	370.47	φ31.8/20	1250.9	0.30
U7.1	403.05	φ31.8/20	1250.9	0.32
U7.2	1036.81	φ31.8/20	1250.9	0.83
U7.3	378.38	φ31.8/20	1250.9	0.30
U7.4	545.31	φ31.8/20	1250.9	0.44
U8	1079.38	φ31.8/20	1250.9	0.86

Tabla 90. *Arreglo propuesto de refuerzo para tensores – Margen derecha*

Combinación	N _{u-} [kN]	Arreglo	φF _{nt} [kN]	D/C
U1	241.19	φ31.8/20	1250.9	0.19
U2	375.52	φ31.8/20	1250.9	0.30
U7.1	703.10	φ31.8/20	1250.9	0.56
U7.2	641.35	φ31.8/20	1250.9	0.51
U7.3	618.12	φ31.8/20	1250.9	0.49
U7.4	659.73	φ31.8/20	1250.9	0.53
U8	572.01	φ31.8/20	1250.9	0.46

Como se demuestra en la imagen **Ilustración 87** e **Ilustración 88**, los máximos de tracción no se presentan en todos los tensores del arreglo. Sin embargo, por razones de seguridad y constructibilidad, se uniformiza el arreglo en todos los tensores identificados, evitando cambios pieza a pieza y garantizando que cualquier tensor quede cubierto cuando resulte crítico. Además, esta continuidad facilita la trazabilidad en obra y reduce la probabilidad de errores de montaje

En las siguientes imágenes se representa un bosquejo de la ubicación en donde se colocará el acero de refuerzo para simular los tensores del cuerpo masivo en ambos márgenes:

Ilustración 93. Bosquejo final de acero a tensión – Margen izquierda

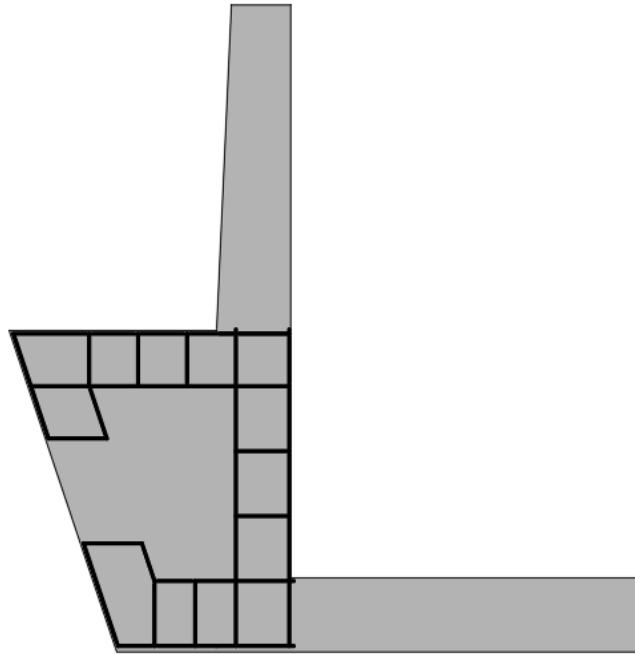
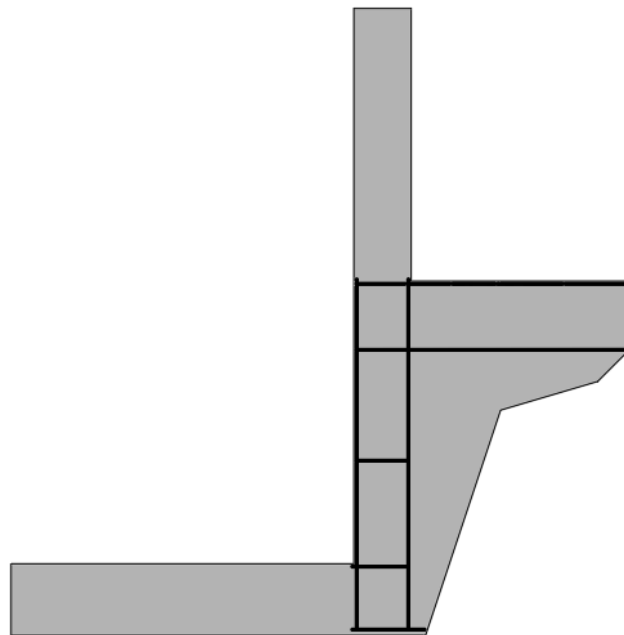


Ilustración 94. Bosquejo final de acero a tensión – Margen derecha



9.5.6 Cálculo de resistencia de zonas nodales

Como último paso, se verificó la resistencia a compresión de las zonas nodales del STM. Para ello se consideró la combinación de carga más exigente en los cuerpos masivos, seleccionando en cada clasificación de nodo (CCC, CCT y CTT) el nodo más crítico, asegurando que cada tipo disponga de la capacidad necesaria. La evaluación de las tres categorías es indispensable, pues de ella depende el factor de modificación β_n como fue demostrado en la **Tabla 13**.

Tabla 91. Procedimiento de cálculo de la resistencia de diseño a compresión de zonas nodales

Variable			CCC	CCT	CTT
Grosor del puntal	t_s	mm	1000		
Ancho del puntal	w_s	mm	350		
Área de contacto	A_{cs}	mm ²	350000		
Resistencia a compresión	f'_c	MPa	28		
Factor de modificación	β_c	-	1	1	1
Factor de modificación	β_n	-	1	0.8	0.6
Resistencia nominal a compresión	f_{ce}	MPa	23.80	19.04	14.28
Resistencia de diseño	ϕF_{nn}	kN	6247.50	4998.00	3748.50

Tabla 92. Relación demanda/capacidad de zonas nodales del STM

Margen	Nodo	N_u [kN]	ϕF_{nn} [kN]	D/C
Izquierda	CCC	-1538.57	-6247.50	0.25
	CCT	-1457.70	-4998.00	0.29
	CTT	-841.80	-3748.50	0.22
Derecha	CCC	-3260.60	-6247.50	0.52
	CCT	-3174.60	-4998.00	0.64
	CTT	-3260.60	-3748.50	0.87

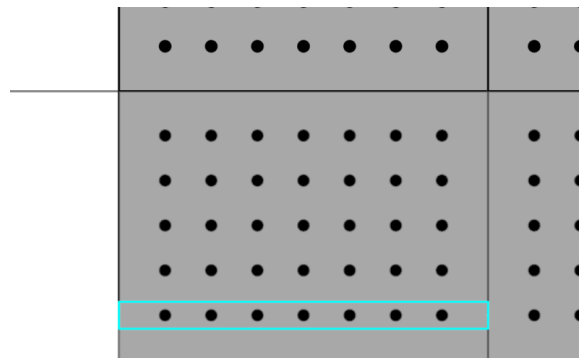
En todos los casos se cumple que $D/C < 1.00$, por lo que las zonas nodales cumplen con la resistencia a compresión requerida bajo la combinación crítica a la que estaban sometidas ambos márgenes del cuenco amortiguador.

9.6 Análisis y cálculo de las losas centrales

9.6.1 Modelo estructural adoptado

Para evaluar las losas centrales se desarrolló un modelo de viga bidimensional en banda unitaria. Se seleccionó la franja representativa de 1 metro de ancho a una distancia de 1.67 metros desde el inicio del cuenco amortiguador, de modo que la franja incluyera los anclajes pasivos contemplados en el diseño de la estabilidad global. La inclusión de dichos anclajes es indispensable para reproducir el comportamiento real de la losa central.

Ilustración 95. Vista en planta de la franja representativa seleccionada para las losas centrales



Las dimensiones adoptadas para la banda unitaria de la sección fueron las siguientes:

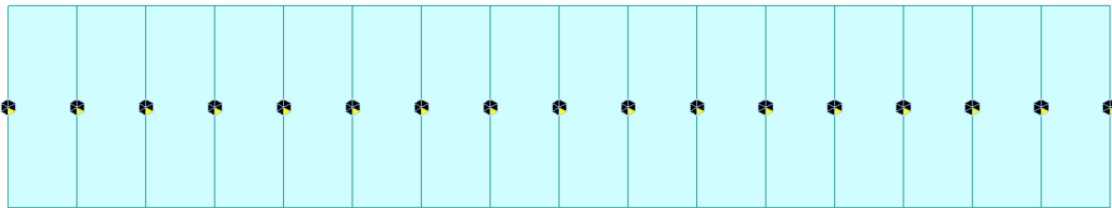
- Altura de la sección h: 2.50 metros.
- Longitud de la viga L: 13.7 metros.

La interfaz losa-cimentación se idealizó mediante el método de Winkler, utilizando resortes linealmente elásticos aplicados en los nodos de contacto. Al no existir taludes inclinados en esta interfaz, la contribución de los resortes fue exclusivamente vertical. Las componentes elásticas por nodo se obtuvieron a partir de las áreas tributarias, resultando en las siguientes magnitudes:

- Nodos de borde: $93,442.33 \text{ kN/m}^3$
- Nodos centrales: $186,939.2 \text{ kN/m}^3$

Finalmente, para representar la condición semienterrada de la losa, se incorporaron apoyos en los extremos laterales del modelo, restringiendo únicamente la traslación en la dirección X.

Ilustración 96. Modelo de la sección de la losa central



9.6.2 Acciones aplicadas

En el modelo de la losa central se incorporaron las cargas distribuidas correspondientes a la presión hidrostática y la subpresión, tanto para condiciones de operación como la crecida máxima de diseño. A diferencia del análisis global, fue necesario considerar también las presiones hidrostáticas en operación, ya que las combinaciones de carga empleadas para el cálculo de acero no se limitan únicamente al estado de crecida. Por esta misma razón, se incluyeron las aceleraciones sísmicas en el modelo para evaluar las combinaciones sísmicas pertinentes.

Finalmente, se aplicaron cargas nodales que representan las fuerzas de sujeción de los anclajes pasivos, activándose únicamente en la combinación U8, por ser la única situación en la que se contempla su funcionamiento.

Ilustración 97. Cargas aplicadas en modelo de losa central para condición de CMD

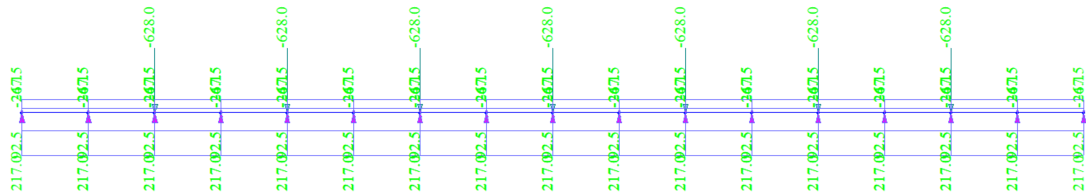
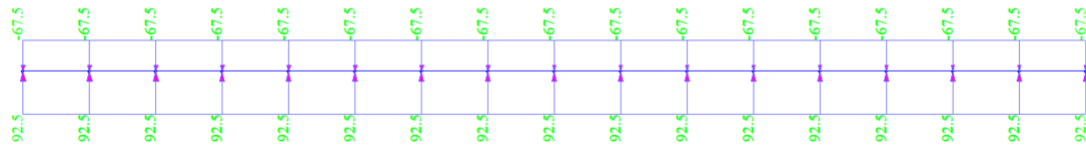


Ilustración 98. Cargas aplicadas en modelo de losa central para condición de MDE



9.6.3 Resultados del modelo

Con las acciones ingresadas y las combinaciones de carga de la **Tabla 51**, se resolvió el modelo de la sección de losa y se obtuvieron las envolventes de cortante V_U y momento M_U .

Tabla 93. Demandas máximas para la sección – Losa central

Combinación	V_U [kN]	M_U [kNm]
U1	35.77	7.49
U2	7.18	-1.50
U7.1	19.98	-4.18
U7.2	19.98	-4.18
U7.3	9.71	-2.03
U7.4	9.71	-2.03
U8	377.71	627.75

A continuación se presenta el diagrama de momento y cortante de la combinación más crítica, esta siendo aquella vinculada con la crecida máxima de diseño:

Ilustración 99. Diagrama de momento para combinación U8 – Losa central

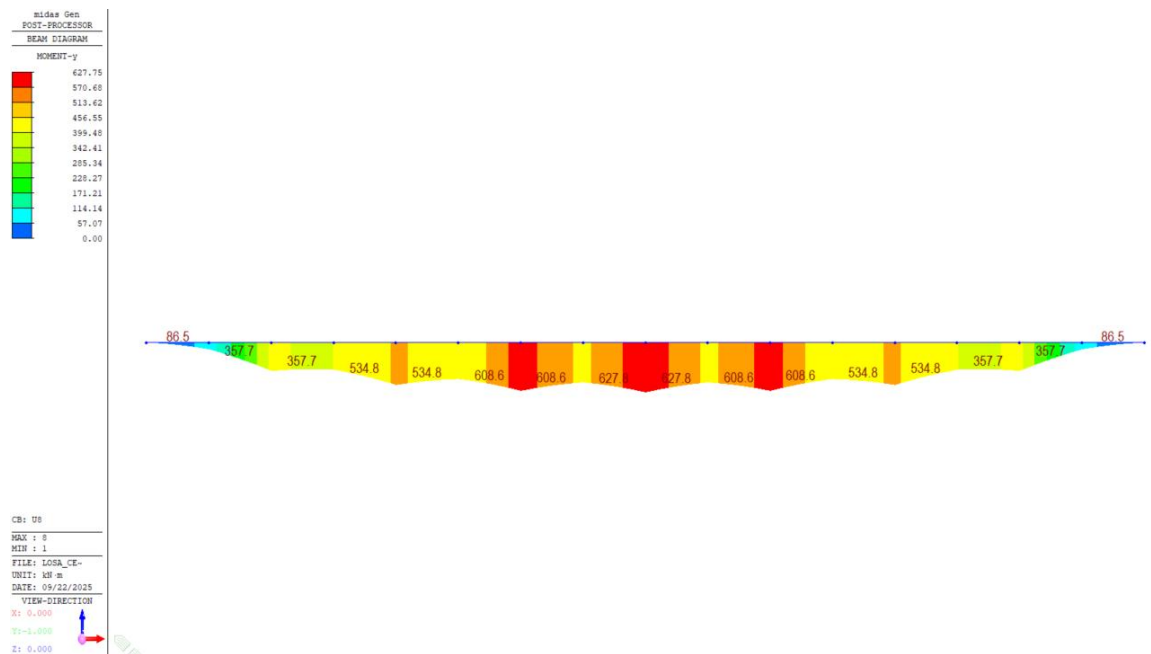
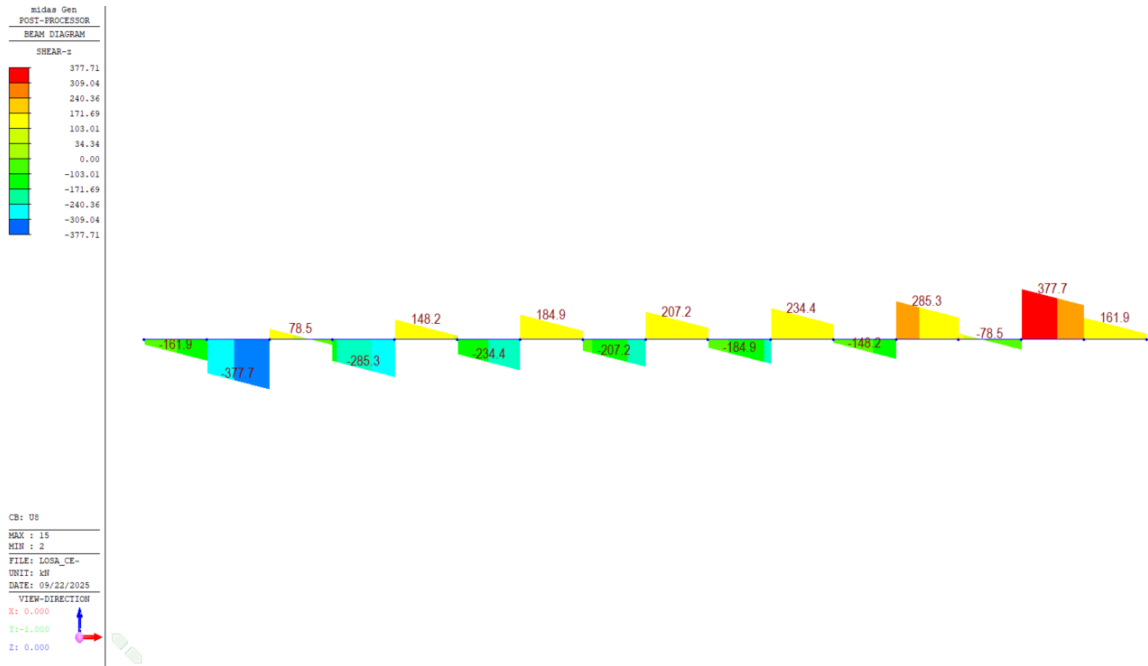


Ilustración 100. Diagrama de corte para combinación U8 – Losa central



9.6.4 Acero a flexión

Con las envolventes de demanda en la sección, se propuso un arreglo de refuerzo capaz de resistir los momentos de flexión a los que se somete la losa central. La verificación se realizó mediante diagramas de interacción obtenidos con hoja de cálculo, comprobando que los puntos de demanda se sitúen dentro del dominio resistente.

