



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

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN MURO DE UN
TRANQUE DE RELAVES UBICADO SOBRE SUELO SALINO CON PRESENCIA DE
OQUEDADES**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

MATÍAS EDUARDO ABARCA CASTILLO

PROFESOR GUÍA:
CHRISTIAN GONZÁLEZ PULGAR

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
DANIELA POLLAK AGUILÓ
ESTEBAN PAVANI BAÑADOS
SOFÍA LAYERA DÍAZ

SANTIAGO DE CHILE
2021

**RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE:** Ingeniero Civil con mención en
Estructuras, Construcción y Geotecnia
POR: Matías Eduardo Abarca Castillo
FECHA: Otoño del 2021
PROFESOR GUÍA: Christian González Pulgar

Estudio del comportamiento dinámico de un muro de un tranque de relaves ubicado sobre suelo salino con presencia de oquedades

En el presente trabajo de título se estudió el comportamiento estático y dinámico de un muro de tranque de relaves chileno emplazado sobre suelo con alto contenido de sales solubles perteneciente a la cuenca de Calama. Para ello, se modeló con el software FLAC3D una sección del muro de 30 (*m*) de altura, 400 (*m*) de largo, 144 (*m*) de ancho de base y 12 (*m*) de ancho de coronamiento, y un suelo de fundación con un espesor de 70 (*m*) compuesto por 3 estratos.

Para simular el efecto de la disolución de sales se utilizaron dos metodologías: (1) Inducir un asentamiento en la base del muro equivalente al hipotético colapso generado por disolución de sales; (2) Generar un espacio vacío (oquedad) de geometría regular en el terreno de fundación, cercano a la superficie. Para el método (1), se calcularon los asentamientos esperados por el colapso en el suelo de fundación asociado a contenidos de sales solubles del 5%, 10% y 35%, imponiendo, además, una zona afectada por sales con un espesor de 5 (*m*) y anchos variables de 5 (*m*), 10 (*m*) y 15 (*m*), bajo el muro. La oquedad para el método (2), fue definida como una zona rectangular que se ubicó a 1,5 (*m*) de profundidad bajo el contacto suelo/muro, dentro una capa de caliza con elevada rigidez. El espesor de la oquedad fue de 1 (*m*) y se utilizaron anchos variables de 5 (*m*), 10 (*m*) y 15 (*m*).

Para estudiar la condición dinámica, se aplicó un sismo en la base del modelo, el cual fue generado a partir de un registro de aceleraciones real y escalado a un PGA de 0,6 (*g*). Para efectos de comparación, se incluyó un caso base sin influencia de suelo salino.

Para el método (1) se estimaron colapsos en el suelo de fundación de 25 (*cm*), 50 (*cm*) y 110 (*cm*) para contenidos de sales del 5%, 10% y 35% respectivamente, considerando el espesor del estrato afectado por sales señalado anteriormente.

Los resultados obtenidos en los análisis estáticos mostraron que, para el caso con zona salina de 5 (*m*) de ancho, el asentamiento máximo en el coronamiento fue menor a un 50% del asentamiento inducido en la base del muro, para todos los porcentajes de sales probados. Mientras que para los casos con anchos de zona afectada por sales mayores a 10 (*m*) y salinidades altas (>10%), los asentamientos máximos en el coronamiento resultaron entre un 70% y 90% del asentamiento inducido en la base.

Para los casos de análisis con oquedad de espesor de 1 (*m*) y de anchos menores o iguales a 10 (*m*), los asentamientos registrados en el coronamiento del muro fueron milimétricos en condición estática, y menores 7 (*cm*) en condición dinámica. Sin embargo, para el caso con oquedad de 15 (*m*) de ancho, se observaron importantes diferencias entre el caso estático y dinámico, presentándose el colapso del suelo sobre la oquedad gatillado por el sismo. En este último caso (oquedad de 15 (*m*) de ancho), se registraron asentamientos en el coronamiento del orden de 3,7 (*cm*) y 23,3 (*cm*) para el caso estático y dinámico, respectivamente.

AVT·VIAM·INVENIAM·AVT·FACIAM

“Encontraré un camino o haré uno”

-Aníbal Barca-

Agradecimientos

Quisiese partir agradeciendo a mi familia, quienes mediante su gran sacrificio personal me dieron la oportunidad de estudiar una carrera universitaria con las mejores condiciones posibles, por su inconmensurable paciencia, apoyo incondicional y por siempre haber estado tanto en las buenas como en las malas.

Agradezco a mi profesor guía Christian González, por haber hecho posible este trabajo de titulación e introducirme en el mundo de la modelación numérica, por la inabarcable paciencia durante las revisiones y por todos los consejos y enseñanzas que me ha transmitido desde su sabiduría como profesional.

Agradezco a los profesores de la comisión Daniela Pollak, Esteban Pavani y Sofia Layera. por sus aportes en la revisión de este documento, paciencia, ayuda en la modelación numérica y por la inmensa confianza depositada en este proyecto.

A mis compañeros de Universidad, desde plan común hasta el final de la especialidad y a quienes por algún u otro motivo conocí, por los grandes momentos y anécdotas vividas durante este lento y constante paso por la institución que endulzarán la memoria, por hacer más amenas aquellas veladas interminables y agotadoras de las semanas de exámenes, por las grandes conversaciones y fiestas que coronaban el último viernes antes de las vacaciones o fines de semana largo, por aquellos gratos momentos de entrenamiento en el gimnasio y por aquellas partidas épicas de *Age of Empires II* en la zona D del CEC, a todos, gracias.

Agradezco a la tía Nelly y a Celia, por haberme recibido junto al grupo de los *Bonachones* en su casa, por preparar esos exquisitos almuerzos y haber compartido esas largas sobremesas que fueron testigos de incontables risas.

Finalmente, quisiera también agradecer a aquellas personas que de alguna u otra manera hicieron un poco más placentera mi estadía en la Universidad y/o me ayudaron a resolver todas las dudas y problemáticas burocráticas, a los funcionarios, a los vendedores de los quioscos, a los vendedores callejeros, etc.

Tabla de contenido

ÍNDICE DE TABLAS	VIII
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos y alcances	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos y alcances	2
1.3 Metodología.....	3
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y REVISIÓN DE ANTECEDENTES.....	5
2.1 Aspectos generales de los depósitos de relaves	5
2.1.1 Contenido de los depósitos de relaves y peligros para la ciudadanía	5
2.1.2 Tipos de depósitos de relaves y métodos de construcción	6
2.1.3 Modos de falla	8
2.2 Marco geológico.....	13
2.2.1 Formación de la cuenca central de Atacama	13
2.2.2 Sales y depósitos salinos	16
2.2.3 Formaciones de roca en la zona	22
2.2.4 Revisión de antecedentes geotécnicos	25
2.3 Asentamientos por disolución de sales y oquedades.....	31
2.4 Efecto arco	36
2.5 Consideraciones para la modelación numérica.....	37
2.5.1 Amortiguamiento de Rayleigh	37
2.5.2 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.....	38
2.6 Sismología, registros sísmicos y revisión de antecedentes sísmicos	39
2.6.1 Evaluación de la severidad de un sismo	41
2.6.2 Tratamiento de señales	42
2.6.2.1 Corrección por línea base	42
2.6.2.2 Filtrado de señales	43
2.6.2.3 Transformada de Fourier	45
2.6.2.4 Deconvolución de señales	45
2.6.3 Antecedentes sísmicos	45
2.6.3.1 Revisión de los catálogos sísmicos y sismos candidatos	46
2.6.3.2 Elección de estaciones de acelerómetros	46