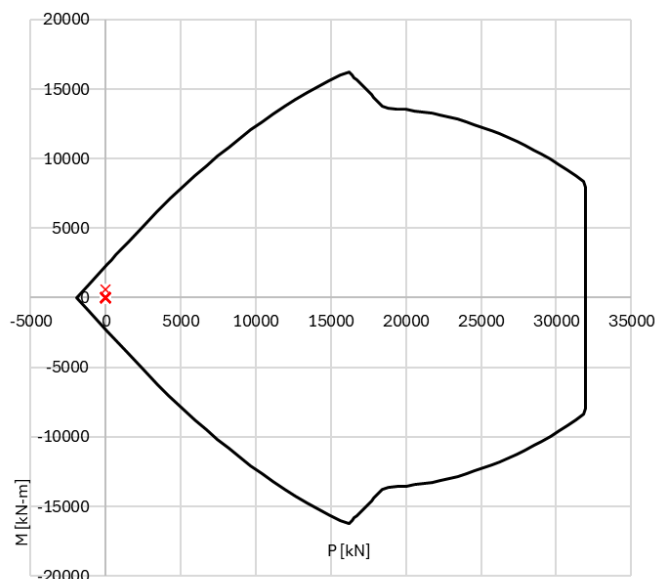
Para el diseño, se contempló un recubrimiento nominal de 7.62 cm, sumándole además el refuerzo por contracción y el diámetro del estribo, resultando en un total de 10.8 cm hacia la cara de la varilla de acero. A esta distancia se le agregó la distancia al centroide de la varilla a acero a flexión; restando esto a la altura total del elemento se logró determinar el peralte efectivo de la sección. Para la losa central, el peralte efectivo fue aproximadamente 238 centímetros.

Con los momentos últimos factorizados y el peralte efectivo, se definió el arreglo de barras para la losa central.

Tabla 94. Refuerzo a flexión – Losa central

No [-]	ϕ [mm]	d_i [cm]	$A_{s,i}$ [mm ²]
5.00	25.40	12.07	2534.00
5.00	25.40	237.93	2534.00

Gráfica 8. Diagrama de interacción con el refuerzo propuesto– Losa central



El diagrama de interacción confirma que las demandas se ubican dentro del dominio resistente, por lo que el arreglo cumple en flexión. A modo de síntesis, se presenta la razón D/C para los momentos máximos y mínimos de la franja unitaria:

Tabla 95. Relación D/C – Momentos

Momento	ϕM_n [kNm]	D/C [-]
627.75	2293.5	0.27
-4.18	-2293.1	0.00

Como puede observarse, las relaciones D/C son muy bajas, lo que indica que el refuerzo longitudinal está sobredimensionado respecto a la demanda de la losa. En este contexto, la función del acero colocado no queda gobernada por la resistencia a flexión, sino más bien por los requisitos de contracción y temperatura.

Tabla 96. Refuerzo por contracción y temperatura de la losa central

h [cm]	b [cm]	Armadura Inferior	Armadura Superior	A_s [mm ²]	ρ	ρ_{min}	Cumplimiento
250	100	5 ϕ 25.4/20	5 ϕ 25.4/20	5067.07	0.00203	0.00180	Cumple

Dado que la losa prácticamente recibe las mismas acciones en ambas direcciones (subpresión, peso del agua y efectos inerciales), se adopta el mismo arreglo de contracción y temperatura en la dirección ortogonal, garantizando refuerzo mínimo por cara y por dirección.

A partir de los valores anteriores, se verifica que el acero a flexión provisto supera en más del 33% el acero requerido por análisis en las secciones evaluadas; por lo tanto, no es necesario satisfacer las cuantías mínimas de flexión para esta franja.

Finalmente, se comprobó el estado de control por tensión evaluando la deformación unitaria del acero. Mediante el cálculo se obtuvo una deformación unitaria de 0.133, debido a que el valor supera 0.004, la sección se clasifica como controlada a tensión.

9.6.5 Diseño a cortante

Con las envolventes de demanda de la franja unitaria se verificó la exigencia de refuerzo mínimo a cortante comparando el cortante factorizado V_u con el cortante umbral V_{Umbral} . Dado que el valor del umbral es 783.73 kN y el cortante máximo (bajo la combinación U8) es 377.71 kN, no se requiere refuerzo mínimo a cortante.

A continuación, se evaluó la resistencia de diseño del concreto para establecer si el concreto por sí solo satisface la demanda; en caso contrario, se debe dimensionar el refuerzo transversal para aportar el cortante necesario hasta cumplir.

Tabla 97. Resistencia de diseño a cortante del concreto – Losa central

Sección	λ_s	ρ_w	d [cm]	ϕV_c [kN]	V_u [kN]	D/C
1	0.436	0.00107	237.93	277.53	377.71	1.36

Dado que $D/C > 1.00$, la contribución del concreto no es suficiente y se debe proveer refuerzo transversal. Se adopta el siguiente arreglo y se verifica la capacidad resultante:

Tabla 98. Verificación a cortante – Losa central

Sección	ϕV_c [kN]	Armadura	ϕV_s [kN]	ϕV_n [kN]	V_u [kN]	D/C
1	277.53	2.5 eslabones $\phi 12.7/40$	599.58	877.12	377.71	0.43

Finalmente, se comprobó que la disposición y espaciamiento de los eslabones no exceden los límites establecidos en la **Tabla 8**; por lo tanto, se puede concluir que mediante el arreglo adoptado, la sección resiste los esfuerzos de cortante de diseño con margen suficiente.

X. CONCLUSIONES

- El diseño propuesto para los muros de contención y las losas centrales del cuenco amortiguador cumplen con los factores de seguridad establecidos por el *USACE*, garantizando la estabilidad frente a deslizamiento, flotación y volcamiento, incluso bajo condiciones extremas a lo largo de su vida útil.
- Se generaron seis modelos estructurales en Midas Gen que representaron de manera adecuada las secciones críticas del cuenco, esto incluye los voladizos y cuerpos masivos de los muros de contención y losas centrales. Estos modelos permitieron aplicar las combinaciones de carga definidas y evaluar las demandas máximas actuantes sobre los elementos.
- Conforme a los criterios del *ACI 318M-19*, se propusieron arreglos de acero de refuerzo que aseguran la resistencia de los elementos frente a flexión y cortante. En el caso del modelo de puntal-tensor de los cuerpos masivos, se verificó que el refuerzo propuesto resiste satisfactoriamente los esfuerzos de tensión y compresión generados en la sección irregular.
- En el diseño del cuenco amortiguador se provee la incorporación de anclajes pasivos y un sistema de drenaje subterráneo para mitigar los efectos de subpresión y flotación asociados a los altos niveles de agua de la presa.

XI. RECOMENDACIONES

A partir de los resultados obtenidos en el proceso de análisis y diseño estructural del cuenco amortiguador, se plantean las siguientes recomendaciones orientadas a complementar el alcance del presente trabajo y brindar lineamientos útiles para futuras investigaciones y aplicaciones prácticas:

- Desarrollar un diseño estructural definitivo del cuenco amortiguador que incluya los detalles de armado. En este diseño se recomendaría optimizar la disposición del refuerzo; utilizando como ejemplo las secciones en voladizo, es posible reducir gradualmente la cuantía de acero conforme aumenta la distancia al apoyo. Los detalles de armado deberían cumplir los requisitos de detalle en regiones sísmicas, incluir longitudes de desarrollo y planos estructurales.
- Complementar el diseño de anclajes pasivos con un estudio geotécnico especializado, a fin de definir su longitud de desarrollo y garantizar que aporte la retención prevista en el análisis estructural. En caso de que las propiedades geotécnicas del terreno no resulten compatibles con la instalación de anclajes pasivos, se recomienda evaluar soluciones alternativas de sujeción del cuenco amortiguador.
- Diseñar un sistema de drenaje que alivie la subpresión del cuenco amortiguador y reduzca los efectos de flotación tal como se contempló en el cálculo. Adicionalmente, se recomienda evaluar la estabilidad de la estructura en un escenario sin drenaje operativo, definiendo medidas complementarias de seguridad si fueran necesarias.
- Elaborar un presupuesto preliminar considerando los materiales involucrados en su construcción con el fin de evaluar no solo la viabilidad estructural, sino también la factibilidad económica del proyecto.
- Garantizar que los materiales empleados en la construcción cumplan con las propiedades consideradas en el diseño. En caso de variaciones, se deberán repetir los cálculos estructurales para verificar que la seguridad y los factores de resistencia permanezcan dentro de los criterios aceptables.
- Explorar metodologías de modelado alternativas en Midas Gen u otros programas, incluyendo modelos tridimensionales del cuenco amortiguador, que permitan simular de manera más realista el comportamiento estructural frente a las cargas.

XII. BIBLIOGRAFÍA

- AGIES. (2020, 15 de julio). NSE 2. Demandas estructurales y condiciones de sitio (Actualización 2018).
Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica
- Aguilar Tucubal, J. G. (2014). *Control del resalto hidráulico mediante cuencos disipadores* (Tesis de grado, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería). Guatemala.
- American Concrete Institute (ACI). (2019). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-19) and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-19)* (1.^a ed.). ISBN: 978-1-64195-086-2.
- American Society of Civil Engineers. (2002). *Minimum design loads for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-98). American Society of Civil Engineers. ISBN 0-7844-0624-3.
- Angelakis, A. N., Baba, A., Valipour, M., Dietrich, J., Fallah-Mehdipour, E., Krasilnikoff, J., Bilgic, E., Passchier, C., Tzanakakis, V. A., Kumar, R., Min, Z., Dercas, N., & Ahmed, A. T. (2024). *Water dams: From ancient to present times and into the future*. *Water*, 16(13), 1889. <https://doi.org/10.3390/w16131889>
- Arreguín Cortés, F. (2021). *Obras hidráulicas*. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería. <https://www.iingen.unam.mx/es-mx/AlmacenDigital/Libros/Documents/obras-hidraulicas-digital.pdf>
- Arrojo Agudo, P., & López Gracia, J. M. (1998, septiembre). Análisis económico de coste-beneficio del proyecto de construcción del embalse de Castrovido y de la gran zona regable del Arlanza. *Congreso de Planificación y Gestión de Aguas: "El Agua a Debate desde la Universidad. Hacia una nueva Cultura del Agua"*. Universidad de Zaragoza, Departamento de Análisis Económico. <https://www.uv.es/=atortosa/cte-bembalse.pdf>
- BlackBoxGuild. (2025). *Un vertedero en una presa desbordante HD 30 fps* [Video]. Envato Elements. Recuperado el 5 de mayo, 2025, de <https://elements.envato.com/es/spillway-in-dam-overflowing-hd-30fps-XX89RK8>
- Carlos Quinto, J. M. (2022). *Evaluación geotécnica para la construcción de la Presa Ucuscancha I, Huancayo - Junín* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Daniel Alcides Carrión]. Facultad de Ingeniería, Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Geológica.
- Colorito, A. B., Wilson, K. E., Bayrak, O., & Russo, F. M. (2017, octubre). *Strut-and-Tie Modeling (STM) for Concrete Structures: Design Examples* (NHI Course No. 130126; FHWA Publication No. FHWA-NHI-17-071). Federal Highway Administration. Recuperado de <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/concrete/nhi17071.pdf>

- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (s. f.). *Guías técnicas de seguridad de presas: Avenida de Proyecto* (ISBN: 84-89567-05-0). Recuperado el 5 de mayo, 2025, de https://www.spancold.org/wp-content/uploads/2020/07/GT_04-Avenida_de_Proyecto.pdf
- Comité Nacional Español de Grandes Presas. (s. f.). *Guías técnicas de seguridad de presas: Criterios para proyectos de presas y sus obras anejas* (ISBN: 84-380-0235-8). Recuperado el 5 de mayo, 2025, de https://www.spancold.org/wp-content/uploads/2020/07/GT_02_2-Criterios_para_Proyectos_de_Presas_y_sus_Obras_Anejas_PPMMSS.pdf
- Escuela de Educación Superior Tecnológica Pública de Gestión Privada. (2015). *Topografía en presas* [Trabajo académico]. Carrera Profesional de Topografía. Recuperado el 5 de mayo, 2025, de <https://pdfcoffee.com/topografia-en-presas-3-pdf-free.html>
- EuroTubi. (s. f.). *Resistencia a la fluencia*. EuroTubi. Recuperado de <https://eurotubi.it/es/faq/resistencia-a-la-fluencia/#:~:text=La%20resistencia%20a%20la%20fluencia%20representa%20la%20tensi%C3%B3n%20m%C3%A1xima%20que,acero%20comienza%20a%20deformarse%20pl%C3%A1sticamente>
- franzpc. (2021, 8 de septiembre). *Delimitar una cuenca hidrográfica en ArcGIS*. Acolita. Recuperado el 5 de mayo, 2025, de <https://acolita.com/delimitar-automaticamente-micro-cuenca-hidrografica-especifica-en-arcgis/>
- García Aguilar, G. (2016). *Análisis sísmico de presas de tierra y enrocamiento* [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México]. Facultad de Ingeniería, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería – Geotecnia.
- Gómez López de Munain, R. (s. f.). *Geocondicionantes de presas y embalses*. Comité Nacional Español de Grandes Presas. Recuperado de https://www.spancold.org/wp-content/uploads/2017/08/VIIIJEP_032.pdf
- Hernández Pérez, L. D., Gómez Chimento, J., Contreras Bravo, A., & Padilla Ruiz, L. S. (octubre, 2018). *Resistencia a la compresión del concreto*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.16390.63044>
- ICOLD (1992). *Selection of Design Flood – Bulletin 82*.
- Jiang, L., Deng, Y., Liu, Y., Fang, L., & Guan, X. (2025). *Insights into the hydraulic characteristics of critical A-jumps for energy dissipator design*. *Water*, 17(7), 960. <https://doi.org/10.3390/w17070960>
- León, L. E. (2005). *Optimización de las losas macizas mediante la incorporación de vigas T* [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Facultad de Ingeniería Civil.

- Macián-Pérez, J. F., Vallés-Morán, F. J., De-Rossi-Estrada, M., Sánchez-Gómez, S., & García-Bartual, R. (2024). Hydraulic jump free surface study in stilling basins employing LIDAR techniques. *Ingeniería del Agua*, 28(2), 93–105.
<https://doi.org/10.4995/Ia.2024.20621>
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2018). *Diseño de concreto reforzado* (10.ª ed.). Alfaomega. ISBN: 978-1-118-87-910-8.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2018). *El método de diseño del puntal y el tirante* [Apéndice C en *Diseño de concreto reforzado*]. Alfaomega.
https://libroweb.alfaomega.com.mx/book/958/free/data/Apendice_C.pdf
- Mejía, F. J. (2004). La función fuerza específica en canales. *Revista EIA*, (1), 63–72. Escuela de Ingeniería de Antioquia. <https://www.redalyc.org/pdf/1492/149217763006.pdf>
- Novak, R., Moffat, A. I. B., & Nalluri, C. (2001). *Estructuras hidráulicas*. McGraw-Hill.
https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/114115244/Estructuras_Hidraulicas_novak_moffat-libre.pdf
- PazdelRío. (2020, agosto). *Boletín técnico: Longitud de desarrollo de barras de refuerzo*.
<https://www.pazdelrio.com.co/wp-content/uploads/2023/07/LONGITUD-DE-DESARROLLO-DE-BARRAS-DE-REFUERZO.pdf>
- Peterka, A. J. (1984). *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators* (Engineering Monograph No. 25, 8th ed.). United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Prasad. (s. f.). *Cohesion of soil | Geotechnical engineering*. Structural Guide. Recuperado de <https://www.structuralguide.com/cohesion-of-soil/>
- Rapp, B. E. (2017). *Microfluidics: Modeling, mechanics and mathematics*. William Andrew.
- Rendón Osorno, A., & Vera López, J. S. (2023). *Diagramas de interacción de columnas rectangulares confinadas de concreto reforzado (herramienta computacional)* [Monografía de especialización, Universidad de Antioquia]. Facultad de Ingeniería, Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras.
- Roca, M. (2012). Tarbela Dam in Pakistan: Case study of reservoir sedimentation. En *Proceedings of River Flow 2012* (5–7 de septiembre, 2012). HR Wallingford.
- Rodríguez Díaz, A. (2009). *Hidráulica experimental* (5ª reimpression). Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Romero Gil, I. (s. f.). *Efectos ambientales de presas y embalses*. Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente (DIHMA), Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

Sánchez Tizapa, S., Cuevas Sandoval, A., Ramos Bernal, R. N., Cortés Niño, Á., Vázquez Jiménez, R., & Arroyo Matus, R. (2022). Influencia de la distribución del acero de refuerzo longitudinal en los diagramas de interacción de columnas sólidas circulares. *Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción (ALCONPAT)*, 12(3), 1-17.
<https://doi.org/10.21041/ra.v12i3.587>

Sandoval Erazo, W. R. (2018, julio). *Capítulo 1: Presas y embalses*. Washington Sandoval. Recuperado de
https://www.researchgate.net/publication/326560488_Capitulo_1_Presas_y_Embalses

Santos Madrid González de la Aleja. (s. f.). *Los desagües de fondo en presas*. Comité Nacional Español de Grandes Presas. Recuperado el 5 de mayo, 2025, de
https://www.spancold.org/wp-content/uploads/2017/08/VIIIJEP_081.pdf

Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2018, 13 de agosto). *Definición y objetivo de la evaluación del impacto ambiental*. Gobierno de México.
<https://www.gob.mx/semarnat/acciones-y-programas/definicion-y-objetivo-de-la-evaluacion-del-impacto-ambiental>

U.S. Army Corps of Engineers. (2005, 1 de diciembre). *Stability analysis of concrete structures*.