2.6.3.3 Peligro sísmico y definición de aceleración máxima de diseño (PGA)	48
CAPÍTULO III: ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO DE FUNDACIÓN, CARACTERÍSTICAS DEL MURO Y GEOMETRÍA DEL MODELO	49
3.1 Modelación estratigráfica del suelo de fundación	49
3.2 Geometría y estratigrafía del muro.....	50
3.3 Geometría del modelo	52
CAPÍTULO IV: GEOMETRÍA Y UBICACIÓN DEL SUELO SALINO Y OQUEDAD PARA EFECTOS DE MODELACIÓN, Y ASENTAMIENTO POR DISOLUCIÓN DE SALES	55
4.1 Definición de zona afectada por sales bajo el muro.....	55
4.2 Contenido de sales solubles de la zona afectada	58
4.3 Asentamiento por colapso por disolución de sales solubles	59
4.4 Definición de zona de oquedad continua	61
CAPÍTULO V: CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES DEL MODELO NUMÉRICO ..	63
5.1 Parámetros geotécnicos de los materiales del modelo numérico.....	63
CAPÍTULO VI: SISMO DE DISEÑO.....	65
6.1 Escalamiento de los sismos	65
6.2 Elección del registro de aceleraciones	66
CAPÍTULO VII: MODELAMIENTO NUMÉRICO	69
7.1 Mallado del modelo numérico	69
7.2 Condiciones de borde	72
7.3 Análisis estático	73
7.3.1 Modelación estática previa a la imposición de asentamiento por disolución de sales u oquedad	73
7.3.2 Simulación del asentamiento bajo el muro por disolución de sales solubles	73
7.3.3 Simulación de oquedad	74
7.4 Análisis dinámico	74
7.4.1 Acondicionamiento e ingreso del sismo de diseño al modelo dinámico	75
7.4.2 Amortiguamientos.....	78
7.4.3 Definición de puntos de control.....	79

CAPÍTULO VIII: RESULTADOS	81
8.1 Convención de vistas para la presentación de resultados.....	81
8.2 Resultados análisis estático	82
8.2.1 Deformaciones en caso de análisis con asentamiento salino en la base del muro	82
8.2.2 Deformaciones en casos de análisis con oquedades en suelo de fundación	86
8.2.3 Resumen de resultados en casos de análisis estático	88
8.3 Resultados análisis dinámico	88
8.3.1 Resultados para caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedades)	89
8.3.1.1 Deformaciones para caso base de análisis	89
8.3.1.2 Aceleraciones para caso base de análisis	90
8.3.1.3 Espectros de respuesta y función de transferencia	90
8.3.2 Resultados para casos con imposición de asentamiento en la base del muro por disolución de sales	91
8.3.2.1 Deformaciones para casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro	92
8.3.2.2 Aceleraciones para casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro	97
8.3.2.3 Tensiones principales para casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro	98
8.3.3 Resultados para casos con imposición de oquedad en el suelo de fundación.....	99
8.3.4 Resumen de resultados en casos de análisis dinámico	102
CAPÍTULO IX: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	103
9.1 Análisis de deformaciones	103
9.1.1 Deformaciones en caso estático	103
• Asentamientos:	103
• Desplazamientos transversales:.....	104
• Desplazamientos longitudinales:	106
9.1.2 Deformaciones en caso dinámico	108
• Asentamientos:	108
• Desplazamientos transversales:.....	110
• Desplazamientos longitudinales:	112
9.2 Análisis de aceleraciones	112
9.3 Análisis de espectros de respuesta y frecuencia fundamental del muro	113
CAPÍTULO X: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	114
10.1 Conclusiones	114
10.2 Recomendaciones	117
BIBLIOGRAFÍA.....	119
ANEXO A: TRATAMIENTO DE SEÑALES Y RESPUESTA DE ESTRUCTURAS.....	126

ANEXO B: RUTINAS DE MATLAB.....	131
ANEXO C: MODELAMIENTO NUMÉRICO.....	137

Índice de tablas

TABLA 1. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LAS UNIDADES DEL SUELO DE FUNDACIÓN Y DEL MURO.....	27
TABLA 2. VELOCIDAD DE CORTE PROMEDIO REPRESENTATIVA DE LOS MATERIALES.	27
TABLA 3. PARÁMETROS DEL MODELO CONSTITUTIVO MOHR-COULOMB QUE UTILIZA FLAC3D.	39
TABLA 4. LISTA DE SISMOS CANDIDATOS PARA SER ESCALADOS Y UTILIZADOS COMO SISMO DE DISEÑO EN LA MODELACIÓN NUMÉRICA. (CSN.UCHILE.CL; NGDC.NOAA.GOV; EARTHQUAKE.USGS.GOV).....	46
TABLA 5. ESTACIONES SOBRE SUELO TIPO A PARA LOS SISMOS CANDIDATOS. (CSN.UCHILE.CL; EARTHQUAKE.USGS.GOV; RENADIC.CL; BOROSCHEK ET AL, 2012)	47
TABLA 6. ESPESORES DE LOS ESTRATOS DE CALIZAS, SUELO FORMADO POR ARENAS Y LIMOS, Y ROCA ÍGNEA.....	49
TABLA 7. DIMENSIONES DE ZONAS AFECTADAS POR SALES.	56
TABLA 8. PORCENTAJES DE SALES PROMEDIO, EN PROFUNDIDAD, EN EL KILOMETRAJE 18+500.	58
TABLA 9. CASOS DE ANÁLISIS PARA EL MODELAMIENTO NUMÉRICO.	58
TABLA 10. DEFORMACIÓN UNITARIA EN FUNCIÓN DE LA SALINIDAD SEGÚN OLGUÍN (2006).	59
TABLA 11. COMPARACIÓN DE ASENTAMIENTOS (%) SEGÚN ESTUDIO DE MCDUGALL ET AL (2013) Y DE OLGUÍN (2006).....	60
TABLA 12. ASENTAMIENTOS ESTIMADOS EN LA BASE DEL MURO POR DISOLUCIÓN DE SALES SOLUBLES.	60
TABLA 13. CASOS DE ANÁLISIS ACTUALIZADOS PARA EL MODELAMIENTO NUMÉRICO.	62
TABLA 14. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES QUE SERÁN UTILIZADAS EN EL MODELO NUMÉRICO.	63
TABLA 15. VALORES PARA EL ESCALAMIENTO PARA LOS REGISTROS SEMILLA.	65
TABLA 16. INTENSIDAD DE ARIAS, INTENSIDAD DE CRUCES POR CERO, POTENCIAL DESTRUCTIVO, FRECUENCIA FUNDAMENTAL Y DURACIÓN DE MOVIMIENTO FUERTE PARA LOS REGISTROS SEMILLA ESCALADOS.	66
TABLA 17. TAMAÑO MÁXIMO DE LOS ELEMENTOS DE LA MALLA EN FUNCIÓN DEL CONTENIDO DE FRECUENCIAS DEL SISMO Y LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE PROMEDIO DE CADA MATERIAL.	69
TABLA 18. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS QUE SERÁN UTILIZADOS EN EL MALLADO DEL MODELO NUMÉRICO.	70
TABLA 19. AMORTIGUAMIENTOS DE LOS MATERIALES.	78
TABLA 20. RESUMEN DE ASENTAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO.....	88
TABLA 21. RESUMEN DE ASENTAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO.....	102
TABLA 22. DRIFT DE LOS REGISTROS SÍSMICOS.	141

Índice de ilustraciones

ILUSTRACIÓN 1. ESQUEMA DE LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS DE LOS TRANQUES DE RELAVES. (FIGUEROA ET AL, 2017).....	8
ILUSTRACIÓN 2. SUPERFICIE DE FALLA TIPO CIRCULAR (IZQUIERDA); SUPERFICIE DE FALLA TIPO CUÑA DESLIZANTE (DERECHA). (SERNAGEOMIN, 2018)	9
ILUSTRACIÓN 3. GRIETAS LONGITUDINALES POR FUERZAS TENSIONALES (IZQUIERDA); BLOQUE DE FALLA GENERADO POR EXCESO DE TENSIONES DE CORTE SÍSMICAS (DERECHA). (VILLAVICENCIO, 2014)	10
ILUSTRACIÓN 4. PERFIL TRANSVERSAL DEL MURO DEL TRANQUE Y DE LA CAPA DE ARCILLA QUE PROVOCO EL COLAPSO. (KLOHN CRIPPEN BERGER, 2016).....	11
ILUSTRACIÓN 5. CAPA DE ARCILLA SIN PERTURBAR (IZQUIERDA) Y CAPA DE ARCILLA PERTURBADA POR EL DESPLAZAMIENTO CORTANTE (DERECHA). (KLOHN CRIPPEN BERGER, 2016)	12
ILUSTRACIÓN 6. REPRESENTACIÓN DE LOS PLESIOSAURIOS Y LUGAR DONDE FUERON ENCONTRADOS. (FUENTES, 2020)	14
ILUSTRACIÓN 7. CLIMOGRAMAS DE ANTOFAGASTA (IZQUIERDA) Y CALAMA (DERECHA), INFORMACIÓN RECOPIADA DE LA DIRECCIÓN METEOROLÓGICA DE CHILE. (CLIMATOLOGIA.METEOCHILE.GOB.CL)	15
ILUSTRACIÓN 8. CRISTALES QUE FORMAN ALGUNAS DE LAS SALES QUE SE ENCUENTRAN A EN EL NORTE DE CHILE. DE IZQUIERDA HACIA DERECHA Y DE ARRIBA HACIA ABAJO SE ORDENAN DE LA SIGUIENTE MANERA: HALITA, CALCITA, YESO, ANHIDRITA, ULEXITA Y THENARDITA. (GEOLOGYSCIENCE.COM; MINERIAENLÍNEA.COM)	17
ILUSTRACIÓN 9. SALARES EN EL NORTE GRANDE DE CHILE. (SERNAGEOMIN, 2010)	18
ILUSTRACIÓN 10. ESQUEMA DE ZONACIÓN TEÓRICA SEGÚN RICHTER (1972), Y BASCULACIÓN DE DEPÓSITOS SALINOS SUPERFICIALES SEGÚN ZONACIÓN MINERALÓGICA EN LAGUNA AZUFRERA HACIA EL ESTE: (A) COSTRA DE SULFATOS; (B) COSTRA SULFO-CLORURADA; (C) COSTRA DE CLORUROS, SEGÚN VILA (1975).	21
ILUSTRACIÓN 11. ZONA Y FORMACIONES GEOLÓGICAS CORRESPONDIENTES AL GRUPO LITOESTRATIGRÁFICO LOA. (DE WET ET AL, 2015)	22
ILUSTRACIÓN 12. PERFIL TRANSVERSAL DEL MURO Y SUELO DE FUNDACIÓN TOMADO COMO REFERENTE DE LOS ANTECEDENTES, MODIFICADO. (IDIEM, 2020).....	26
ILUSTRACIÓN 13. PERFIL LONGITUDINAL DEL MURO Y SUELO DE FUNDACIÓN TOMADO COMO REFERENTE DE LOS ANTECEDENTES, MODIFICADO. (IDIEM, 2020).....	26
ILUSTRACIÓN 14. CALICATA EN TERRENO DONDE SE APRECIA EL CONTENIDO SALINO EN EL SUELO DE FUNDACIÓN EN FORMA DE COSTRAS BLANCAS. (IDIEM, 2020).....	28
ILUSTRACIÓN 15. RESULTADOS DE CONTENIDO DE SALES DEL SUELO DE FUNDACIÓN DE LOS MUROS DE UN TRANQUE DE RELAVES EN LA ZONA NORTE, MODIFICADO. (IDIEM, 2020) ...	29
ILUSTRACIÓN 16. RESULTADOS COLAPSO DE LAS MUESTRAS TALLADAS A PARTIR DE LAS COLPAS EXTRAÍDAS DE LAS CALICATAS, MODIFICADO. (IDIEM, 2019)	30