Vásquez, L., & Terrones, N. (2019). Hydraulic evaluation of energy dissipation in four types of buffer basins, under variable flow conditions. *Revista Ingeniería UC*, 26(2), 163–174.

Weaver, W. (1932). *Uplift pressure on dams*. *Journal of Mathematics and Physics*, XI(2), 114-122. Reprinted by Uplift Press. Recuperado de
https://books.google.com.gt/books?hl=es&lr=&id=_3FPyCDuy5IC&oi=fnd&pg=PA114&dq=uplift+loads+dams&ots=RfNWy6miu1&sig=p-qcfjPYIPLBN5Ga7eZYE3_52cw&redir_esc=y#v=onepage&q=uplift%20loads%20dams&f=false

World Meteorological Organization (2009). Manual on estimation of probable maximum precipitation (PMP).

XIII. ANEXOS

Anexo A. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 25$ años.

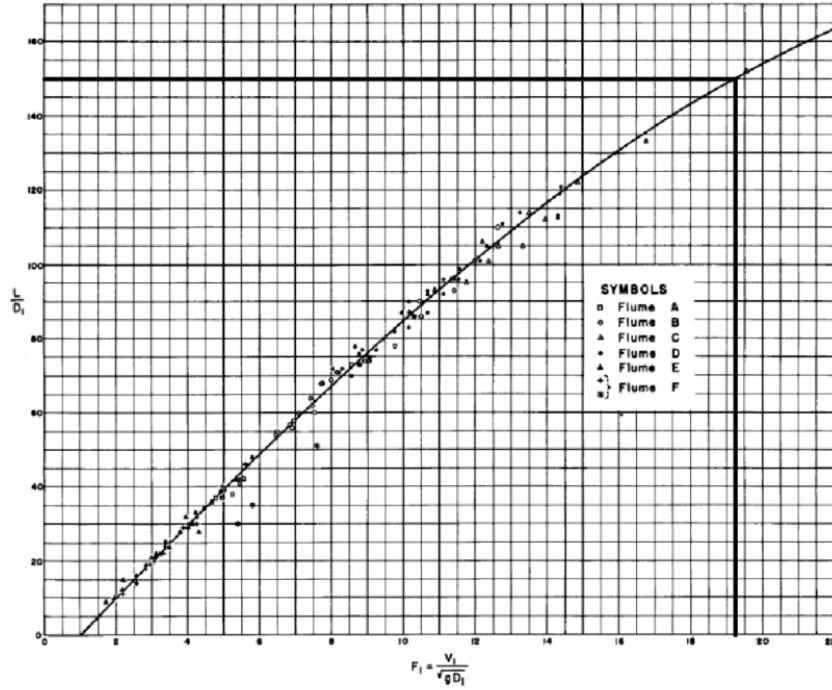


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo B. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 50$ años.

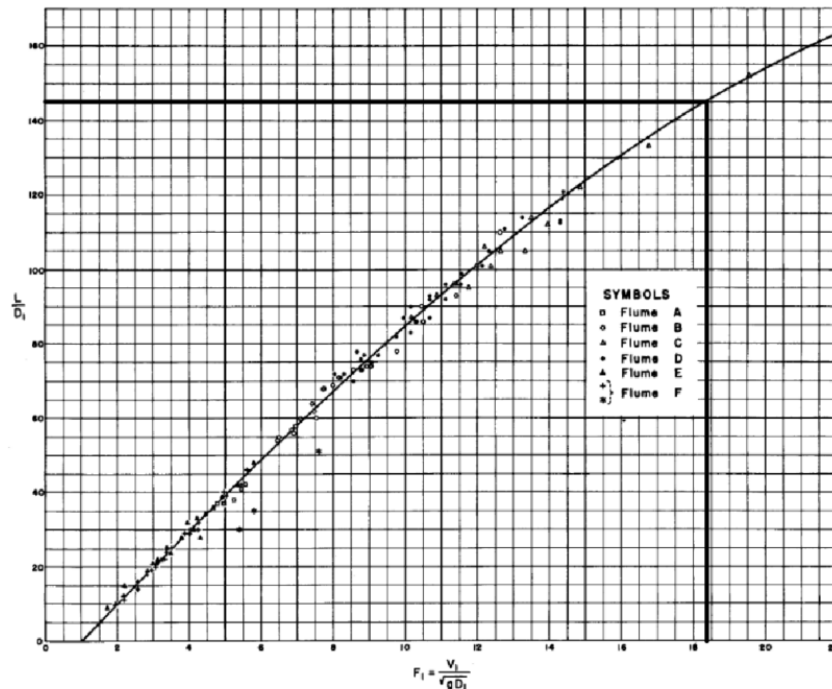


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo C. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 100$ años.

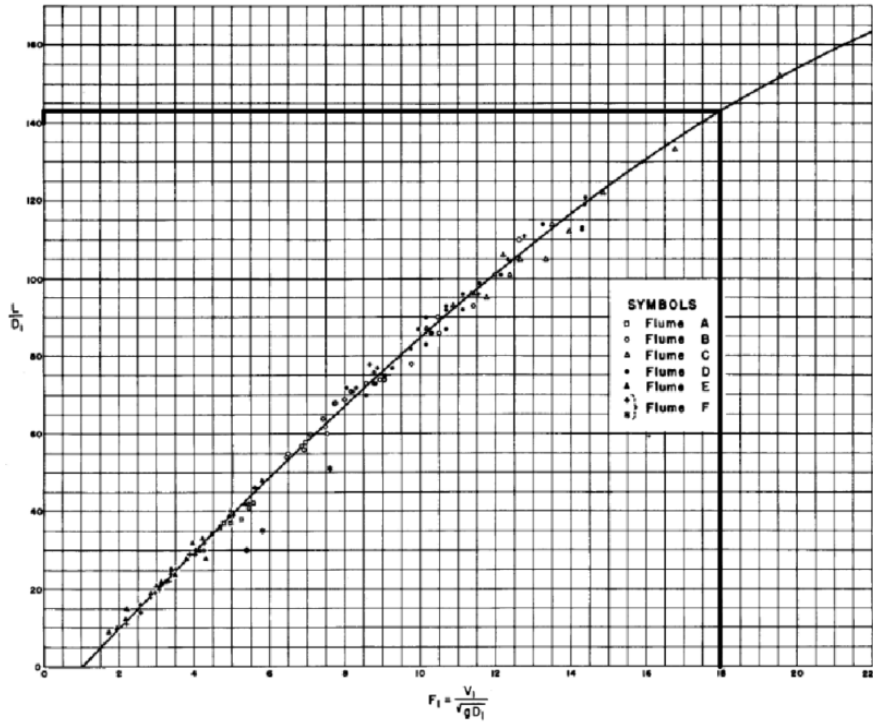


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo D. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 250$ años.

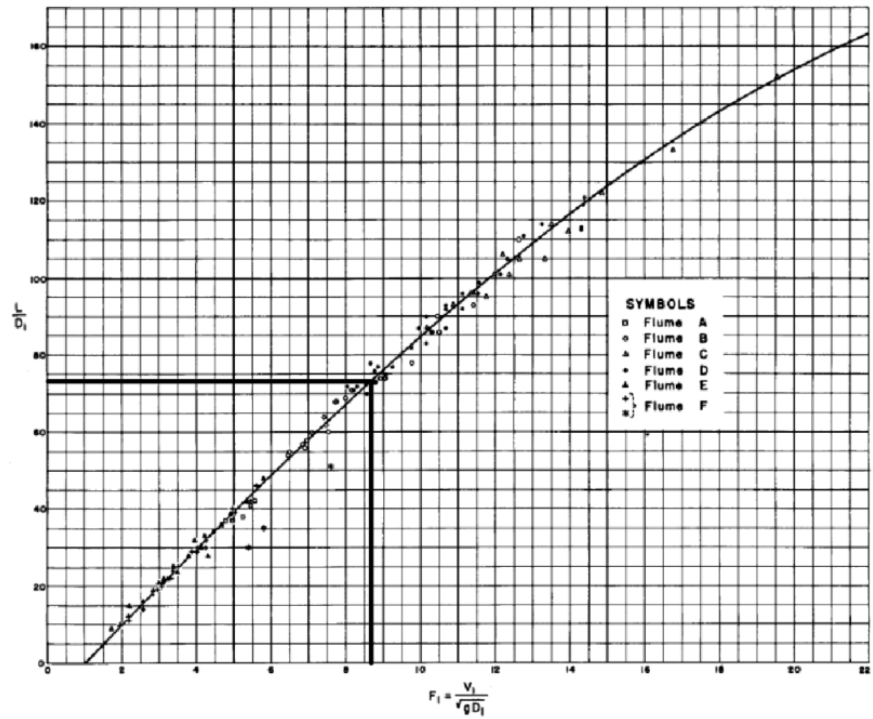


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo E. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 500$ años.

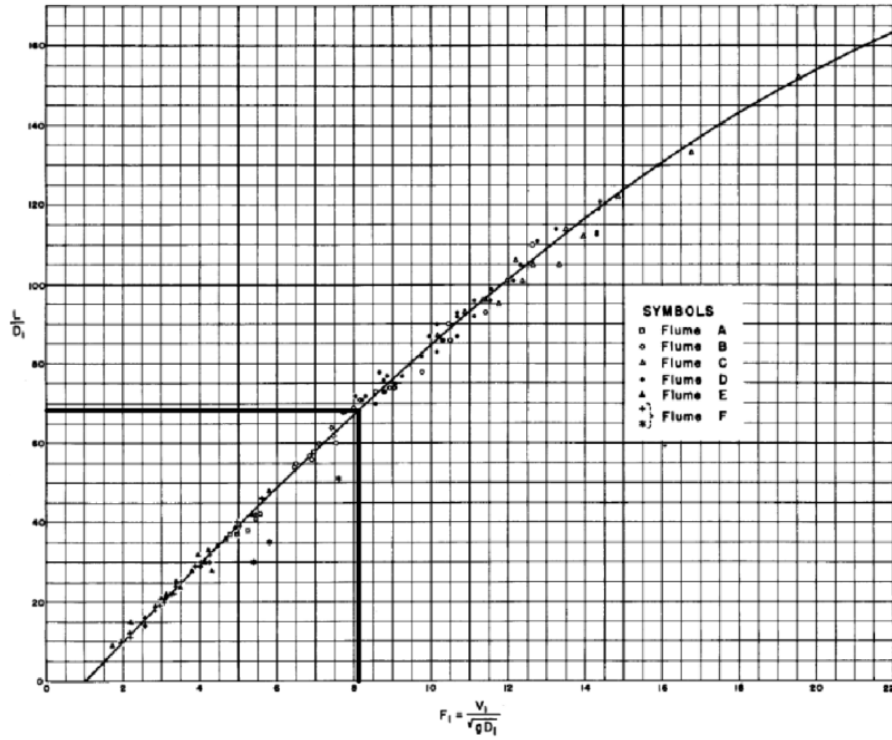


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo F. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 1000$ años.

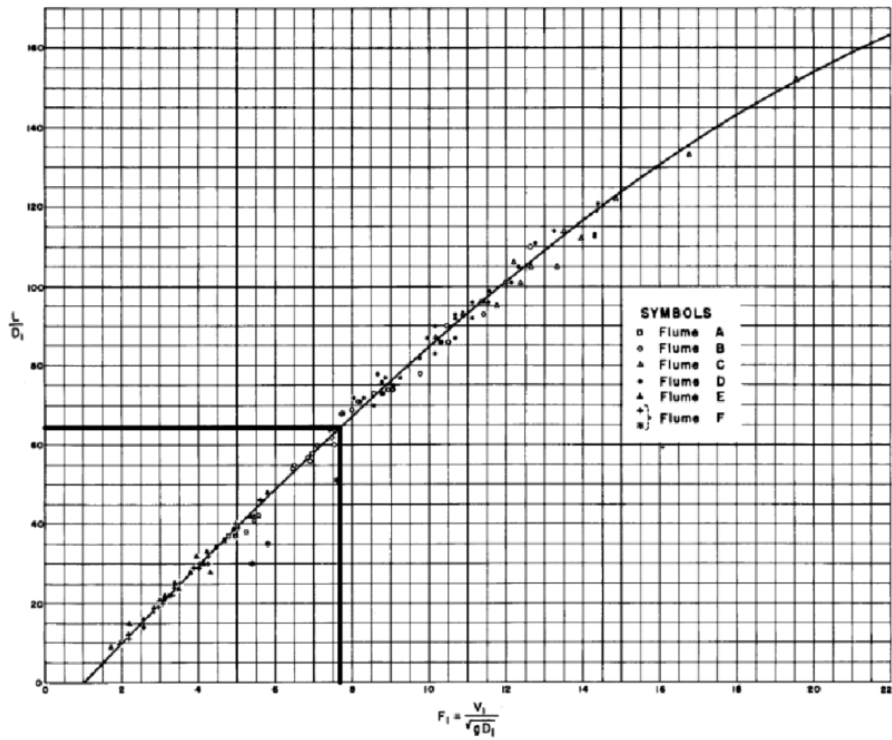


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo G. Procedimiento de estimación de la longitud de resalto hidráulico: caso $Tr = 5000$ años.

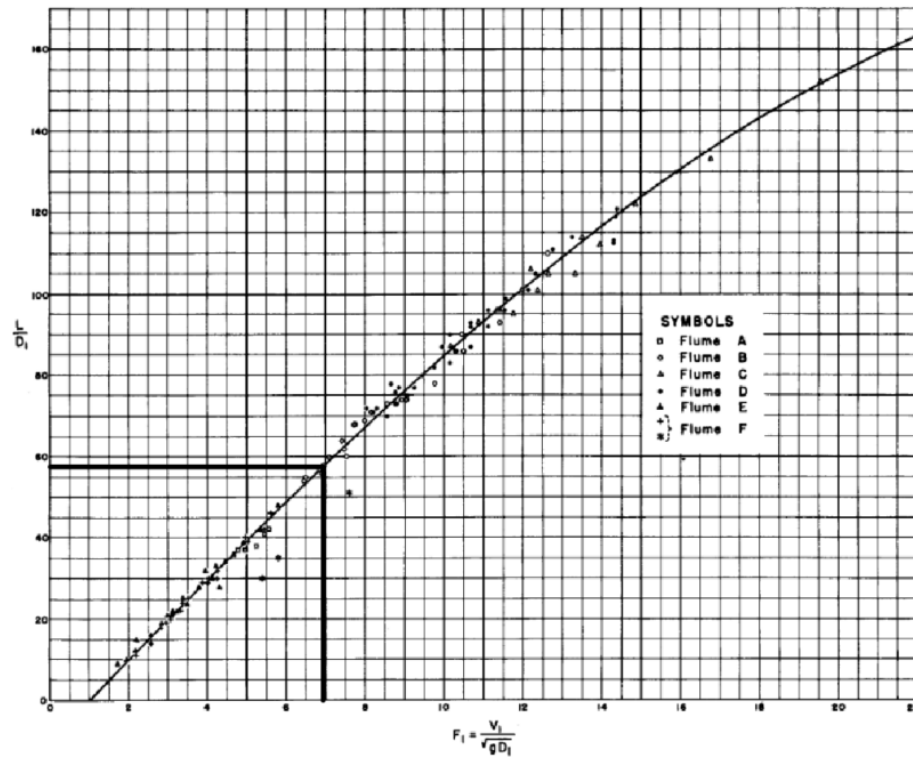


FIGURE 6.—Length of jump in terms of D_1 (Basin I).

Anexo H. Hoja de cálculo – Longitud de resalto hidráulico

			TIEMPO DE RETORNO [AÑOS]										
			2	5	10	25	50	100	250	500	1000	5000	10000
Cota vertedero		msnm	176.00	176.63	177.86	174.15	176.01	177.77	173.23	173.98	174.70	176.32	177.22
Cota cuenco		msnm	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65	131.65
Dif. Altura	Δh	m	44.35	44.98	46.21	42.50	44.36	46.12	41.58	42.33	43.05	44.67	45.57
Velocidad de entrada	v_2	m/s	29.50	29.71	30.11	28.88	29.50	30.08	28.56	28.82	29.06	29.60	29.90
Caudal de salida	Q_{salida}	m^3/s	0.00	151.00	255.00	695.00	814.00	904.00	3316.00	3893.00	4457.00	5801.00	6589.00
Ancho de cuenco	b	m	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10	106.10
Altura de tirante inicial	h_1	m	0.00	0.05	0.08	0.23	0.26	0.28	1.09	1.27	1.45	1.85	2.08
Número de Froude 1	NF_1	-	-	43.33	34.03	19.36	18.47	18.05	8.72	8.15	7.72	6.96	6.62
Relación de alturas	h_1/h_2	-	-	60.78	47.62	26.88	25.63	25.03	11.84	11.04	10.43	9.35	8.88
Altura de tirante final	h_2	m	-	2.91	3.80	6.10	6.66	7.09	12.95	14.06	15.07	17.27	18.45
Relación L/D_1	L/h_1		150.00	145.00	143.23	150.00	145.00	143.23	71.37	68.63	64.60	51.81	51.48
Longitud de salto	L	m	0.00	6.95	11.43	34.03	37.71	40.57	78.09	87.38	93.37	95.68	106.92

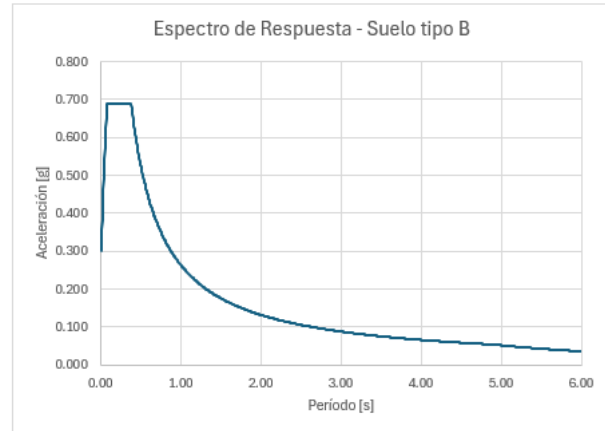
Anexo I. Hoja de cálculo – Elaboración de Espectro de Respuesta para sismo MDE de San Luis, Petén

(Continuación) Tabla A-1 – Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I _o	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	
227	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4.1	1.32	0.47	2.48	1.43	0.52	2.60	1.75	0.68	2.69	1.54	1.08	3.27	1.28	1.82	3.51	100
228	San Lucas Tolimán	Sololá	4.1	1.52	0.47	2.66	1.52	0.52	2.57	1.66	0.68	2.69	1.65	0.88	3.65	1.48	1.45	3.91	100
229	San Luis	Petén	2	0.77	0.30	4.73	0.86	0.33	4.90	0.94	0.50	3.98	1.03	0.57	3.86	1.03	0.88	3.95	110
230	San Luis Jilotepeque	Jalapa	4.1	1.33	0.43	2.52	1.51	0.48	2.74	1.78	0.75	2.44	1.58	1.11	2.77	1.31	1.65	3.06	100

Suelo	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cd}	S _{1d}	T _s	T ₀
B	0.86	0.33	4.9	0.69	0.26	0.38	0.08

Ubicación	San Luis
Clase de Obra	Esencial
I _o	3
NPS	C
Probabilidad de excedencia	0.8



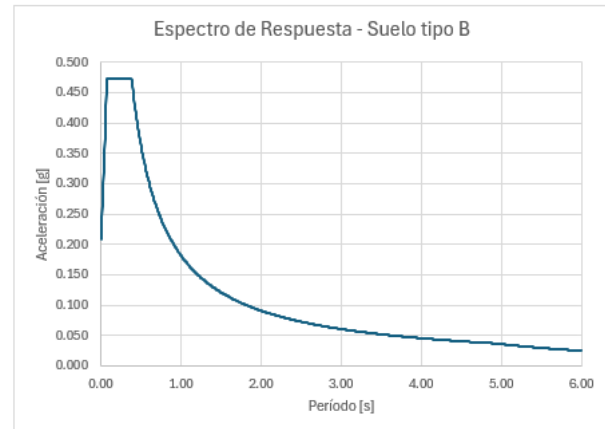
Anexo J. Hoja de cálculo – Elaboración de Espectro de Respuesta para sismo OBE de San Luis, Petén

(Continuación) Tabla A-1 – Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I _o	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	
227	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	4.1	1.32	0.47	2.48	1.43	0.52	2.60	1.75	0.68	2.69	1.54	1.08	3.27	1.28	1.82	3.51	100
228	San Lucas Tolimán	Sololá	4.1	1.52	0.47	2.66	1.52	0.52	2.57	1.66	0.68	2.69	1.65	0.88	3.65	1.48	1.45	3.91	100
229	San Luis	Petén	2	0.77	0.30	4.73	0.86	0.33	4.90	0.94	0.50	3.98	1.03	0.57	3.86	1.03	0.88	3.95	110
230	San Luis Jilotepeque	Jalapa	4.1	1.33	0.43	2.52	1.51	0.48	2.74	1.78	0.75	2.44	1.58	1.11	2.77	1.31	1.65	3.06	100

Suelo	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cd}	S _{1d}	T _s	T ₀
B	0.86	0.33	4.9	0.47	0.18	0.38	0.08

Ubicación	San Luis
Clase de Obra	Esencial
I _o	3
NPS	C
Probabilidad de excedencia	0.55



Anexo K. Hoja de cálculo – Análisis de estabilidad global para el muro de contención izquierdo: Tramo 1

MURO DE CONTENCIÓN			Servicio	Vacío	10000	Servicio + S144	Servicio + S975
			Sin Sismo	Sin sismo	Sin Sismo	RP = 144	RP = 975
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m^3	24	24	24	24	24
Largo del extremo izquierdo	L_1	m	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
Largo del extremo derecho	L_2	m	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
Grosor del muro de contención	L_3	m	2	2	2	2	2
Largo total	L	m	21.45	21.45	21.45	21.45	21.45
Espesor del extremo izquierdo	h_1	m	0	0	0	0	0
Elevación del extremo izquierdo	h_3	m	0	0	0	0	0
Espesor del extremo derecho	h_2	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación de solera a altura final	h_3	m	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
Altura total	h	m	21.85	21.85	21.85	21.85	21.85
Ancho de franja de muro	b	m	10	10	10	10	10
Área transversal del muro	A	m	135.2573	135.26	135.26	135.26	135.26
Peso total del muro	P_{muro}	kN	32462	32462	32462	32462	32462
Centroide en X	x	m	13.21	13.21	13.21	13.21	13.21
Centroide en Y	y	m	6.54	6.54	6.54	6.54	6.54
SUELO DE RELLENO							
Peso específico del suelo	γ_s	kN/m^3	20	20	20	20	20
Ángulo de fricción del suelo de relleno	ϕ	deg	43	43	43	43	43
Altura de inicio de la inclinación en el suelo de relleno		m	0	0	0	0	0
Altura final del suelo de relleno		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo de inclinación del suelo de relleno	β	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Factor de seguridad de destizamiento	FS_S	-	2.00	1.50	1.10	1.50	1.10
Ángulo de fricción desarrollado	ϕ_d	rad	0.44	0.56	0.70	0.56	0.70
Ángulo de fricción del muro	δ	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	t	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	r	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	s	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	A	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	C_1	-	3.73	2.80	2.05	2.80	2.05
	C_2	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	α	-	1.32	1.26	1.18	1.26	1.18
	K	-	0.31	0.27	0.21	0.27	0.21
Presión de suelo	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión del Suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área del suelo de relleno		m^2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso de suelo de relleno	W_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo X		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PRESIONES HIDROSTÁTICAS							
Peso específico del agua	γ_{w20}	kN/m^3	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Distancia total del cuenco	L_{total}	m	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Inicio de tramo a evaluar	D	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel de agua en el extremo izquierdo del tramo	h1	m	6.75	0.00	2.08	6.75	6.75
Nivel de agua en el extremo derecho del tramo	h2	m	6.75	0.00	4.05	6.75	6.75
Promedio de altura	h_{prom}	m	6.75	0.00	3.07	6.75	6.75
Presión hidrostática del agua dentro del cuenco	F	kN	2278.13	0.00	469.97	2278.13	2278.13
BP Presión hidrostática Y		m	4.75	2.50	3.52	4.75	4.75
Presión hidrostática del agua fuera del cuenco	F	kN	4278.13	4278.13	23609.65	4278.13	4278.13
BP Presión hidrostática Y		m	3.08	3.08	7.24	3.08	3.08
Área del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	A	m^2	0.00	0.00	81.60	0.00	0.00
Peso del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	W_F	kN	0.00	0.00	8160.00	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) X		m	0.00	0.00	17.70	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) Y		m	0.00	0.00	16.29	0.00	0.00
Área del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	A	m^2	80.66	0.00	36.29	80.66	80.66
Peso del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	W_F	kN	8066.25	0.00	3628.65	8066.25	8066.25
BP Agua (dentro del cuenco) X		m	5.98	5.98	5.98	5.98	5.98
SUBPRESIÓN							
Nivel del río	h_{rio}	m	6.75	6.75	19.23	6.75	6.75
Área de subpresión	A	m^2	179.15	179.15	374.42	179.15	179.15
Subpresión	U1	kN	17914.80	17914.80	37442.30	17914.80	17914.80
BP Subpresión X	BP_U	m	9.70	9.70	11.14	9.70	9.70

ANCLAJES (32mm)

Diámetro seleccionado	mm	32.00	32.00	32.00	32.00	32.00
Cantidad de anclajes propuestos	un	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Fuerza de tracción total	kN	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00
Separación entre anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	15.45	15.45	15.45	15.45	15.45
BP Fila 1	m	10.95	15.45	15.45	15.45	15.45
BP Fila 3	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP total de Anclajes	m	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20

SISMO

Aceleración del suelo horizontal	k_h	g	0.000	0.000	0.000	0.208	0.302
Aceleración del suelo vertical	k_v	g	0.000	0.000	0.000	0.139	0.201
Peso del muro de contención	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	6752.04	9803.45
Peso del suelo	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del peso del suelo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso del agua (fuera del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del agua (fuera del cuenco) Y	m		0.00	0.00	16.29	0.00	0.00
Peso del agua (dentro del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	1677.78	2436.01
Westergaard del Río	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	1038.16	1507.33
BP de Westergaard del río Y	m		3.70	3.70	8.69	3.70	3.70
Westrgaard del agua dentro del cuenco	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	552.83	802.66
BP de Westergaard dentro del cuenco Y	m		5.20	2.50	3.73	5.20	5.20
Pendiente de la parte de atrás del muro respecto a la vertical	β	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo en la superficie de relleno	i	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fricción entre muro y suelo	δ	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo para cálculo de coeficiente sísmico	ψ	deg	0.00	0.00	0.00	13.58	20.71
Coefficiente de presión activa	K_A	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
Coefficiente sísmico	K_{AE}	-	0.19	0.19	0.19	0.32	0.42
Presión Activa de Coulomb		kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Presión Activa Horizontal	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suelo de relleno (Mononobe Okabe)	E_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión de Sismo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA

Peso Propio (Muertas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso Propio (Vivas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presiones Hidrostáticas	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Subpresión	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Anclajes	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presión Reposo	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
Presión Activa	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Horizontal	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Vertical	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3

RESUMEN DE FUERZAS - LATERALES

Presión del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN	4278.1	4278.1	23609.6	4278.1	4278.1
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN	2278.1	0.0	470.0	2278.1	2278.1
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	6752.0	9803.4
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	1038.2	1507.3
Westergaard (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	552.8	802.7

RESUMEN DE FUERZAS - VERTICALES

Peso del muro de contención	kN	32461.8	32461.8	32461.8	32461.8	32461.8
Peso del suelo seco	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	8160.0	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN	8066.3	0.0	3628.7	8066.3	8066.3
Subpresión	kN	17914.8	17914.8	37442.3	17914.8	17914.8
Anclajes	kN	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	2025.6	2941.0
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	503.3	730.8

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE X

Peso del muro de contención	kN*m	428819.7	428819.7	428819.7	428819.7	428819.7
Peso del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	144432.0	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN*m	48195.8	0.0	21681.2	48195.8	48195.8
Subpresión	kN*m	173773.6	173773.6	417107.2	173773.6	173773.6
Anclajes	kN*m	59400	59400	59400	59400	59400
Fuerza inercial del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	26758.4	38851.1
Fuerza inercial del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3007.4	4366.5

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE Y

Presión de suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa horizontal	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN*m	13190.9	13190.9	171012.5	13190.9	13190.9
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN*m	10821.1	0.0	1655.2	10821.1	10821.1
Fuerza inercial horizontal del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	44158.4	64114.6
Fuerza inercial horizontal del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial horizontal del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3841.2	5577.1
Westergaard (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	2874.7	4173.8

DESPLAZAMIENTO

Angulo de fricción del suelo de cimentación	ϕ	deg	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Fuerza de cohesión	c	MPa	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área efectiva para cohesión	A_E	m ²	214.5	169.0	180.1	214.5	214.5
Fuerza normal	N	kN	27113.20	19046.95	11308.10	24584.25	23441.37
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	70013.20	52848.21	47318.59	67484.25	66341.37
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	2000.00	4278.13	23139.68	10343.03	14113.43
Factor de Seguridad	FS_D	-	35.01	12.35	2.04	6.52	4.70
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.5	1.3	1.1	1.3	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

FLOTACIÓN

Fuerzas Resistentes	F_R	kN	45028.00	36961.75	48750.40	45028.00	45028.00
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	17914.80	17914.80	37442.30	20443.75	21586.64
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.51	2.06	1.30	2.20	2.09
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.3	1.2	1.1	1.2	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

VOLTEO

Momento total resistente	M_R	kN*m	547236.68	488219.74	655988.12	547236.68	547236.68
Momento total de volteo	M_V	kN*m	186964.45	186964.45	588119.75	267604.46	304047.55
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.93	2.61	1.12	2.04	1.80
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

UBICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

Reacción total bajo la zapata del muro (Fuerza normal)	R_u	kN	27113.20	19046.95	11308.10	24584.25	23441.37
Momento total de volteo	M_V	kN*m	186964.45	186964.45	588119.75	267604.46	304047.55
Momento total resistente	M_R	kN*m	547236.68	488219.74	655988.12	547236.68	547236.68
Ubicación de la fuerza resultante	x	m	13.29	15.82	6.00	11.37	10.37
Excentricidad	e	m	2.56	5.09	4.72	0.65	0.35
% de Base Apoyada			1.00	0.79	0.84	1.00	1.00
100% de la base en compresión			SI	NO	NO	SI	SI
75% de la base en compresión			SI	SI	SI	SI	SI
Ubicada dentro de la base			SI	SI	SI	SI	SI
Requerimiento			100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Dentro de base	75% de la base en compresión	Dentro de base
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Excentricidad	e	m	2.56	5.09	4.72	0.65	0.35
Reacción vertical	R_u	kN	27113.20	19046.95	11308.10	24584.25	23441.37
Área de contacto	A	m ²	214.50	169.01	180.05	214.50	214.50
Largo efectivo	L_{ef}	m	21.45	16.90	18.01	21.45	21.45
Inercia	I	m ⁴	8224.33	4022.79	4864.25	8224.33	8224.33
Presión Máxima	$q_{máx}$	MPa	-0.217	-0.371	-0.181	-0.135	-0.120
Presión Mínima	$q_{mín}$	MPa	-0.036	0.000	0.000	-0.094	-0.099

Anexo L. Hoja de cálculo – Análisis de estabilidad global para el muro de contención izquierdo: Tramo 2