ILUSTRACIÓN 17. GRÁFICO DE LOS RESULTADOS DE COLAPSO PARA LAS MUESTRAS DE COLPAS EN CALICATAS ENTRE EL KILOMETRAJE 17+500 Y 19+000 PARA UNA TENSIÓN VERTICAL DE 8 (KG/CM ²). (IDIEM, 2019)	31
ILUSTRACIÓN 18. CURVA DE ENSAYO EDOMÉTRICO CON PRESENCIA SALES SOLUBLES EN LA MUESTRA, SE PUEDE OBSERVAR EL COLAPSO ENTRE LOS PUNTOS B Y C. (FONCEA ET AL, 2006)	32
ILUSTRACIÓN 19. RESULTADOS DE LOS EXPERIMENTOS DE MCDUGALL ET AL (2013) PARA MEZCLAS DE ARENA-SAL POBREMENTE GRADUADA CON DISTINTOS TAMAÑOS DE PARTÍCULAS DE SAL (IZQUIERDA) Y DE ARENA-SAL BIEN GRADUADA CON DISTINTOS TAMAÑOS DE PARTÍCULA DE SAL (DERECHA).....	33
ILUSTRACIÓN 20. ESTRUCTURA TIPO SOLDADA Y TIPO MATRIZ PARA SUELOS SALINOS. (OLGUÍN ET AL, 2006).....	34
ILUSTRACIÓN 21. RESULTADOS OBTENIDOS POR OLGUÍN (2006) EN ENSAYOS EDOMÉTRICOS SOBRE SUELO SALINO CON UNA PRESIÓN VERTICAL DE 2 (KG/CM ²), MODIFICADO.	35
ILUSTRACIÓN 22. ESQUEMA DEL ENSAYO "TRAPDOOR" DE TERZAGHI. (PARDO, 2013).....	36
ILUSTRACIÓN 23. DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS CON LA TÉCNICA CID. (PARDO, 2013)	37
ILUSTRACIÓN 24. AMORTIGUAMIENTO COMO FUNCIÓN DE LA FRECUENCIA. (BATHE, 2014)	38
ILUSTRACIÓN 25. ZONA SISMOGÉNICA TÍPICA DE CHILE CONTINENTAL Y TIPO DE SISMOS. (CENTRO SISMOLÓGICO NACIONAL, 2013)	39
ILUSTRACIÓN 26. ONDAS SÍSMICAS. (SÁEZ, 2016)	40
ILUSTRACIÓN 27. RELACIÓN ENTRE LOS MÓDULOS ELÁSTICOS DE UN SÓLIDO ISÓTROPICO, ELÁSTICO Y HOMOGÉNEO. (LAY & WALLACE, 1995).....	41
ILUSTRACIÓN 28. ERROR POR DESPLAZAMIENTO DE LÍNEA BASE. (MOORE ET AL, 2002)	43
ILUSTRACIÓN 29. RUIDO DE ALTA FRECUENCIA (IZQUIERDA) Y RUIDO DE BAJA FRECUENCIA (DERECHA). (HUDSON, 1979).....	44
ILUSTRACIÓN 30. VISTA ISOMÉTRICA DE LOS ESTRATOS DEL SUELO DE FUNDACIÓN, SE PUEDE APRECIAR EL ESTRATO DE CALIZAS (AZUL), EL ESTRATO DE ARENAS Y LIMOS (VERDE) Y EL ESTRATO DE ROCAS ÍGNEAS (ROJO).	50
ILUSTRACIÓN 31. PERFIL TRANSVERSAL GENERAL DEL MURO.....	51
ILUSTRACIÓN 32. DETALLE DEL PERFIL TRANSVERSAL DEL MURO AGUAS ABAJO.	51
ILUSTRACIÓN 33. DETALLE DEL PERFIL TRANSVERSAL DEL MURO AGUAS ARRIBA.....	51
ILUSTRACIÓN 34. MODELO 3D DEL SUELO DE FUNDACIÓN Y DEL MURO VISTO DESDE LA ESQUINA DERECHA SUPERIOR CON LAS UNIDADES REPRESENTADAS CON COLORES: ROCA ÍGNEA (ROJO); ARENAS Y LIMOS (VERDE); CALIZA (AZUL), ARENAS CICLONEADAS (CELESTE), LASTRES (PÚRPURA); RELAVES (AMARILLO).....	53
ILUSTRACIÓN 35. MODELO 3D DEL SUELO DE FUNDACIÓN Y DEL MURO VISTO DESDE LA ESQUINA IZQUIERDA SUPERIOR CON LAS UNIDADES REPRESENTADAS CON COLORES: ROCA ÍGNEA (ROJO); ARENAS Y LIMOS (VERDE); CALIZA (AZUL), ARENAS CICLONEADAS (CELESTE), LASTRES (PÚRPURA); RELAVES (AMARILLO).....	53
ILUSTRACIÓN 36. MODELO 3D DEL SUELO DE FUNDACIÓN Y DEL MURO VISTO DESDE LA ESQUINA IZQUIERDA SUPERIOR CON LAS UNIDADES REPRESENTADAS CON TEXTURIZADO DE MATERIALES.	54

ILUSTRACIÓN 37. CONVENCION DE DIMENSIONES PARA LA ZONA AFECTADA POR SALES SOLUBLES.	55
ILUSTRACIÓN 38. CORTE DEL PERFIL TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL MODELO CON ZONA AFECTADA POR SALES SOLUBLES (ROJO). DENTRO DEL RECUADRO NEGRO EN LA ESQUINA SUPERIOR DERECHA APARECE RESALTADA EN AZUL LA SECCION REPRESENTADA DEL MODELO.	56
ILUSTRACIÓN 39. PERFIL TRANSVERSAL DEL MODELO CON ZONA AFECTADA POR SALES SOLUBLES (ROJO).	57
ILUSTRACIÓN 40. PERFIL LONGITUDINAL DEL MODELO CON ZONA AFECTADA POR SALES SOLUBLES (ROJO), LINEA AMARILLA MARCA EL LIMITE DEL MURO CON EL SUELO DE FUNDACION.	57
ILUSTRACIÓN 41. CORTE DEL PERFIL TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL MODELO CON OQUEDAD. DENTRO DEL RECUADRO NEGRO EN LA ESQUINA SUPERIOR DERECHA APARECE RESALTADA EN AZUL LA SECCION REPRESENTADA DEL MODELO.	61
ILUSTRACIÓN 42. CORTE DEL PERFIL TRANSVERSAL DEL MODELO CON OQUEDAD.	62
ILUSTRACIÓN 43. PARAMETROS GEOTECNICOS DE LOS MATERIALES QUE SERAN UTILIZADOS EN EL MODELO NUMERICO.	64
ILUSTRACIÓN 44. ACELERACIONES, VELOCIDADES Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DEL SISMO DE DISEÑO.	67
ILUSTRACIÓN 45. ACELERACIONES, VELOCIDADES Y DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DEL SISMO DE DISEÑO.	68
ILUSTRACIÓN 46. TRANSFORMADAS DE FOURIER PARA SISMO DE DISEÑO HORIZONTAL Y VERTICAL.	68
ILUSTRACIÓN 47. PERFIL TRANSVERSAL DEL MALLADO.	70
ILUSTRACIÓN 48. PERFIL EN PLANTA DEL MALLADO.	71
ILUSTRACIÓN 49. VISTA ISOMETRICA DEL MALLADO.	71
ILUSTRACIÓN 50. CONDICIONES DE BORDE DE CAMPO LIBRE O "FREE FIELD BOUNDARY".	72
ILUSTRACIÓN 51. MODELO EQUIVALENTE USADO PARA ACONDICIONAR EL SISMO DE DISEÑO. ..	76
ILUSTRACIÓN 52. ESQUEMA DEL MODELO EQUIVALENTE PARA LA DETERMINACION DE SISMO A APLICAR EN LA BASE DEL MODELO NUMERICO.	77
ILUSTRACIÓN 53. ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACION HORIZONTAL Y VERTICAL PARA LOS REGISTROS DEL SISMO DE DISEÑO Y DEL SISMO EN SUPERFICIE LIBRE DEL MODELO EQUIVALENTE. EL ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO EN SUPERFICIE LIBRE DEL MODELO EQUIVALENTE FUE OBTENIDO A PARTIR DEL ANALISIS DINAMICO CON EL SISMO DE DISEÑO INGRESADO EN LA BASE DEL MODELO EQUIVALENTE Y ESCALADO A 0,38.	77
ILUSTRACIÓN 54. CURVAS DE AMORTIGUAMIENTO-DEFORMACION ANGULAR SEGUN KOKUSHO (1987).	78
ILUSTRACIÓN 55. PUNTOS DE CONTROL EN EL CORONAMIENTO Y EN LA BASE DEL MURO DESDE VISTA LONGITUDINAL PARA CASO DE ANALISIS 2, ZONA SALINA DE 10 (m) DE ANCHO (VER TABLA 13).	79
ILUSTRACIÓN 56. PUNTOS DE CONTROL A Y B DESDE VISTA FRONTAL.	80
ILUSTRACIÓN 57. PUNTO DE CONTROL EN EL CAMPO LIBRE (C).	80

ILUSTRACIÓN 58. PERFIL L-L QUE CORTA LONGITUDINALMENTE EL MURO POR LA MITAD DEL CORONAMIENTO.	81
ILUSTRACIÓN 59. PERFIL T-T QUE CORTA TRANSVERSALMENTE EL MODELO POR EL CENTRO DE LA ZONA AFECTADA POR SALES U OQUEDADES.	82
ILUSTRACIÓN 60. DEFORMACIONES ESTÁTICAS TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 5 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 1, 2 Y 3 (VER TABLA 13).	83
ILUSTRACIÓN 61. DEFORMACIONES ESTÁTICAS VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 5 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 1,2 Y 3 (VER TABLA 13).....	83
ILUSTRACIÓN 62. DEFORMACIONES ESTÁTICAS TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 10 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 4, 5 Y 6 (VER TABLA 13).	84
ILUSTRACIÓN 63. DEFORMACIONES ESTÁTICAS VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 10 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 4,5 Y 6 (VER TABLA 13).....	84
ILUSTRACIÓN 64. DEFORMACIONES ESTÁTICAS TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	85
ILUSTRACIÓN 65. DEFORMACIONES ESTÁTICAS VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).....	85
ILUSTRACIÓN 66. DEFORMACIONES ESTÁTICAS TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON OQUEDAD BAJO EL SUELO DE FUNDACIÓN DE 5 (m), 10 (m) Y 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 10, 11 Y 12 (VER TABLA 13).	86
ILUSTRACIÓN 67. DEFORMACIONES ESTÁTICAS VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) PARA MODELOS CON OQUEDAD BAJO EL SUELO DE FUNDACIÓN DE 5 (m), 10 (m) Y 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 10, 11 Y 12 (VER TABLA 13).....	87
ILUSTRACIÓN 68. DEFORMACIONES TRANSVERSALES (PERFIL T-T), DEFORMACIONES LONGITUDINALES (PERFIL L-L), DEFORMACIONES VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL FINAL (PERFIL L-L) POST SISMO PARA EL CASO BASE DE ANÁLISIS (SIN SUELO SALINO NI OQUEDADES).	89
ILUSTRACIÓN 69. ACELERACIONES HORIZONTALES Y VERTICALES REGISTRADAS EN EL CORONAMIENTO DEL MURO (PUNTO DE CONTROL A), BASE DEL MURO (PUNTO DE CONTROL B) Y CAMPO LIBRE (PUNTO DE CONTROL C) PARA EL CASO BASE DE ANÁLISIS.	90
ILUSTRACIÓN 70. ESPECTROS DE RESPUESTA DE PSEUDO ACELERACIÓN DE LA COMPONENTE HORIZONTAL DEL REGISTRO DE ACELERACIONES OBTENIDO EN LA SUPERFICIE LIBRE DEL MODELO EQUIVALENTE (VER ILUSTRACIÓN 52) Y DEL REGISTRO OBTENIDO EN EL ESTRATO DE CALIZA EN CAMPO LIBRE (PUNTO C).	90
ILUSTRACIÓN 71. TRANSFORMADA DE FOURIER Y FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL MURO.	91

ILUSTRACIÓN 72. DEFORMACIONES TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 5 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 1, 2 Y 3 (VER TABLA 13).	93
ILUSTRACIÓN 73. DEFORMACIONES VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 5 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 1, 2 Y 3 (VER TABLA 13).	93
ILUSTRACIÓN 74. DEFORMACIONES TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 10 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 4, 5 Y 6 (VER TABLA 13).	94
ILUSTRACIÓN 75. DEFORMACIONES VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 10 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 4, 5 Y 6 (VER TABLA 13).	94
ILUSTRACIÓN 76. DEFORMACIONES TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	95
ILUSTRACIÓN 77. DEFORMACIONES VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	95
ILUSTRACIÓN 78. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES DURANTE EL SISMO EN EL PUNTO DE CONTROL A PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	96
ILUSTRACIÓN 79. ACELERACIONES HORIZONTALES Y VERTICALES DURANTE EL SISMO EN EL PUNTO DE CONTROL A PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	97
ILUSTRACIÓN 80. TENSIONES PRINCIPALES MAYORES DURANTE EL SISMO EN LOS PUNTOS DE CONTROL A Y B PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	98
ILUSTRACIÓN 81. TENSIONES PRINCIPALES MENORES DURANTE EL SISMO EN LOS PUNTOS DE CONTROL A Y B PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	99
ILUSTRACIÓN 82. DEFORMACIONES TRANSVERSALES (PERFIL T-T) Y LONGITUDINALES (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON OQUEDAD BAJO EL SUELO DE FUNDACIÓN DE 5 (m), 10 (m) Y 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 10, 11 Y 12 (VER TABLA 13).	100
ILUSTRACIÓN 83. DEFORMACIONES VERTICALES (PERFIL L-L) Y TENSIÓN VERTICAL (PERFIL L-L) POST SISMO PARA MODELOS CON OQUEDAD BAJO EL SUELO DE FUNDACIÓN DE 5 (m), 10 (m) Y 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 10, 11 Y 12 (VER TABLA 13).	100
ILUSTRACIÓN 84 ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DURANTE EL SISMO EN EL PUNTO DE CONTROL A PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO 10, 11 Y 12 (VER TABLA 13).	101
ILUSTRACIÓN 85. ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS VERTICALES DURANTE EL SISMO EN EL PUNTO DE CONTROL A PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICO 10, 11 Y 12 (VER TABLA 13).	101