MURO DE CONTENCIÓN			Servicio Sin sismo	Vacío Sin sismo	10000 Sin Sismo	Servicio + S144 RP = 144	Servicio + S975 RP = 975
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m^3	24	24	24	24	24
Largo del extremo izquierdo	L_1	m	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3
Largo del extremo derecho	L_2	m	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
Grosor del muro de contención	L_3	m	2	2	2	2	2
Largo total	L	m	20.25	20.25	20.25	20.25	20.25
Espesor del extremo izquierdo	h_1	m	0	0	0	0	0
Elevación del extremo izquierdo	h_3	m	0	0	0	0	0
Espesor del extremo derecho	h_2	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación de solera a altura final	h_3	m	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
Altura total	h	m	21.85	21.85	21.85	21.85	21.85
Ancho de franja de muro	b	m	10	10	10	10	10
Área transversal del muro	A	m^2	122.2373	122.24	122.24	122.24	122.24
Peso total del muro	P_{muro}	kN	29337	29337	29337	29337	29337
Centroide en X	x	m	12.58	12.58	12.58	12.58	12.58
Centroide en Y	y	m	6.66	6.66	6.66	6.66	6.66
SUELO DE RELLENO							
Peso específico del suelo	γ_s	kN/m^3	20	20	20	20	20
Ángulo de fricción del suelo de relleno	ϕ	deg	43	43	43	43	43
Altura de inicio de la inclinación en el suelo de relleno		m	0	0	0	0	0
Altura final del suelo de relleno		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo de inclinación del suelo de relleno	β	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Factor de seguridad de deslizamiento	FS_S	-	2.00	1.50	1.10	1.50	1.10
Ángulo de fricción desarrollado	ϕ_d	rad	0.44	0.56	0.70	0.56	0.70
Ángulo de fricción del muro	δ	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	t	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	r	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	s	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	A	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	C_1	-	3.73	2.80	2.05	2.80	2.05
	C_2	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	α	-	1.32	1.26	1.18	1.26	1.18
	K	-	0.31	0.27	0.21	0.27	0.21
Presión de suelo	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión del Suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área del suelo de relleno		m^2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso de suelo de relleno	W_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo X		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PRESIONES HIDROSTÁTICAS							
Peso específico del agua	γ_{H2O}	kN/m^3	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Distancia total del cuenco	L_{total}	m	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Inicio de tramo a evaluar	D	m	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Nivel de agua en el extremo izquierdo del tramo	h1	m	6.75	0.00	6.02	6.75	6.75
Nivel de agua en el extremo derecho del tramo	h2	m	6.75	0.00	8.00	6.75	6.75
Promedio de altura	h_{prom}	m	6.75	0.00	7.01	6.75	6.75
Presión hidrostática del agua dentro del cuenco	F	kN	2278.13	0.00	2456.42	2278.13	2278.13
BP Presión hidrostática Y		m	4.75	2.50	4.84	4.75	4.75
Presión hidrostática del agua fuera del cuenco	F	kN	4278.13	4278.13	23609.65	4278.13	4278.13
BP Presión hidrostática Y		m	3.08	3.08	7.24	3.08	3.08
Área del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	A	m^2	0.00	0.00	68.54	0.00	0.00
Peso del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	W_F	kN	0.00	0.00	6854.40	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) X		m	0.00	0.00	17.10	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) Y		m	0.00	0.00	16.29	0.00	0.00
Área del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	A	m^2	80.66	0.00	83.77	80.66	80.66
Peso del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	W_F	kN	8066.25	0.00	8376.95	8066.25	8066.25
BP Agua (dentro del cuenco) X		m	5.98	5.98	5.98	5.98	5.98
SUBPRESIÓN							
Nivel del río	$h_{\text{río}}$	m	6.75	6.75	19.23	6.75	6.75
Área de subpresión	A	m^2	168.05	168.05	369.57	168.05	168.05
Subpresión	U1	kN	16804.80	16804.80	36956.56	16804.80	16804.80
BP Subpresión X	BP_U	m	9.11	9.11	10.28	9.11	9.11

ANCLAJES (32mm)

Diámetro seleccionado	mm	32.00	32.00	32.00	32.00	32.00
Cantidad de anclajes propuestos	un	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Fuerza de tracción total	kN	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00	4500.00
Separación entre anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	15.45	15.45	15.45	15.45	15.45
BP Fila 1	m	10.95	15.45	15.45	15.45	15.45
BP Fila 3	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP total de Anclajes	m	15.45	15.45	15.45	15.45	15.45

SISMO

Aceleración del suelo horizontal	k_h	g	0.000	0.000	0.000	0.208	0.302
Aceleración del suelo vertical	k_v	g	0.000	0.000	0.000	0.139	0.201
Peso del muro de contención	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	6102.09	8859.76
Peso del suelo	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del peso del suelo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso del agua (fuera del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del agua (fuera del cuenco) Y	m		0.00	0.00	16.29	0.00	0.00
Peso del agua (dentro del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	1677.78	2436.01
Westergaard del Río	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	1038.16	1507.33
BP de Westergaard del río Y	m		3.70	3.70	8.69	3.70	3.70
Westergaard del agua dentro del cuenco	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	552.83	802.66
BP de Westergaard dentro del cuenco Y	m		5.20	2.50	5.30	5.20	5.20
Pendiente de la parte de atrás del muro respecto a la vertical	β	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo en la superficie de relleno	i	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fricción entre muro y suelo	δ	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo para cálculo de coeficiente sísmico	ψ	deg	0.00	0.00	0.00	13.58	20.71
Coefficiente de presión activa	K_A	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
Coefficiente sísmico	K_{AE}	-	0.19	0.19	0.19	0.32	0.42
Presión Activa de Coulomb		kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Presión Activa Horizontal	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suelo de relleno (Mononobe Okabe)	E_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión de Sismo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA

Peso Propio (Muertas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso Propio (Vivas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presiones Hidrostáticas	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Subpresión	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Anclajes	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presión Reposo	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
Presión Activa	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Horizontal	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Vertical	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3

RESUMEN DE FUERZAS - LATERALES

Presión del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN	4278.1	4278.1	23609.6	4278.1	4278.1
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN	2278.1	0.0	2456.4	2278.1	2278.1
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	6102.1	8859.8
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	1038.2	1507.3
Westergaard (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	552.8	802.7

RESUMEN DE FUERZAS - VERTICALES

Peso del muro de contención	kN	29337.0	29337.0	29337.0	29337.0	29337.0
Peso del suelo seco	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	6854.4	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN	8066.3	0.0	8377.0	8066.3	8066.3
Subpresión	kN	16804.8	16804.8	36956.6	16804.8	16804.8
Anclajes	kN	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	1830.6	2657.9
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	503.3	730.8

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE X

Peso del muro de contención	kN*m	369058.9	369058.9	369058.9	369058.9	369058.9
Peso del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	117210.2	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN*m	48195.8	0.0	50052.3	48195.8	48195.8
Subpresión	kN*m	153091.7	153091.7	379913.4	153091.7	153091.7
Anclajes	kN*m	69525	69525	69525	69525	69525
Fuerza inercial del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	23029.3	33436.7
Fuerza inercial del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3007.4	4366.5

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE Y

Presión de suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa horizontal	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN*m	13190.9	13190.9	171012.5	13190.9	13190.9
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN*m	10821.1	0.0	11880.2	10821.1	10821.1
Fuerza inercial horizontal del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	40639.9	59006.0
Fuerza inercial horizontal del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial horizontal del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3841.2	5577.1
Westergaard (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	2874.7	4173.8

DESPLAZAMIENTO

Angulo de fricción del suelo de cimentación	ϕ	deg	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Fuerza de cohesión	c	MPa	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área efectiva para cohesión	A_E	m ²	202.5	127.9	165.5	202.5	202.5
Fuerza normal	N	kN	25098.40	17032.15	12111.74	22764.44	21709.67
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	65598.40	42607.25	45203.90	63264.44	62209.67
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	2000.00	4278.13	21153.22	9693.07	13169.74
Factor de Seguridad	FS_D	-	32.80	9.96	2.14	6.53	4.72
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.5	1.3	1.1	1.3	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

FLOTACIÓN

Fuerzas Resistentes	F_R	kN	41903.20	33836.95	49068.30	41903.20	41903.20
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	16804.80	16804.80	36956.56	19138.76	20193.53
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.49	2.01	1.33	2.19	2.08
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.3	1.2	1.1	1.2	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

VOLTEO

Momento total resistente	M_R	kN*m	497600.79	438583.86	617726.58	497600.79	497600.79
Momento total de volteo	M_V	kN*m	166282.61	166282.61	550925.97	239675.08	272842.82
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.99	2.64	1.12	2.08	1.82
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

UBICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

Reacción total bajo la zapata del muro (Fuerza normal)	R_u	kN	25098.40	17032.15	12111.74	22764.44	21709.67
Momento total de volteo	M_V	kN*m	166282.61	166282.61	550925.97	239675.08	272842.82
Momento total resistente	M_R	kN*m	497600.79	438583.86	617726.58	497600.79	497600.79
Ubicación de la fuerza resultante	x	m	13.20	15.99	5.52	11.33	10.35
Excentricidad	e	m	3.08	5.86	4.61	1.21	0.23
% de Base Apoyada			1.00	0.63	0.82	1.00	1.00
100% de la base en compresión			SI	NO	NO	SI	SI
75% de la base en compresión			SI	NO	SI	SI	SI
Ubicada dentro de la base			SI	SI	SI	SI	SI
Requerimiento			100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Dentro de base	75% de la base en compresión	Dentro de base
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Excentricidad	e	m	3.08	5.86	4.61	1.21	0.23
Reacción vertical	R_u	kN	25098.40	17032.15	12111.74	22764.44	21709.67
Área de contacto	A	m ²	202.50	127.88	165.46	202.50	202.50
Largo efectivo	L_{ef}	m	20.25	12.79	16.55	20.25	20.25
Inercia	I	m ⁴	6919.80	1742.53	3774.89	6919.80	6919.80
Presión Máxima	$q_{máx}$	MPa	-0.237	-0.713	-0.223	-0.153	-0.114
Presión Mínima	$q_{mín}$	MPa	-0.011	0.000	0.000	-0.072	-0.100

Anexo M. Hoja de Cálculo – Análisis de estabilidad global para el muro de contención izquierdo: Tramo 3

			Servicio	Vacío	10000	Servicio + S144	Servicio + S975
MURO DE CONTENCIÓN			Sin Sismo	Sin sismo	Sin Sismo	RP = 144	RP = 975
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m^3	24	24	24	24	24
Largo del extremo izquierdo	L_1	m	5	5	5	5	5
Largo del extremo derecho	L_2	m	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
Grosor del muro de contención	L_3	m	2	2	2	2	2
Largo total	L	m	18.95	18.95	18.95	18.95	18.95
Espesor del extremo izquierdo	h_1	m	0	0	0	0	0
Elevación del extremo izquierdo	h_3	m	0	0	0	0	0
Espesor del extremo derecho	h_2	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación de solera a altura final	h_3	m	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
Altura total	h	m	21.85	21.85	21.85	21.85	21.85
Ancho de franja de muro	b	m	10	10	10	10	10
Área transversal del muro	A	m	108.1322	108.13	108.13	108.13	108.13
Peso total del muro	P_{muro}	kN	25952	25952	25952	25952	25952
Centroide en X	x	m	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91
Centroide en Y	y	m	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82
SUELO DE RELLENO							
Peso específico del suelo	γ_s	kN/m^3	20	20	20	20	20
Ángulo de fricción del suelo de relleno	ϕ	deg	43	43	43	43	43
Altura de inicio de la inclinación en el suelo de relleno		m	0	0	0	0	0
Altura final del suelo de relleno		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo de inclinación del suelo de relleno	β	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Factor de seguridad de deslizamiento	FS_S	-	2.00	1.50	1.10	1.50	1.10
Ángulo de fricción desarrollado	Φ_d	rad	0.44	0.56	0.70	0.56	0.70
Ángulo de fricción del muro	δ	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	t	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	r	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	s	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	A	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	C_1	-	3.73	2.80	2.05	2.80	2.05
	C_2	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	α	-	1.32	1.26	1.18	1.26	1.18
	K	-	0.31	0.27	0.21	0.27	0.21
Presión de suelo	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión del Suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Área del suelo de relleno		m^2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso de suelo de relleno	W_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo X		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PRESIONES HIDROSTÁTICAS							
Peso específico del agua	γ_{H2O}	kN/m^3	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Distancia total del cuenco	L_{total}	m	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Inicio de tramo a evaluar	D	m	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Nivel de agua en el extremo izquierdo del tramo	h_1	m	6.75	0.00	11.94	6.75	6.75
Nivel de agua en el extremo derecho del tramo	h_2	m	6.75	0.00	13.91	6.75	6.75
Promedio de altura	h_{prom}	m	6.75	0.00	12.92	6.75	6.75
Presión hidrostática del agua dentro del cuenco	F	kN	2278.13	0.00	8351.70	2278.13	2278.13
BP Presión hidrostática Y		m	4.75	2.50	6.81	4.75	4.75
Presión hidrostática del agua fuera del cuenco	F	kN	4278.13	4278.13	23609.65	4278.13	4278.13
BP Presión hidrostática Y		m	3.08	3.08	7.24	3.08	3.08
Área del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	A	m^2	0.00	0.00	54.58	0.00	0.00
Peso del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	W_F	kN	0.00	0.00	5458.39	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) X		m	0.00	0.00	16.45	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) Y		m	0.00	0.00	16.29	0.00	0.00
Área del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	A	m^2	80.66	0.00	154.39	80.66	80.66
Peso del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	W_F	kN	8066.25	0.00	15439.40	8066.25	8066.25
BP Agua (dentro del cuenco) X		m	5.98	5.98	5.98	5.98	5.98
SUBPRESIÓN							
Nivel del río	h_{rio}	m	6.75	6.75	19.23	6.75	6.75
Área de subpresión	A	m^2	156.36	156.36	367.96	156.36	156.36
Subpresión	U1	kN	15635.60	15635.60	36796.17	15635.60	15635.60
BP Subpresión X	BP_U	m	8.48	8.48	9.32	8.48	8.48

ANCLAJES (32mm)

Diámetro seleccionado	mm	32.00	32.00	32.00	32.00	32.00
Cantidad de anclajes propuestos	un	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Fuerza de tracción total	kN	2250.00	2250.00	2250.00	2250.00	2250.00
Separación entre anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	10.95	10.95	10.95	10.95	10.95
BP Fila 1	m	0.00	10.95	10.95	10.95	10.95
BP Fila 3	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP total de Anclajes	m	10.95	10.95	10.95	10.95	10.95

SISMO

Aceleración del suelo horizontal	k_h	g	0.000	0.000	0.000	0.208	0.302
Aceleración del suelo vertical	k_v	g	0.000	0.000	0.000	0.139	0.201
Peso del muro de contención	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	5397.96	7837.42
Peso del suelo	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del peso del suelo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso del agua (fuera del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del agua (fuera del cuenco) Y	m		0.00	0.00	16.29	0.00	0.00
Peso del agua (dentro del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	1677.78	2436.01
Westergaard del Río	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	1038.16	1507.33
BP de Westergaard del río Y	m		3.70	3.70	8.69	3.70	3.70
Westergaard del agua dentro del cuenco	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	552.83	802.66
BP de Westergaard dentro del cuenco Y	m		5.20	2.50	7.67	5.20	5.20
Pendiente de la parte de atrás del muro respecto a la vertical	β	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo en la superficie de relleno	i	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fricción entre muro y suelo	δ	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo para cálculo de coeficiente sísmico	ψ	deg	0.00	0.00	0.00	13.58	20.71
Coefficiente de presión activa	K_A	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
Coefficiente sísmico	K_{AE}	-	0.19	0.19	0.19	0.32	0.42
Presión Activa de Coulomb		kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Presión Activa Horizontal	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suelo de relleno (Mononobe Okabe)	E_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión de Sismo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINACIONES DE CARGA

Peso Propio (Muertas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso Propio (Vivas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presiones Hidrostáticas	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Subpresión	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Anclajes	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presión Reposo	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
Presión Activa	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Horizontal	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Vertical	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3

RESUMEN DE FUERZAS - LATERALES

Presión del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN	4278.1	4278.1	23609.6	4278.1	4278.1
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN	2278.1	0.0	8351.7	2278.1	2278.1
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	5398.0	7837.4
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	1038.2	1507.3
Westergaard (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	552.8	802.7

RESUMEN DE FUERZAS - VERTICALES

Peso del muro de contención	kN	25951.7	25951.7	25951.7	25951.7	25951.7
Peso del suelo seco	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	5458.4	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN	8066.3	0.0	15439.4	8066.3	8066.3
Subpresión	kN	15635.6	15635.6	36796.2	15635.6	15635.6
Anclajes	kN	2250.0	2250.0	2250.0	2250.0	2250.0
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	1619.4	2351.2
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	503.3	730.8

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE X

Peso del muro de contención	kN*m	309085.1	309085.1	309085.1	309085.1	309085.1
Peso del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	89790.5	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN*m	48195.8	0.0	92250.4	48195.8	48195.8
Subpresión	kN*m	132589.9	132589.9	342940.3	132589.9	132589.9
Anclajes	kN*m	24638	24638	24638	24638	24638
Fuerza inercial del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	19286.9	28003.1
Fuerza inercial del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3007.4	4366.5

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE Y

Presión de suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa horizontal	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN*m	13190.9	13190.9	171012.5	13190.9	13190.9
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN*m	10821.1	0.0	56858.9	10821.1	10821.1
Fuerza inercial horizontal del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	36814.1	53451.2
Fuerza inercial horizontal del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial horizontal del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3841.2	5577.1
Westergaard (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	2874.7	4173.8

DESPLAZAMIENTO

Angulo de fricción del suelo de cimentación	ϕ	deg	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Fuerza de cohesión	c	MPa	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área efectiva para cohesión	A_E	m ²	189.5	119.8	143.1	189.5	189.5
Fuerza normal	N	kN	20632.38	12566.13	12303.35	18509.66	17550.35
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	58532.38	36528.79	40914.85	56409.66	55450.35
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	2000.00	4278.13	15257.94	8988.94	12147.41
Factor de Seguridad	FS_D	-	29.27	8.54	2.68	6.28	4.56
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.5	1.3	1.1	1.3	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