ILUSTRACIÓN 86. RAZÓN ENTRE EL ASENTAMIENTO MÁXIMO EN EL CORONAMIENTO Y EL ASENTAMIENTO IMPUESTO EN LA BASE DEL MURO PARA LOS CASOS DE ANÁLISIS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	103
ILUSTRACIÓN 87. CUADRO COMPARATIVO DE LA INFLUENCIA DE LA ZONA DONDE SE PRODUCE LA RESISTENCIA A LA MASA MOVILIZADA DEL SUELO. SE PRESENTAN LOS CASOS DE ANÁLISIS 1 Y 7, RESPECTIVAMENTE (VER TABLA 13).	104
ILUSTRACIÓN 88. RESUMEN DE LOS DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES MÁXIMOS EN EL MURO EN LOS CASOS DE ANÁLISIS ESTÁTICOS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	105
ILUSTRACIÓN 89. ZONA DONDE SE PRESENTAN LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS TRANSVERSALES Y VECTOR DE DESPLAZAMIENTO TOTAL PARA EL CASO 3 Y 12 (VER TABLA 13).	105
ILUSTRACIÓN 90. CONTORNO DE DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN TRANSVERSALES Y REPRESENTACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS EN LA BASE DEL MURO PARA CASOS DE ANÁLISIS 9 Y 12 (VER TABLA 13).	106
ILUSTRACIÓN 91. UBICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS LONGITUDINALES (PERFIL L-L) PARA EL CASO ESTÁTICO EN MODELOS CON ZONA AFECTADA POR SALES BAJO EL MURO DE 5 (m) Y 15 (m) DE ANCHO. CASOS DE ANÁLISIS 1, 2, 3, 7, 8 Y 9 (VER TABLA 13).	107
ILUSTRACIÓN 92. COMPARACIÓN ENTRE LOS CASOS DE ANÁLISIS 1 Y 12 (VER TABLA 13). SE OBSERVA QUE EL CONTORNO DE DEFORMACIÓN ES SIMILAR, PERO LOS VALORES MÁXIMOS PARA EL DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL EN EL CORONAMIENTO VARIÁN UN 50%.	107
ILUSTRACIÓN 93. ASENTAMIENTOS EN EL MURO EN LOS CASOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS EN MODELOS CON OQUEDADES DE 5 (m), 10 (m) Y 15 (m) DE ANCHO.	109
ILUSTRACIÓN 94. ASENTAMIENTOS MÁXIMOS EN CORONAMIENTO POST SISMO PARA CASOS DE ANÁLISIS CON OQUEDADES EN EL SUELO DE FUNDACIÓN Y CASO BASE DE ANÁLISIS (SIN SUELO SALINO NI OQUEDADES).	109
ILUSTRACIÓN 95. DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES EN DISTINTOS CASOS DE ANÁLISIS E ISOLÍNEAS DE DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL PARA 0,5 (m), 0,25 (m) Y 0,1 (m) EN ROJO, AMARILLO Y VERDE, RESPECTIVAMENTE.....	111
ILUSTRACIÓN 96. COMPARACIÓN ENTRE EL REGISTRO DE ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL CASO BASE Y DEL CASO CON OQUEDAD DE 15 (M) DE ANCHO EN EL PUNTO DE CONTROL A.	112
ILUSTRACIÓN 97. ESTRUCTURA DE 1 GDL CON CARGA ARBITRARIA APLICADA EN LA BASE. (ROJAS, 2018)	127
ILUSTRACIÓN 98. DATOS DE ACELERACIÓN DE LOS REGISTROS SÍSMICOS.....	131
ILUSTRACIÓN 99. FORMATO DE REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS POR FLAC3D.	138
ILUSTRACIÓN 100. GRÁFICO DE DESPLAZAMIENTOS SIN CORREGIR Y CORREGIDOS POR DRIFT (ARRIBA), Y DETALLE DE ESTOS AL FINAL DEL REGISTRO (ABAJO).	141
ILUSTRACIÓN 101. TENSIONES VERTICALES PARA EL MODELO ORIGINAL Y EL MODELO EXTENDIDO.....	143
ILUSTRACIÓN 102. TENSIONES HORIZONTALES PARA EL MODELO ORIGINAL Y EL MODELO EXTENDIDO.....	143
ILUSTRACIÓN 103. REGISTROS DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTOS EN CAMPO LIBRE EN EL MODELO ORIGINAL (PUNTO DE CONTROL C) Y EN EL MODELO EXTENDIDO (PUNTO DE CONTROL C').	144

ILUSTRACIÓN 104. ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELERACIÓN DEL MODELO ORIGINAL (PUNTO DE CONTROL C) Y EL MODELO EXTENDIDO (PUNTO DE CONTROL C').	145
ILUSTRACIÓN 105. REGISTROS DE ACELERACIÓN Y DESPLAZAMIENTOS EN EL CORONAMIENTO EN EL MODELO ORIGINAL (PUNTO DE CONTROL A) Y EN EL MODELO EXTENDIDO (PUNTO DE CONTROL A').	145

Capítulo I: Introducción

1.1 Motivación

El suelo es uno de los materiales de construcción más antiguos y universal utilizado por el ser humano dada la abundancia y economía de este. Su uso se puede remontar varios siglos antes de Cristo con estructuras tan simples como canales, zanjas, rampas, material de relleno, etc. Remanentes de estos tiempos arcaicos se pueden observar en la actualidad, como por ejemplo, en el sitio arqueológico de Jawa, Jordania, donde se encuentra la presa de material mixto, mampostería y tierra, más antigua conocida por el ser humano y que dataría del cuarto milenio antes de Cristo aproximadamente. (Helms, 1981)

En Chile en la actualidad, la minería es una de las principales actividades económicas que hace uso masivo del suelo como material de construcción. Esto se puede observar en las estructuras de contención de los relaves mineros conocidas genéricamente como depósitos de relaves. Los depósitos de relaves se subclasifican según la cantidad de agua que contiene el relave y según el método empleado para contenerlo. Las principales obras que se utilizan en Chile son los embalses de relaves, depósitos de relaves filtrados y tranques de relaves. Estos últimos son los más importantes en términos de cantidad ya que, según la información publicada por el Sernageomin (2019), existen 742 depósitos de relaves en el país de los cuales 603 corresponden a estructuras de tranques de relaves.

Los depósitos de relaves se concentran principalmente en la zona norte del país, donde existe una presencia abundante de suelos salinos (salinidad mayor al 3% según la norma Nch 3394). Esto se debe a las condiciones geológicas que habrían generado una gran cuenca deprimida rellena con depósitos salinos de origen marino y volcánico, y a la predominancia de una climatología árida o semiárida.

Los suelos salinos tienden a tener buenas propiedades geotécnicas cuando se encuentran en estado seco, ya que el efecto cementante de las sales genera rigidez y cohesión alta. Sin embargo, cuando se instala una estructura artificial como lo es un tranque de relaves, el agua contenida en el relave puede escurrir a través el muro, llegar a la fundación y disolver las sales, con ello, se podrían generar problemas de asentamientos en los sectores donde hubo una pérdida considerable de la rigidez, lo cual podría implicar un riesgo para la estabilidad física del muro. Esto último, puede ser acrecentado si se incorpora una sollicitación dinámica generada por los grandes sismos recurrentes en Chile.

Bajo este contexto, la principal motivación de este trabajo de memoria es evaluar el posible impacto que podrían tener los asentamientos del suelo de fundación, producto de la disolución de las sales solubles presentes en este, sobre un muro de tranque de

relaves. Para ello, se modelará estática y dinámicamente un muro apoyado sobre suelo con alto contenido salino ubicado en el norte de Chile, en la región de Antofagasta, y se simulará el efecto de la disolución de las sales mediante dos métodos: (1) Inducir un asentamiento en la base del muro equivalente al hipotético colapso generado por disolución de sales; (2) Generar un espacio vacío (oquedad) de geometría regular en el terreno de fundación, cercano a la superficie.

Para el método (1), se estimará la deformación que se puede producir en la base del muro producto de la disolución de sales, considerando distintos porcentajes de salinidad y variando la extensión de la zona afectada. Para el método (2), se impondrá una cavidad (oquedad) en el suelo de fundación subyacente al muro con espesor igual a 1 (m), variando la extensión de la zona afectada. Para evaluar dinámicamente la respuesta del muro, se generará un registro de aceleraciones a partir del escalamiento a un PGA horizontal de 0,6 (*g*) de un sismo real, el cual será aplicado en la base del modelo.