FLOTACIÓN

Fuerzas Resistentes	F_R	kN	36267.98	28201.73	49099.52	36267.98	36267.98
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	15635.60	15635.60	36796.17	17758.32	18717.63
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.32	1.80	1.33	2.04	1.94
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.3	1.2	1.1	1.2	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

VOLTEO

Momento total resistente	M_R	kN*m	392739.52	333722.58	572622.38	392739.52	392739.52
Momento total de volteo	M_V	kN*m	145780.77	145780.77	513952.83	211605.06	241352.58
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.69	2.29	1.11	1.86	1.63
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

UBICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

Reacción total bajo la zapata del muro (Fuerza normal)	R_u	kN	20632.38	12566.13	12303.35	18509.66	17550.35
Momento total de volteo	M_V	kN*m	145780.77	145780.77	513952.83	211605.06	241352.58
Momento total resistente	M_R	kN*m	392739.52	333722.58	572622.38	392739.52	392739.52
Ubicación de la fuerza resultante	x	m	11.97	14.96	4.77	9.79	8.63
Excentricidad	e	m	2.49	5.48	4.71	0.31	0.85
% de Base Apoyada			1.00	0.63	0.75	1.00	1.00
100% de la base en compresión			SI	NO	NO	SI	SI
75% de la base en compresión			SI	NO	SI	SI	SI
Ubicada dentro de la base			SI	SI	SI	SI	SI
Requerimiento			100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Dentro de base	75% de la base en compresión	Dentro de base
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Excentricidad	e	m	2.49	5.48	4.71	0.31	0.85
Reacción vertical	R_u	kN	20632.38	12566.13	12303.35	18509.66	17550.35
Área de contacto	A	m ²	189.50	119.81	143.06	189.50	189.50
Largo efectivo	L_{ef}	m	18.95	11.98	14.31	18.95	18.95
Inercia	I	m ⁴	5670.83	1433.29	2439.78	5670.83	5670.83
Presión Máxima	$q_{máx}$	MPa	-0.195	-0.560	-0.311	-0.107	-0.118
Presión Mínima	$q_{mín}$	MPa	-0.023	0.000	0.000	-0.088	-0.068

Anexo N. Hoja de cálculo – Análisis de estabilidad global para el muro de contención derecho: Tramo 1

MURO DE CONTENCIÓN			Servicio Sin Sismo	Vacío Sin sismo	10000 Sin Sismo	Servicio + S144 RP = 144	Servicio + S975 RP = 975
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m^3	24	24	24	24	24
Largo del extremo derecho	L_1	m	9	9	9	9	9
Largo del extremo izquierdo	L_2	m	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
Grosor del muro de contención	L_3	m	2	2	2	2	2
Largo total	L	m	22.95	22.95	22.95	22.95	22.95
Espesor del extremo derecho	h_1	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación del extremo izquierdo	h_3	m	9.85	9.85	9.85	9.85	9.85
Espesor del extremo izquierdo	h_2	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación de solera a altura final	h_3	m	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
Altura total	h	m	21.85	21.85	21.85	21.85	21.85
Ancho de franja de muro	b	m	10	10	10	10	10
Área transversal del muro	A		122.0789	122.08	122.08	122.08	122.08
Peso total del muro	P_{muro}	kN	29299	29299	29299	29299	29299
Centroide en X	x	m	12.89	12.89	12.89	12.89	12.89
Centroide en Y	y	m	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
SUELO DE RELLENO							
Peso específico del suelo	γ_s	kN/m^3	20	20	20	20	20
Ángulo de fricción del suelo de relleno	ϕ	deg	43	43	43	43	43
Altura de inicio de la inclinación en el suelo de relleno		m	8	8	8	8	8
Altura final del suelo de relleno		m	11.43	11.43	11.43	11.43	11.43
Ángulo de inclinación del suelo de relleno	β	rad	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
Factor de seguridad de deslizamiento	FS_S	-	2.00	1.50	1.10	1.50	1.10
Ángulo de fricción desarrollado	ϕ_d	rad	0.44	0.56	0.70	0.56	0.70
Ángulo de fricción del muro	δ	rad	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
	t	-	-0.08	-0.06	-0.08	-0.06	-0.08
	r	-	0.50	0.38	0.21	0.38	0.21
	s	-	1.16	1.29	1.49	1.29	1.49
	A	-	0.85	1.00	1.23	1.00	1.23
	C_1	-	2.89	2.44	1.99	2.44	1.99
	C_2	-	-0.10	-0.06	-0.07	-0.06	-0.07
	α	-	1.23	1.18	1.10	1.18	1.10
	K	-	0.28	0.25	0.20	0.25	0.20
Presión de suelo	H	kN	1905.20	1769.66	1461.76	1769.66	1461.76
BP Presión del Suelo Y		m	12.52	12.52	12.52	12.52	12.52
Área del suelo de relleno		m^2	64.89	64.89	64.89	64.89	64.89
Peso de suelo de relleno	W_H	kN	12977.00	12977.00	12977.00	12977.00	12977.00
BP Peso de suelo X		m	18.75	18.75	18.75	18.75	18.75
BP Peso de suelo Y		m	16.03	16.03	16.03	16.03	16.03
PRESIONES HIDROSTÁTICAS							
Peso específico del agua	γ_{h2o}	kN/m^3	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Distancia total del cuenco	L_{total}	m	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Inicio de tramo a evaluar	D	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Nivel de agua en el extremo izquierdo del tramo	h1	m	6.75	0.00	2.08	6.75	6.75
Nivel de agua en el extremo derecho del tramo	h2	m	6.75	0.00	4.05	6.75	6.75
Promedio de altura	h_{prom}	m	6.75	0.00	3.07	6.75	6.75
Presión hidrostática del agua dentro del cuenco	F	kN	2278.13	0.00	469.97	2278.13	2278.13
BP Presión hidrostática Y		m	4.75	2.50	3.52	4.75	4.75
Presión hidrostática del agua fuera del cuenco	F	kN	4278.13	4278.13	23609.65	4278.13	4278.13
BP Presión hidrostática Y		m	3.08	3.08	7.24	3.08	3.08
Área del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	A	m^2	0.00	0.00	19.45	0.00	0.00
Peso del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	W_F	kN	0.00	0.00	1944.90	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) X		m	0.00	0.00	17.26	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) Y		m	0.00	0.00	20.42	0.00	0.00
Área del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	A	m^2	80.66	0.00	36.29	80.66	80.66
Peso del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	W_F	kN	8066.25	0.00	3628.65	8066.25	8066.25
BP Agua (dentro del cuenco) X		m	5.98	5.98	5.98	5.98	5.98
SUBPRESIÓN							
Nivel del río	$h_{\text{río}}$	m	6.75	6.75	19.23	6.75	6.75
Área de subpresión	A	m^2	150.72	150.72	377.85	150.72	150.72
Subpresión	U1	kN	15072.14	15072.14	37785.47	15072.14	15072.14
BP Subpresión X	BP_U	m	8.22	8.22	11.18	8.22	8.22

ANCLAJES (32mm)

Diámetro seleccionado	mm	32.00	32.00	32.00	32.00	32.00
Cantidad de anclajes propuestos	un	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fuerza de tracción total	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación entre anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 3	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP total de Anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SISMO

Aceleración del suelo horizontal	k_h	g	0.000	0.000	0.000	0.208	0.302
Aceleración del suelo vertical	k_v	g	0.000	0.000	0.000	0.139	0.201
Peso del muro de contención	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	6094.18	8848.28
Peso del suelo	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	2699.22	3919.05
BP del peso del suelo Y	m		16.03	16.03	16.03	16.03	16.03
Peso del agua (fuera del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del agua (fuera del cuenco) Y	m		0.00	0.00	20.42	0.00	0.00
Peso del agua (dentro del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	1677.78	2436.01
Westergaard del Río	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	1038.16	1507.33
BP de Westergaard del río Y	m		3.70	3.70	8.69	3.70	3.70
Westrgaard del agua dentro del cuenco	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	552.83	802.66
BP de Westergaard dentro del cuenco Y	m		5.20	2.50	3.73	5.20	5.20
Pendiente de la parte de atrás del muro respecto a la vertical	β	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo en la superficie de relleno	i	deg	20.91	20.91	20.91	20.91	20.91
Fricción entre muro y suelo	δ	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo para cálculo de coeficiente sísmico	ψ	deg	0.00	0.00	0.00	13.58	20.71
Coefficiente de presión activa	K_A	-	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
Coefficiente sísmico	K_{AE}	-	0.23	0.23	0.23	0.45	0.76
Presión Activa de Coulomb	kN		1473.88	1473.88	1473.88	1473.88	1473.88
Presión Activa Horizontal	H	kN	1376.84	1376.84	1376.84	1376.84	1376.84
Suelo de relleno (Mononobe Okabe)	E_H	kN	0.00	0.00	0.00	948.03	2235.36
BP Presión de Sismo Y	m		15.18	15.18	15.18	15.18	15.18

COMBINACIONES DE CARGA

Peso Propio (Muertas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso Propio (Vivas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presiones Hidrostáticas	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Subpresión	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Anclajes	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión Reposo	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
Presión Activa	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Horizontal	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Vertical	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3

RESUMEN DE FUERZAS - LATERALES

Presión del suelo	kN	1905.2	1769.7	1461.8	0.0	0.0
Presión activa	kN	0.0	0.0	0.0	1376.8	1376.8
Presión dinámica del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	948.0	2235.4
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN	4278.1	4278.1	23609.6	4278.1	4278.1
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN	2278.1	0.0	470.0	2278.1	2278.1
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	6094.2	8848.3
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	2699.2	3919.1
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	1038.2	1507.3
Westergaard (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	552.8	802.7

RESUMEN DE FUERZAS - VERTICALES

Peso del muro de contención	kN	29298.9	29298.9	29298.9	29298.9	29298.9
Peso del suelo seco	kN	12977.0	12977.0	12977.0	12977.0	12977.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	1944.9	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN	8066.3	0.0	3628.7	8066.3	8066.3
Subpresión	kN	15072.1	15072.1	37785.5	15072.1	15072.1
Anclajes	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	1828.3	2654.5
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	809.8	1175.7
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	503.3	730.8

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE X

Peso del muro de contención	kN*m	377663.3	377663.3	377663.3	377663.3	377663.3
Peso del suelo	kN*m	243318.8	243318.8	243318.8	243318.8	243318.8
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	33569.0	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN*m	48195.8	0.0	21681.2	48195.8	48195.8
Subpresión	kN*m	123893.0	123893.0	422441.6	123893.0	123893.0
Anclajes	kN*m	0	0	0	0	0
Fuerza inercial del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	23566.2	34216.3
Fuerza inercial del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	15183.1	22044.7
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3007.4	4366.5

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE Y

Presión de suelo	kN*m	23846.7	22150.2	18296.4	0.0	0.0
Presión activa horizontal	kN*m	0.0	0.0	0.0	17233.4	17233.4
Presión dinámica del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	14394.3	33940.2
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN*m	13190.9	13190.9	171012.5	13190.9	13190.9
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN*m	10821.1	0.0	1655.2	10821.1	10821.1
Fuerza inercial horizontal del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	46925.2	68131.7
Fuerza inercial horizontal del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	43268.4	62822.4
Fuerza inercial horizontal del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3841.2	5577.1
Westergaard (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	2874.7	4173.8

DESPLAZAMIENTO

Angulo de fricción del suelo de cimentación	ϕ	deg	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Fuerza de cohesión	c	MPa	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área efectiva para cohesión	A_E	m ²	229.5	179.3	197.1	229.5	229.5
Fuerza normal	N	kN	35270.05	27203.80	10064.02	32128.69	30709.04
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	81170.05	63061.84	49493.74	78028.69	76609.04
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	3905.20	6047.78	24601.44	14709.25	20689.51
Factor de Seguridad	FS_D	-	20.79	10.43	2.01	5.30	3.70
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.5	1.3	1.1	1.3	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

FLOTACIÓN

Fuerzas Resistentes	F_R	kN	50342.19	42275.94	47849.49	50342.19	50342.19
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	15072.14	15072.14	37785.47	18213.49	19633.14
Factor de Seguridad	FS_D	-	3.34	2.80	1.27	2.76	2.56
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.3	1.2	1.1	1.2	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

VOLTEO

Momento total resistente	M_R	kN*m	679998.97	620982.04	677887.39	679998.97	679998.97
Momento total de volteo	M_V	kN*m	160930.57	159234.09	611750.50	307377.74	389590.12
Factor de Seguridad	FS_D	-	4.23	3.90	1.11	2.21	1.75
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

UBICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

Reacción total bajo la zapata del muro (Fuerza normal)	R_u	kN	35270.05	27203.80	10064.02	32128.69	30709.04
Momento total de volteo	M_V	kN*m	160930.57	159234.09	611750.50	307377.74	389590.12
Momento total resistente	M_R	kN*m	679998.97	620982.04	677887.39	679998.97	679998.97
Ubicación de la fuerza resultante	x	m	14.72	16.97	6.57	11.60	9.46
Excentricidad	e	m	3.24	5.50	4.90	0.12	2.02
% de Base Apoyada			1.00	0.78	0.86	1.00	1.00
100% de la base en compresión			SI	NO	NO	SI	SI
75% de la base en compresión			SI	SI	SI	SI	SI
Ubicada dentro de la base			SI	SI	SI	SI	SI
Requerimiento			100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Dentro de base	75% de la base en compresión	Dentro de base
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Excentricidad	e	m	3.24	5.50	4.90	0.12	2.02
Reacción vertical	R_u	kN	35270.05	27203.80	10064.02	32128.69	30709.04
Área de contacto	A	m ²	229.50	179.29	197.15	229.50	229.50
Largo efectivo	L_{ef}	m	22.95	17.93	19.71	22.95	22.95
Inercia	I	m ⁴	10073.19	4802.74	6385.57	10073.19	10073.19
Presión Máxima	$q_{máx}$	MPa	-0.284	-0.509	-0.140	-0.144	-0.204
Presión Mínima	$q_{mín}$	MPa	-0.023	0.000	0.000	-0.136	-0.063

Anexo O. Hoja de cálculo – Análisis de estabilidad global para el muro de contención derecho: Tramo 2

MURO DE CONTENCIÓN			Servicio	Vacío	10000	Servicio + S144	Servicio + S975
			Sin Sismo	Sin sismo	Sin Sismo	RP = 144	RP = 975
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m^3	24	24	24	24	24
Largo del extremo derecho	L_1	m	9	9	9	9	9
Largo del extremo izquierdo	L_2	m	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
Grosor del muro de contención	L_3	m	2	2	2	2	2
Largo total	L	m	22.95	22.95	22.95	22.95	22.95
Espesor del extremo derecho	h_1	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación del extremo izquierdo	h_3	m	9.85	9.85	9.85	9.85	9.85
Espesor del extremo izquierdo	h_2	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación de solera a altura final	h_3	m	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
Altura total	h	m	21.85	21.85	21.85	21.85	21.85
Ancho de franja de muro	b	m	10	10	10	10	10
Área transversal del muro	A		122.0789	122.08	122.08	122.08	122.08
Peso total del muro	P_{muro}	kN	29299	29299	29299	29299	29299
Centroide en X	x	m	12.89	12.89	12.89	12.89	12.89
Centroide en Y	y	m	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
SUELO DE RELLENO							
Peso específico del suelo	γ_s	kN/m^3	20	20	20	20	20
Ángulo de fricción del suelo de relleno	ϕ	deg	43	43	43	43	43
Altura de inicio de la inclinación en el suelo de relleno		m	8	8	8	8	8
Altura final del suelo de relleno		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo de inclinación del suelo de relleno	β	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Factor de seguridad de deslizamiento	FS_S	-	2.00	1.50	1.10	1.50	1.10
Ángulo de fricción desarrollado	ϕ_d	rad	0.44	0.56	0.70	0.56	0.70
Ángulo de fricción del muro	δ	rad	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	t	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	r	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	s	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	A	-	0.47	0.62	0.85	0.62	0.85
	C_1	-	3.73	2.80	2.05	2.80	2.05
	C_2	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	α	-	1.32	1.26	1.18	1.26	1.18
	K	-	0.31	0.27	0.21	0.27	0.21
Presión de suelo	H	kN	1978.26	1743.74	1359.59	1743.74	1359.59
BP Presión del Suelo Y		m	12.52	12.52	12.52	12.52	12.52
Área del suelo de relleno		m^2	49.50	49.50	49.50	49.50	49.50
Peso de suelo de relleno	W_H	kN	9900.00	9900.00	9900.00	9900.00	9900.00
BP Peso de suelo X		m	18.45	18.45	18.45	18.45	18.45
BP Peso de suelo Y		m	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10
PRESIONES HIDROSTÁTICAS							
Peso específico del agua	γ_{h2o}	kN/m^3	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Distancia total del cuenco	L_{total}	m	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Inicio de tramo a evaluar	D	m	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Nivel de agua en el extremo izquierdo del tramo	h_1	m	6.75	0.00	6.02	6.75	6.75
Nivel de agua en el extremo derecho del tramo	h_2	m	6.75	0.00	8.00	6.75	6.75
Promedio de altura	h_{prom}	m	6.75	0.00	7.01	6.75	6.75
Presión hidrostática del agua dentro del cuenco	F	kN	2278.13	0.00	2456.42	2278.13	2278.13
BP Presión hidrostática Y		m	4.75	2.50	4.84	4.75	4.75
Presión hidrostática del agua fuera del cuenco	F	kN	4278.13	4278.13	23609.65	4278.13	4278.13
BP Presión hidrostática Y		m	3.08	3.08	7.24	3.08	3.08
Área del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	A	m^2	0.00	0.00	34.92	0.00	0.00
Peso del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	W_F	kN	0.00	0.00	3492.00	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) X		m	0.00	0.00	18.45	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) Y		m	0.00	0.00	19.79	0.00	0.00
Área del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	A	m^2	80.66	0.00	83.77	80.66	80.66
Peso del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	W_F	kN	8066.25	0.00	8376.95	8066.25	8066.25
BP Agua (dentro del cuenco) X		m	5.98	5.98	5.98	5.98	5.98
SUBPRESIÓN							
Nivel del río	$h_{\text{río}}$	m	6.75	6.75	19.23	6.75	6.75
Área de subpresión	A	m^2	150.72	150.72	392.11	150.72	150.72
Subpresión	U1	kN	15072.14	15072.14	39210.60	15072.14	15072.14
BP Subpresión X	BP_U	m	8.22	8.22	10.94	8.22	8.22