1.2 Objetivos y alcances

1.2.1 Objetivo general

Estudiar el comportamiento estático y dinámico de un muro de un tranque de relaves apoyado sobre suelo salino y con presencia de oquedades generadas por la disolución de sales solubles, evaluar su estabilidad y estimar sus deformaciones y aceleraciones máximas alcanzadas.

1.2.2 Objetivos específicos y alcances

- Realizar una revisión bibliográfica de los antecedentes geotécnicos disponibles de los suelos del norte de Chile, particularmente de la cuenca de Calama.
- Generar un registro de aceleraciones sintético mediante la adaptación de un sismo real, del tipo interplaca, escalado a un PGA horizontal de 0,6 (*g*). Este registro se empleará como sollicitación sísmica.
- Definir zona afectada por sales bajo el muro, estimando, a partir de datos empíricos, el asentamiento o colapso generado por la disolución de sales en función de su contenido. Se considerarán anchos para la zona afectada por sales entre los 5 (m) y 15 (m), y contenidos de salinidad del 5%, 10% y 35%.
- Definir zona afecta por oquedad bajo el suelo de fundación, en base a la revisión de los antecedentes geotécnicos, con anchos variables entre los 5 (m) y 15 (m), y

espesor o alto de oquedad de 1 (m). Se asumirá que esta oquedad (caverna) se generó (hipotéticamente) con anterioridad al presente estudio.

- Modelar numéricamente un muro de tranque de relaves de construcción mixta, aguas abajo y línea central, compuesto por material de arenas y lastres. No se incluirá el sistema de drenaje en el mallado del modelo, ni la influencia del nivel freático (presiones de poro). La modelación será tridimensional y se realizará con el software FLAC3D.
- Para los casos con disolución de sales, imponer el asentamiento, o colapso, estimado para los diferentes contenidos de sales solubles en la base del muro en condición estática, y posteriormente realizar un análisis dinámico.
- Para los casos con oquedades, imponer la oquedad en el suelo de fundación en condición estática, y posteriormente realizar un análisis dinámico.
- Incluir un caso base de análisis dinámico en el cual el suelo de fundación no se encuentre afectado por sales.
- Analizar los resultados, tanto en condición estática como dinámica, de los asentamientos en el coronamiento, deformaciones transversales, deformaciones longitudinales y aceleraciones alcanzadas.

1.3 Metodología

Etapa 1: Marco teórico y revisión de antecedentes

En esta etapa se revisará la información bibliográfica referente a muros de tranques de relaves, suelo salino, tratamiento de señales sísmicas, etc. Se describirá el marco geológico de la zona de estudio junto con la estratigrafía del suelo de fundación y caracterización geotécnica de materiales. Además, se revisarán los antecedentes de los sismos semilla para ser escalados, obtenidos de los catálogos sísmicos del CSN, USGS y RENADIC.

Etapa 2: Creación de rutinas auxiliares en MATLAB

Se crean las rutinas auxiliares en el software MATLAB para el tratamiento de señales sísmicas, junto a todas aquellas rutinas que serán utilizadas para el análisis de los resultados y la creación de gráficos.

Etapa 3: Definición de la geometría del muro y estratigrafía del suelo, junto con la caracterización geotécnica de materiales, estimación de asentamiento por colapso del suelo salino y geometría de oquedad.

En base a la recopilación de antecedentes, se define la geometría del muro, estratigrafía del suelo de fundación, se recopila la caracterización geotécnica de los materiales del suelo y del muro, se define el porcentaje de sales en el suelo y la zona afectada por estas (ancho, largo y espesor), se estima el asentamiento en función de la salinidad y se define la geometría de la oquedad (ancho, largo y espesor). Esto constituye la información específica con la cual se generará el modelo numérico.

Etapa 4: Adaptación y elección del registro de aceleraciones

Con las rutinas auxiliares de MATLAB, se procesan los sismos semillas recopilados en la revisión de antecedentes, aplicando una corrección por línea base y filtrado de señales. Luego, se escoge el sismo que por sus características represente de mejor manera a un sismo severo que podría ocurrir en la zona de estudio. Se escala a un PGA de 0,6 (*g*) para el registro horizontal y 0,4 (*g*) para el registro vertical.

Etapa 5: Modelamiento numérico

Considerando la geometría del muro, caracterización geotécnica de los materiales y el registro de aceleraciones de diseño, se procede a la modelación numérica en FLAC3D, donde se crea el mallado de tal forma de asegurar la correcta la propagación de las ondas sísmicas en el modelo. Luego, se genera la rutina para el asentamiento del suelo de fundación producto de la disolución de sales bajo el muro, y también la rutina para crear una oquedad dentro del estrato afectado por sales. Entonces, se procede a la aplicación del sismo en la base de los modelos y se obtienen los resultados de deformaciones, aceleraciones y tensiones que caracterizan a la condición post sismo.

Etapa 6: Resultados, análisis y discusiones

Finalmente, se analizan los resultados obtenidos en los modelos estáticos y dinámicos para su posterior discusión.

Capítulo II: Marco teórico y revisión de antecedentes

2.1 Aspectos generales de los depósitos de relaves

Según el Sernageomin (2020), los relaves son aquellos sólidos finamente molidos que se descartan en las operaciones mineras cuando se ha extraído todo, o mayor parte, del material económicamente atractivo (mineral). Por otro lado, el decreto supremo N°248 (2007) define al relave como a una suspensión de sólidos en líquidos, formando una pulpa, que se genera y desecha en las plantas de concentración húmeda de especies minerales que han experimentado una o varias etapas en circuito de molienda fina.

Las estructuras en las cuales se almacenan los relaves son conocidas, valga la redundancia, como “depósitos de relaves”, y que el Sernageomin (2020) define como: “Obra de ingeniería diseñada para satisfacer exigencias legales nacionales, de modo que se aisle completamente los sólidos (relaves) depositados del ecosistema circundante.” Un tranque de relaves es un tipo en específico de depósito, lo cual se explicará en mayor detalle en los siguientes subcapítulos.

2.1.1 Contenido de los depósitos de relaves y peligros para la ciudadanía

El decreto 148 del ministerio de salud sobre manejo de residuos peligrosos en el artículo 23, establece como material no peligroso a los desechos correspondientes a los residuos de minerales tratados por lixiviación y a los relaves. Sin embargo, en el mismo artículo se esclarece que la autoridad sanitaria podrá, en casos calificados, requerir de un generador de caracterización de residuos mineros masivos para muestrear, analizar, y evaluar la peligrosidad de estos residuos.

Según un estudio realizado por el Sernageomin para el programa de caracterización geoquímica de los depósitos de relaves en Chile (2017), los elementos mayores formadores de minerales presentes en los depósitos de relaves chilenos y expresados en su forma de óxidos son: Silicio (SiO_2), Aluminio (Al_2O_3), Titanio (TiO_2), Hierro (Fe_2O_3), Calcio (CaO), Magnesio (MgO), Manganeso (MnO), Sodio (Na_2O), Potasio (K_2O), Fósforo (P_2O_5), Azufre (SO_3). Estos forman un 99,06% de la composición de los relaves y son inocuos en términos ambientales. Del resto de los elementos, un 0,82% corresponde a la suma de metales, no metales y metaloides, los cuales corresponden a elementos traza como Cobre (Cu), Cromo (Cr), Plata (Ag), etc. Un 0,01% corresponde a elementos de tierras raras, y el 0,11% restante corresponde a elementos no medidos por el estudio.