ANCLAJES (32mm)

Diámetro seleccionado	mm	32.00	32.00	32.00	32.00	32.00
Cantidad de anclajes propuestos	un	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fuerza de tracción total	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación entre anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 3	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP total de Anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SISMO

Aceleración del suelo horizontal	k_h	g	0.000	0.000	0.000	0.208	0.302
Aceleración del suelo vertical	k_v	g	0.000	0.000	0.000	0.139	0.201
Peso del muro de contención	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	6094.18	8848.28
Peso del suelo	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	2059.20	2989.80
BP del peso del suelo Y	m	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10	15.10
Peso del agua (fuera del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del agua (fuera del cuenco) Y	m	0.00	0.00	19.79	0.00	0.00	0.00
Peso del agua (dentro del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	1677.78	2436.01
Westergaard del Río	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	1038.16	1507.33
BP de Westergaard del río Y	m	3.70	3.70	8.69	3.70	3.70	3.70
Westrgaard del agua dentro del cuenco	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	552.83	802.66
BP de Westergaard dentro del cuenco Y	m	5.20	2.50	5.30	5.20	5.20	5.20
Pendiente de la parte de atrás del muro respecto a la vertical	β	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo en la superficie de relleno	i	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fricción entre muro y suelo	δ	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo para cálculo de coeficiente sísmico	ψ	deg	0.00	0.00	0.00	13.58	20.71
Coefficiente de presión activa	K_A	-	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
Coefficiente sísmico	K_{AE}	-	0.19	0.19	0.19	0.32	0.42
Presión Activa de Coulomb	kN	1210.00	1210.00	1210.00	1210.00	1210.00	1210.00
Presión Activa Horizontal	H	kN	1210.00	1210.00	1210.00	1210.00	1210.00
Suelo de relleno (Mononobe Okabe)	E_H	kN	0.00	0.00	0.00	546.82	938.67
BP Presión de Sismo Y	m	15.18	15.18	15.18	15.18	15.18	15.18

COMBINACIONES DE CARGA

Peso Propio (Muertas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso Propio (Vivas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presiones Hidrostáticas	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Subpresión	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Anclajes	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión Reposo	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
Presión Activa	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Horizontal	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Vertical	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3

RESUMEN DE FUERZAS - LATERALES

Presión del suelo	kN	1978.3	1743.7	1359.6	0.0	0.0
Presión activa	kN	0.0	0.0	0.0	1210.0	1210.0
Presión dinámica del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	546.8	938.7
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN	4278.1	4278.1	23609.6	4278.1	4278.1
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN	2278.1	0.0	2456.4	2278.1	2278.1
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	6094.2	8848.3
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	2059.2	2989.8
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	1038.2	1507.3
Westergaard (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	552.8	802.7

RESUMEN DE FUERZAS - VERTICALES

Peso del muro de contención	kN	29298.9	29298.9	29298.9	29298.9	29298.9
Peso del suelo seco	kN	9900.0	9900.0	9900.0	9900.0	9900.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	3492.0	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN	8066.3	0.0	8377.0	8066.3	8066.3
Subpresión	kN	15072.1	15072.1	39210.6	15072.1	15072.1
Anclajes	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	1828.3	2654.5
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	617.8	896.9
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	503.3	730.8

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE X

Peso del muro de contención	kN*m	377663.3	377663.3	377663.3	377663.3	377663.3
Peso del suelo	kN*m	182655.0	182655.0	182655.0	182655.0	182655.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	64427.4	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN*m	48195.8	0.0	50052.3	48195.8	48195.8
Subpresión	kN*m	123893.0	123893.0	428964.0	123893.0	123893.0
Anclajes	kN*m	0	0	0	0	0
Fuerza inercial del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	23566.2	34216.3
Fuerza inercial del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	11397.7	16548.5
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3007.4	4366.5

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE Y

Presión de suelo	kN*m	24761.2	21825.8	17017.5	0.0	0.0
Presión activa horizontal	kN*m	0.0	0.0	0.0	15145.1	15145.1
Presión dinámica del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	8302.5	14252.1
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN*m	13190.9	13190.9	171012.5	13190.9	13190.9
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN*m	10821.1	0.0	11880.2	10821.1	10821.1
Fuerza inercial horizontal del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	46925.2	68131.7
Fuerza inercial horizontal del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	31093.9	45146.0
Fuerza inercial horizontal del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3841.2	5577.1
Westergaard (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	2874.7	4173.8

DESPLAZAMIENTO

Angulo de fricción del suelo de cimentación	ϕ	deg	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Fuerza de cohesión	c	MPa	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área efectiva para cohesión	A_E	m ²	229.5	189.4	176.3	229.5	229.5
Fuerza normal	N	kN	32193.05	24126.80	11857.29	29243.70	27910.82
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	78093.05	62002.04	47118.74	75143.70	73810.82
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	3978.26	6021.87	22512.81	13501.18	18296.73
Factor de Seguridad	FS_D	-	19.63	10.30	2.09	5.57	4.03
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.5	1.3	1.1	1.3	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

FLOTACIÓN

Fuerzas Resistentes	F_R	kN	47265.19	39198.94	51067.89	47265.19	47265.19
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	15072.14	15072.14	39210.60	18021.49	19354.37
Factor de Seguridad	FS_D	-	3.14	2.60	1.30	2.62	2.44
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.3	1.2	1.1	1.2	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

VOLTEO

Momento total resistente	M_R	kN*m	619335.22	560318.29	686678.17	619335.22	619335.22
Momento total de volteo	M_V	kN*m	161845.11	158909.70	616993.98	283237.77	344641.11
Factor de Seguridad	FS_D	-	3.83	3.53	1.11	2.19	1.80
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

UBICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

Reacción total bajo la zapata del muro (Fuerza normal)	R_u	kN	32193.05	24126.80	11857.29	29243.70	27910.82
Momento total de volteo	M_V	kN*m	161845.11	158909.70	616993.98	283237.77	344641.11
Momento total resistente	M_R	kN*m	619335.22	560318.29	686678.17	619335.22	619335.22
Ubicación de la fuerza resultante	x	m	14.21	16.64	5.88	11.49	9.84
Excentricidad	e	m	2.74	5.16	5.60	0.02	1.63
% de Base Apoyada			1.00	0.83	0.77	1.00	1.00
100% de la base en compresión			SI	NO	NO	SI	SI
75% de la base en compresión			SI	SI	SI	SI	SI
Ubicada dentro de la base			SI	SI	SI	SI	SI
Requerimiento			100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Dentro de base	75% de la base en compresión	Dentro de base
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Excentricidad	e	m	2.74	5.16	5.60	0.02	1.63
Reacción vertical	R_u	kN	32193.05	24126.80	11857.29	29243.70	27910.82
Área de contacto	A	m ²	229.50	189.38	176.31	229.50	229.50
Largo efectivo	L_{ef}	m	22.95	18.94	17.63	22.95	22.95
Inercia	I	m ⁴	10073.19	5659.72	4566.98	10073.19	10073.19
Presión Máxima	$q_{máx}$	MPa	-0.241	-0.380	-0.234	-0.128	-0.174
Presión Mínima	$q_{mín}$	MPa	-0.040	0.000	0.000	-0.127	-0.070

Anexo P. Hoja de cálculo – Análisis de estabilidad global para el muro de contención derecho: Tramo 3

MURO DE CONTENCIÓN			Servicio Sin Sismo	Vacío Sin sismo	10000 Sin Sismo	Servicio + S144 RP = 144	Servicio + S975 RP = 975
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m^3	24	24	24	24	24
Largo del extremo derecho	L_1	m	7.75	7.75	7.75	7.75	7.75
Largo del extremo izquierdo	L_2	m	11.95	11.95	11.95	11.95	11.95
Grosor del muro de contención	L_3	m	2	2	2	2	2
Largo total	L	m	21.7	21.7	21.7	21.7	21.7
Espesor del extremo derecho	h_1	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación del extremo izquierdo	h_3	m	9.85	9.85	9.85	9.85	9.85
Espesor del extremo izquierdo	h_2	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Elevación de solera a altura final	h_3	m	19.35	19.35	19.35	19.35	19.35
Altura total	h	m	21.85	21.85	21.85	21.85	21.85
Ancho de franja de muro	b	m	10	10	10	10	10
Área transversal del muro	A	m	118.9539	118.95	118.95	118.95	118.95
Peso total del muro	P_{muro}	kN	28549	28549	28549	28549	28549
Centroide en X	x	m	12.65	12.65	12.65	12.65	12.65
Centroide en Y	y	m	7.61	7.61	7.61	7.61	7.61
SUELO DE RELLENO							
Peso específico del suelo	γ_s	kN/m^3	20	20	20	20	20
Ángulo de fricción del suelo de relleno	ϕ	deg	43	43	43	43	43
Altura de inicio de la inclinación en el suelo de relleno		m	0	0	0	0	0
Altura final del suelo de relleno		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo de inclinación del suelo de relleno	β	rad	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
Factor de seguridad de deslizamiento	FS_S	-	2.00	1.50	1.10	1.50	1.10
Ángulo de fricción desarrollado	ϕ_d	rad	0.44	0.56	0.70	0.56	0.70
Ángulo de fricción del muro	δ	rad	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
	t	-	-0.08	-0.06	-0.08	-0.06	-0.08
	r	-	0.50	0.38	0.21	0.38	0.21
	s	-	1.16	1.29	1.49	1.29	1.49
	A	-	0.85	1.00	1.23	1.00	1.23
	C_1	-	2.89	2.44	1.99	2.44	1.99
	C_2	-	-0.10	-0.06	-0.07	-0.06	-0.07
	α	-	1.23	1.18	1.10	1.18	1.10
	K	-	0.28	0.25	0.20	0.25	0.20
Presión de suelo	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión del Suelo Y		m	9.85	9.85	9.85	9.85	9.85
Área del suelo de relleno		m^2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso de suelo de relleno	W_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo X		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Peso de suelo Y		m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PRESIONES HIDROSTÁTICAS							
Peso específico del agua	γ_{H2O}	kN/m^3	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Distancia total del cuenco	L_{total}	m	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
Inicio de tramo a evaluar	D	m	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Nivel de agua en el extremo izquierdo del tramo	h1	m	6.75	0.00	11.94	6.75	6.75
Nivel de agua en el extremo derecho del tramo	h2	m	6.75	0.00	13.91	6.75	6.75
Promedio de altura	h_{prom}	m	6.75	0.00	12.92	6.75	6.75
Presión hidrostática del agua dentro del cuenco	F	kN	2278.13	0.00	8351.70	2278.13	2278.13
BP Presión hidrostática Y		m	4.75	2.50	6.81	4.75	4.75
Presión hidrostática del agua fuera del cuenco	F	kN	4278.13	4278.13	23609.65	4278.13	4278.13
BP Presión hidrostática Y		m	3.08	3.08	7.24	3.08	3.08
Área del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	A	m^2	0.00	0.00	72.70	0.00	0.00
Peso del agua sobre el muro (fuera del cuenco)	W_F	kN	0.00	0.00	7269.50	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) X		m	0.00	0.00	17.83	0.00	0.00
BP Agua (fuera del cuenco) Y		m	0.00	0.00	17.04	0.00	0.00
Área del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	A	m^2	80.66	0.00	154.39	80.66	80.66
Peso del agua sobre el muro (dentro del cuenco)	W_F	kN	8066.25	0.00	15439.40	8066.25	8066.25
BP Agua (dentro del cuenco) X		m	5.98	5.98	5.98	5.98	5.98
SUBPRESIÓN							
Nivel del río	$h_{\text{río}}$	m	6.75	6.75	19.23	6.75	6.75
Área de subpresión	A	m^2	150.72	150.72	398.45	150.72	150.72
Subpresión	U1	kN	15072.14	15072.14	39844.86	15072.14	15072.14
BP Subpresión X	BP_U	m	8.22	8.22	10.19	8.22	8.22

ANCLAJES (32mm)

Diámetro seleccionado	mm	32.00	32.00	32.00	32.00	32.00
Cantidad de anclajes propuestos	un	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fuerza de tracción total	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Separación entre anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 1	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Fila 3	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP total de Anclajes	m	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SISMO

Aceleración del suelo horizontal	k_h	g	0.000	0.000	0.000	0.208	0.302
Aceleración del suelo vertical	k_v	g	0.000	0.000	0.000	0.139	0.201
Peso del muro de contención	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	5938.18	8621.78
Peso del suelo	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del peso del suelo Y	m		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso del agua (fuera del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP del agua (fuera del cuenco) Y	m		0.00	0.00	17.04	0.00	0.00
Peso del agua (dentro del cuenco)	E_x	kN	0.00	0.00	0.00	1677.78	2436.01
Westergaard del Río	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	1038.16	1507.33
BP de Westergaard del río Y	m		3.70	3.70	8.69	3.70	3.70
Westergaard del agua dentro del cuenco	E_F	kN	0.00	0.00	0.00	552.83	802.66
BP de Westergaard dentro del cuenco Y	m		5.20	2.50	7.67	5.20	5.20
Pendiente de la parte de atrás del muro respecto a la vertical	β	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo en la superficie de relleno	i	deg	20.91	20.91	20.91	20.91	20.91
Fricción entre muro y suelo	δ	deg	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ángulo para cálculo de coeficiente sísmico	ψ	deg	0.00	0.00	0.00	13.58	20.71
Coefficiente de presión activa	K_A	-	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
Coefficiente sísmico	K_{AE}	-	0.23	0.23	0.23	0.45	0.76
Presión Activa de Coulomb		kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Presión Activa Horizontal	H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Suelo de relleno (Mononobe Okabe)	E_H	kN	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BP Presión de Sismo Y	m		9.85	9.85	9.85	9.85	9.85

COMBINACIONES DE CARGA

Peso Propio (Muertas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Peso Propio (Vivas)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Presiones Hidrostáticas	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Subpresión	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Anclajes	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión Reposo	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0
Presión Activa	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Horizontal	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
Sismo Vertical	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3

RESUMEN DE FUERZAS - LATERALES

Presión del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN	4278.1	4278.1	23609.6	4278.1	4278.1
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN	2278.1	0.0	8351.7	2278.1	2278.1
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	5938.2	8621.8
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	1038.2	1507.3
Westergaard (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	552.8	802.7

RESUMEN DE FUERZAS - VERTICALES

Peso del muro de contención	kN	28548.9	28548.9	28548.9	28548.9	28548.9
Peso del suelo seco	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	7269.5	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN	8066.3	0.0	15439.4	8066.3	8066.3
Subpresión	kN	15072.1	15072.1	39844.9	15072.1	15072.1
Anclajes	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del muro de contención	kN	0.0	0.0	0.0	1781.5	2586.5
Fuerza inercial del suelo	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN	0.0	0.0	0.0	503.3	730.8

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE X

Peso del muro de contención	kN*m	361144.0	361144.0	361144.0	361144.0	361144.0
Peso del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	129615.2	0.0	0.0
Peso del agua (dentro del cuenco)	kN*m	48195.8	0.0	92250.4	48195.8	48195.8
Subpresión	kN*m	123893.0	123893.0	406019.1	123893.0	123893.0
Anclajes	kN*m	0	0	0	0	0
Fuerza inercial del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	22535.4	32719.7
Fuerza inercial del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial del agua (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3007.4	4366.5

RESUMEN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE Y

Presión de suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión activa horizontal	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión dinámica del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Presión hidrostática (fuera del cuenco)	kN*m	13190.9	13190.9	171012.5	13190.9	13190.9
Presión hidrostática (dentro del cuenco)	kN*m	10821.1	0.0	56858.9	10821.1	10821.1
Fuerza inercial horizontal del muro de contención	kN*m	0.0	0.0	0.0	45189.5	65611.7
Fuerza inercial horizontal del suelo	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Fuerza inercial horizontal del agua (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Westergaard (fuera del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	3841.2	5577.1
Westergaard (dentro del cuenco)	kN*m	0.0	0.0	0.0	2874.7	4173.8

DESPLAZAMIENTO

Angulo de fricción del suelo de cimentación	ϕ	deg	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Fuerza de cohesión	c	MPa	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área efectiva para cohesión	A_E	m ²	217.0	152.2	165.2	217.0	217.0
Fuerza normal	N	kN	21543.05	13476.80	11412.98	19258.26	18225.71
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	64943.05	43923.04	44447.40	62658.26	61625.71
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	2000.00	4278.13	15257.94	9529.16	12931.76
Factor de Seguridad	FS_D	-	32.47	10.27	2.91	6.58	4.77
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.5	1.3	1.1	1.3	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

FLOTACIÓN

Fuerzas Resistentes	F_R	kN	36615.19	28548.94	51257.84	36615.19	36615.19
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	15072.14	15072.14	39844.86	17356.93	18389.48
Factor de Seguridad	FS_D	-	2.43	1.89	1.29	2.11	1.99
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.3	1.2	1.1	1.2	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

VOLTEO

Momento total resistente	M_R	kN*m	420160.98	361144.04	639868.51	420160.98	420160.98
Momento total de volteo	M_V	kN*m	137083.88	137083.88	577031.65	214532.10	249532.74
Factor de Seguridad	FS_D	-	3.06	2.63	1.11	1.96	1.68
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

UBICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

Reacción total bajo la zapata del muro (Fuerza normal)	R_u	kN	21543.05	13476.80	11412.98	19258.26	18225.71
Momento total de volteo	M_V	kN*m	137083.88	137083.88	577031.65	214532.10	249532.74
Momento total resistente	M_R	kN*m	420160.98	361144.04	639868.51	420160.98	420160.98
Ubicación de la fuerza resultante	x	m	13.14	16.63	5.51	10.68	9.36
Excentricidad	e	m	2.29	5.78	5.34	0.17	1.49
% de Base Apoyada			1.00	0.70	0.76	1.00	1.00
100% de la base en compresión			SI	NO	NO	SI	SI
75% de la base en compresión			SI	NO	SI	SI	SI
Ubicada dentro de la base			SI	SI	SI	SI	SI
Requerimiento			100% de la base en compresión	75% de la base en compresión	Dentro de base	75% de la base en compresión	Dentro de base
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Excentricidad	e	m	2.29	5.78	5.34	0.17	1.49
Reacción vertical	R_u	kN	21543.05	13476.80	11412.98	19258.26	18225.71
Área de contacto	A	m ²	217.00	152.23	165.17	217.00	217.00
Largo efectivo	L_{ef}	m	21.70	15.22	16.52	21.70	21.70
Inercia	I	m ⁴	8515.26	2939.88	3755.17	8515.26	8515.26
Presión Máxima	$q_{máx}$	MPa	-0.162	-0.376	-0.245	-0.093	-0.119
Presión Mínima	$q_{mín}$	MPa	-0.036	0.000	0.000	-0.085	-0.049

Anexo Q. Hoja de cálculo – Análisis de estabilidad global de las losas centrales

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD - LOSAS CENTRALES

			1	2	3	4	5	6
Largo	L	m	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
Ancho	B	m	13.7	13.7	13.7	13.7	13.7	13.7
Espesor	H	m	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Peso específico del agua	γ_w	kN/m ³	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
Peso específico del concreto	γ_c	kN/m ³	24	24	24	24	24	24
Peso del agua	W	kN	4199.05	6897.95	9603.7	12309.45	15008.35	17707.25
Peso de la losa	W	kN	8220	8220	8220	8220	8220	8220
SUBPRESIÓN								
Elevación del río	h_{rio}	m	19.23	19.23	19.23	19.23	19.23	19.23
Elevación total	h	m	21.7	21.7	21.7	21.7	21.7	21.7
Subpresión	U	kN	29770.1	29770.1	29770.1	29770.1	29770.1	29770.1
ANCLAJES								
Diámetro de anclajes	D	mm	40	40	40	40	40	40
Cantidad de anclajes	un		35	35	30	25	20	16
Capacidad	A	kN	21980	21980	18840	15700	12560	10048
VERIFICACIÓN POR FLOTACIÓN								
Fuerzas Resistentes	F_R	kN	34399.05	37097.95	36663.70	36229.45	35788.35	35975.25
Fuerzas Actuantes	F_A	kN	29770.10	29770.10	29770.10	29770.10	29770.10	29770.10
Factor de Seguridad	FS_D	-	1.16	1.25	1.23	1.22	1.20	1.21
Factor de Seguridad necesario	FS_{REQ}	-	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Cumplimiento			Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Anexo W. Hoja de cálculo – Verificación de deformación unitaria del acero a flexión

DEFORMACIÓN UNITARIA (MOMENTO NEGATIVO)			S1	S2	S3	Losa
Base de la viga	b	cm	100	100	100	
Límite de fluencia del acero	f_y	MPa	420	420	420	
Resistencia a compresión del concreto	f_c	MPa	28	28	28	
	β_1	-	0.85	0.85	0.85	
Área de acero a flexión	A_s	mm ²	5404	3971	3971	
Altura del bloque a compresión	a	cm	9.54	7.01	7.01	
Distancia del eje neutro a fibra de compresión	c	cm	11.22	8.24	8.24	
Peralte efectivo	d	cm	184.43	237.61	187.61	
Deformación unitaria del acero	ϵ_t	-	0.046	0.083	0.065	

DEFORMACIÓN UNITARIA (MOMENTO POSITIVO)			S1	S2	S3	Losa
Base de la viga	b	cm	100	100	100	100
Límite de fluencia del acero	f_y	MPa	420	420	420	420
Resistencia a compresión del concreto	f_c	MPa	28	28	28	28
	β_1	-	0.85	0.85	0.85	0.85
Área de acero a flexión	A_s	mm ²	3971	11913	3971	2534
Altura del bloque a compresión	a	cm	7.01	21.02	7.01	4.47
Distancia del eje neutro a fibra de compresión	c	cm	8.24	24.73	8.24	5.26
Peralte efectivo	d	cm	187.61	231.25	187.61	237.93
Deformación unitaria del acero	ϵ_t	-	0.065	0.025	0.065	0.133

Anexo X. Hoja de cálculo – Constante elástica de los resortes (método de Winkler)

CÁLCULO DE CONSTANTE ELÁSTICA			Izquierdo	Derecho	Losa
Longitud de la cimentación	L	m	21.45	21.70	13.70
Ancho de la cimentación	B	m	10.0	10.0	10.0
			2.1	2.2	1.4
	ct	-	1.26	1.27	1.02
Coefficiente de Poisson	v		0.25	0.25	0.25
Módulo Elástico	E	MPa	2580	2580	2580
Constante elástica	k_v	kN/m ³	218323.20	217256.70	269510.91

Cálculo de área tributaria

Ancho de la cimentación	B	m	1.00	1.00	1.00
Largo del beam	L	m	0.90	0.90	1.67
Altura de talud	x	m	10.85	0.00	0.00
Largo de talud	y	m	3.63	0.00	0.00
Ángulo de inclinación	α	rad	1.25	0.00	0.00
% de uso de SDx		%	0.90	0.00	0.00
% de uso de SDz		%	0.10	1.00	1.00
Componente en X	SDx	kN/m	58903.752	0	0
Componente en Z	SDz	kN/m	19779.622	196490.88	364599.7

Anexo Y. Hoja de cálculo – Diseño a cortante de las secciones del cuenco amortiguador

DISEÑO A CORTANTE

Refuerzo mínimo por unidad de longitud

Módulo de fluencia	f_y	MPa	420	420	420	420
Resistencia a compresión del concreto	f_c	MPa	28	28	28	28
Base de la viga	b_w	cm	100	100	100	100
	a)		0.07811			
	b)		0.08333			

Cálculo a cortante (Momento +)

			S1	S2	S3	Losa
Peralte efectivo	d	mm	1876.1	1876.1	2312.5	2379.3
Factor de efecto de tamaño	λ_s		0.485	0.485	0.442	0.436
Área de acero	A_s	mm ²	3971	3971	11913	2534
Base	b	mm	1000	1000	1000	1000
Cuantía de acero a flexión	ρ_w		0.00212	0.00212	0.00515	0.00107
	λ		1	1	1	1
	V_c	kN	407.96	407.96	616.13	370.05
	ϕV_c	kN	305.97	305.97	462.10	277.53
	V_u	kN	156.55	450.15	1186.05	377.71
	D/C		0.51	1.47	2.57	1.36
Área de acero a cortante	A_v	mm ²	127	127	127	128
Módulo de fluencia del acero	f_y	MPa	420	420	420	420
Peralte efectivo	d	mm	1876.1	1876.1	2312.5	2379.3
Cantidad por franja	N_o	[-]	2.5	2.5	5	2.5
Separación	s	cm	30	30	40	40
Resistencia a cortante del acero	V_s	kN	833.93	833.93	1541.86	799.44
	ϕV_s	kN	625.44	625.44	1156.39	599.58
	ϕV_n	kN	931.42	931.42	1618.49	877.12
	V_u	kN	156.55	450.15	1186.05	377.71
	D/C		0.17	0.48	0.73	0.43

Cálculo a cortante (Momento -)			S1	S2	S3	Losa
Peralte efectivo	d	mm	1844.3	1876.1	2376.1	
Factor de efecto de tamaño	λ_s		0.489	0.485	0.436	
Área de acero	A_s	mm ²	5404	3971	3971	
Base	b	mm	1000	1000	1000	
Cuantía de acero a flexión	ρ_w		0.00293	0.00212	0.00167	
	λ		1	1	1	
	V_c	kN	450.35	407.96	429.70	
	ϕV_c	kN	337.76	305.97	322.27	
	V_u	kN	591.87	658.35	364.82	
	D/C		1.75	2.15	1.13	
Área de acero a cortante	A_v	mm ²	127	127	127	
Módulo de fluencia del acero	f_y	MPa	420	420	420	
Peralte efectivo	d	mm	1844.3	1876.1	2376.1	
Cantidad por franja	N_o	[-]	2.5	2.5	5	
Separación	s	cm	30	30	40	
Resistencia a cortante del acero	V_s	kN	819.79	833.93	1584.26	
	ϕV_s	kN	614.84	625.44	1188.20	
	ϕV_n	kN	952.60	931.42	1510.47	
	V_u	kN	591.87	658.35	364.82	
	D/C		0.62	0.71	0.24	
SEPARACIONES MÁXIMAS			S1	S2	S3	Losa
Umbral		kN	3220.51	3276.04	4149.14	4154.72

Anexo Z. Hoja de cálculo – Cálculo de acero mínimo para las secciones evaluadas

CÁLCULO DE ACERO MÍNIMO

Umbral			S1	S2	S3
Altura del muro	hw	m	11	9.5	
Largo del muro	lw	m	10	10	
Relación hw/lw		-	1.1	0.95	
coeficiente de contribución relativa	α	-	0.25	0.25	
Resistencia a compresión del concreto	f _c	MPa	28	28	28
Alura de la viga	h	mm	2000	2000	2500
Base de la viga	b	mm	1000	1000	1000
Factor de concreto liviano	λ		1	1	
Área bruta de la sección en dirección de la fuerza cortante	Acv	mm ²	2000000	2000000	
Factor de reducción de corte	ϕ	-	0.75	0.75	
			79.37	79.37	
Cuantía Mínima (Contracción y temperatura)			S1	S2	S3
	ρ_t		0.0025	0.0025	0.0018
Área de acero requerida	As.min	mm ²	5000	5000	4500
Diámetro de varilla propuesta		mm	25.4	25.4	25.4
Área de varilla		mm	506.71	506.71	506.71
Cantidad de varillas por lado de franja		No	5.00	5.00	5.00
Espaciamiento		cm	20.00	20.00	20.00
	As	mm ²	5067.07	5067.07	5067.07
	ρ_t		0.00253	0.00253	0.00203
Cuantía Mínima (Flexión)			S1	S2	S3
Módulo de fluencia del acero	f _y	MPa	420	420	420
Cuantía mínima para muros	ρ_l		0.002523	0.002526	-
Cuantía mínima para losas 1	ρ_{min}		-	-	0.0031
Cuantía mínima para losas 2	ρ_{min}		-	-	0.0033
Cuantía mínima			0.00252	0.00253	0.00333
Cuantía Flexión (Momento Positivo)			S1	S2	S3
	ρ_t		0.00252	0.00253	0.00333
Peralte efectivo	d	cm	187.61	187.61	231.25
Base de la viga	b	cm	100.00	100.00	100.00
Área de acero requerida	As.min	mm ²	4734.29	4739.01	7708.33
Área de acero utilizada	As	mm ²	3971	3971	11913
Cuantía		mm	0.0021	0.0021	0.0052
Cumple			No	No	Si
Cuantía Flexión (Momento Negativo)			S1	S2	S3
	ρ_t		0.00212	0.00212	0.00515
Peralte efectivo	d	cm	184.43	187.61	237.61
Base de la viga	b	cm	100.00	100.00	100.00
Área de acero requerida	As.min	mm ²	3903.69	3971.00	12240.64
Área de acero utilizada	As	mm ²	5404	3971	3971
Cuantía		mm	0.0029	0.0021	0.0017
			Si	Si	No

Anexo AA. Hoja de cálculo – Diseño de puntales bajo el STM

CHEQUEO PUNTAL (MURO IZQUIERDO)

	$f'c$	MPa	28
Base	b	cm	100
Altura	h	cm	20
Area	A	cm ²	2000
Coeficiente de puntal	ϕ_c	-	0.40
	ϕ_s	-	1.00
	fce		9.52
	Fns1	kN	1904

Acero a compresión

Área de acero	As	cm ²	0
Módulo de fluencia	fy	MPa	420
	Fns2	kN	0
Factor de reducción	ϕ	-	0.75
Fuerza nominal	ϕFns	kN	1428

CHEQUEO PUNTAL (MURO DERECHO)

	$f'c$	MPa	28
Grosor	t_s	cm	100
Ancho	w_s	cm	35
Area	A	cm ²	3500
Coeficiente de puntal	ϕ_c	-	0.75
	ϕ_s	-	1.00
	fce		17.85
	Fns1	kN	6247.5

Acero a compresión

Diámetro de varilla		mm	19.1
Cantidad de varillas		-	0
Área de acero	As	cm ²	0.00
Módulo de fluencia	fy	MPa	420
	Fns2	kN	0
Factor de reducción	ϕ	-	0.75
Fuerza nominal	ϕFns	kN	3749

Distribución Izquierda

		1	2	3
Ángulo mínimo	α_i	42	58	40
	ρ_{min}	0.00558	0.00348	0.00605
Base	cm	100	100	100
Altura del elemento	cm	170	220	180
Acero mínimo	mm ²	9492.21	7647.54	10891.24
Diámetro de varilla	mm	25.4	25.4	25.4
Cantidad	-	12	8	12
Espaciamiento	cm	14.17	27.50	15.00
As 1 cara	mm ²	6080.49	4053.66	6080.49
As total	mm ²	12160.98	8107.32	12160.98
Espaciamiento real	cm	15	25	15
Cantidad real	-	11.33	8.80	12.00
As total	mm ²	11485.37	8918.0516	12160.979
		0.0067561	0.0040537	0.0067561

Distribución Derecha

		1	2	3
Ángulo mínimo	α_i	46	90	40
	ρ_{min}	0.00483	0.00250	0.00605
Base	cm	100	100	100
Altura del elemento	cm	230	202	180
Acero mínimo	mm ²	11112.19	5050.00	10891.24
Diámetro de varilla	mm	25.4	25.4	25.4
Cantidad	-	12	6	12
Espaciamiento	cm	19.17	33.67	15.00
As 1 cara	mm ²	6080.49	3040.24	6080.49
As total	mm ²	12160.98	6080.49	12160.98
Espaciamiento real	cm	20	30	15
Cantidad real	-	11.50	6.73	12.00
As total	mm ²	17481.408	6823.6607	12160.979
		0.0076006	0.003378	0.0067561

Anexo BB. Hoja de cálculo – Diseño de tensores bajo el STM

CHEQUEO TENSOR			IZQ	DER
Demanda		kN	1079.38	703.10
Módulo de fluencia	fy	MPa	420	420
Diametro de varilla	φ		31.8	31.8
Cantidad			5	5
Área de acero a tracción	As	cm ²	39.71	39.71
Fuerza a tracción	Fnt	kN	1667.87	1667.87
Factor de reducción	φ	-	0.75	0.75
Fuerza nominal	φFnt	kN	1250.91	1250.91
Demanda/Capacidad			0.86	0.56