Algunos de los elementos mencionados en el estudio son considerados como compuestos de connotación ambiental (CCA), y pueden representar un problema para el medioambiente y la salud del ser humano si se infiltran en los cauces de agua natural y

llegan a la red de consumo. Entre estos elementos se encuentra el cobre, cromo, níquel, cinc, plomo, arsénico, cadmio, y mercurio.

En vista de lo que dictamina la ley y en conjunto con el estudio del Sernageomin, se puede deducir que la sola presencia de material de relave minero en las cercanías de una población no necesariamente genera un peligro por contaminación ambiental, ya que para esto es necesaria la infiltración y concentración de los CCA (menos del 1% de la composición del relave) en la red de consumo de agua potable.

Sin embargo, la masa del relave contenido es la que verdaderamente puede representar un peligro, ya que, en caso de producirse un colapso del muro de contención producto de un mal diseño, una mala construcción u operación, los relaves pueden bajar por las pendientes naturales, formando aluviones y arrasando con las poblaciones locales que se encuentren en el área afectada por el escurrimiento.

Ejemplos de estos colapsos son abundantes a nivel internacional, como lo acontecido en Mount Polley (2014), Bento Rodrigues (2015), Brumadinho (2019), etc. Como a nivel nacional, por ejemplo, con las fallas de los tranques Barahona (1928), El cobre (1965) y Las Palmas (2010).

2.1.2 Tipos de depósitos de relaves y métodos de construcción

Los depósitos de relaves son clasificados, según el decreto supremo N°248 (2007), por la materialidad del muro y la forma en la cual se depositan los relaves, así como por el tipo de relave.

Según la materialidad del muro y la forma de depositación de los relaves se tiene:

- **Embalses de relaves**
- **Tranques de relaves**

Según el tipo de relave:

- **Relaves espesados**
- **Relaves en pasta**
- **Relaves filtrados**

Se considera a un depósito de relaves como *embalse de relaves*, cuando el muro que mantiene el relave confinado se construye con material de empréstito y se encuentra impermeabilizado en el coronamiento y en su talud interno, o bien, si el relave se encuentra en una depresión natural y no se requiere de la construcción de un muro (DS N° 248, 2007). Por el contrario, si el relave se encuentra contenido por un muro construido con la fracción más gruesa del mismo relave (arenas), se denomina como *tranque de relaves* (DS N° 248, 2007). Los tranques de relaves deben depositar los sólidos finos en la cubeta, o volumen físico, a modo de generar una sedimentación y la formación de una

laguna de aguas claras que debe estar lo más alejada, en la medida de lo posible, del muro. Los embalses de relave, en cambio, pueden depositar el relave en la cubeta sin generar dicha clasificación.

Los relaves espesados se definen como aquellos relaves que antes de ser depositados, son sometidos a un proceso de sedimentación mediante espesadores, eliminando la parte importante del agua que contienen (DS N° 248, 2007). Contienen aproximadamente un 65% de sólidos (Lara, 2013). Por otro lado, los relaves en pasta son aquellos relaves con una consistencia intermedia entre los relaves espesados y los relaves filtrados. Corresponden a una mezcla de relaves sólidos y agua, entre el 10% y 25% de esta, que contiene partículas finas (DS N° 248, 2007). Contienen aproximadamente un 75% de sólidos (Lara, 2013). Finalmente, los relaves filtrados son aquellos relaves sometidos a un proceso de filtración mediante equipos especiales de filtros, donde se asegure una humedad menor al 20%, este último es el tipo de relave de más consistencia (DS N° 248, 2007). Contienen aproximadamente un 85% de sólidos (Lara, 2013).

Otro parámetro utilizado en la actualidad, y que sirve para identificar al material de relave, es la tensión de fluencia, ya que la definición de los relaves según su porcentaje de sólidos puede variar según autor y, además, existen otros factores como la mineralogía, tamaño de partículas, etc. Que pueden afectar la reología del material.

Los métodos de construcción para los tranques de relaves son tres, y corresponden al método de crecimiento aguas bajo, eje central y aguas arriba. Este último está prohibido en Chile dado el pobre desempeño sísmico que han presentado los tranques construidos con ese método históricamente, y que han desencadenado en fallas o colapsos del muro con vaciado de material.

El método aguas abajo, consiste en ir construyendo el muro en la dirección contraria al depósito de relaves, es decir, el muro se apoya solamente sobre el suelo de fundación, jamás sobre el relave. Por otro lado, en el método de crecimiento por línea o eje central, el muro crece tanto en la dirección donde se deposita el relave como en la dirección contraria. Sin embargo, su mayor incremento volumétrico se presenta en dirección aguas abajo, donde el ancho de la base del muro es incrementado hasta conseguir el talud de diseño. Aguas arriba, el muro se apoya en una fracción mínima sobre el relave, lo cual genera el “endentado” del muro. El método de crecimiento aguas arriba va, como su nombre lo indica, aumentando su volumen en la dirección del depósito de relaves, con lo cual el muro se apoya casi exclusivamente sobre este material. Esta condición genera problemas, ya que el material de relave presenta propiedades geotécnicas deficientes, lo que puede derivar en fenómenos como deslizamientos, licuefacción, asentamientos excesivos, etc.

En la ilustración 1 se presentan gráficamente los métodos de construcción de los depósitos de relaves.

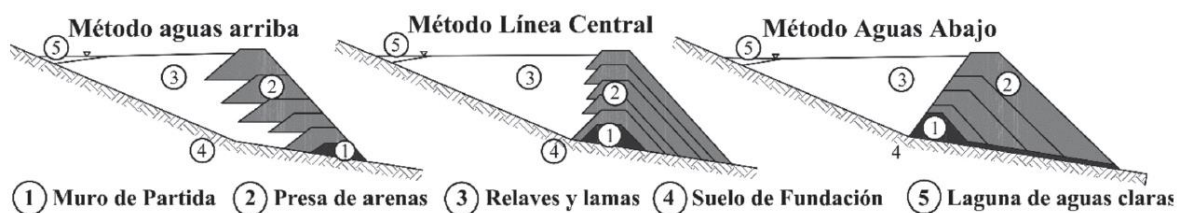


Ilustración 1. Esquema de los métodos constructivos de los tranques de relaves. (Figueroa et al, 2017)

2.1.3 Modos de falla

Según la Guía Metodológica para la evaluación de la estabilidad física de instalaciones mineras remanentes (2018), una falla o rotura se define como aquel incidente en el cual se presenta una grieta, o brecha, en el muro de un depósito que conduce a la liberación del relave contenido. Por otro lado, un accidente se define como aquel daño físico como una grieta o movimiento de taludes, en el cual no existe liberación del contenido (relave). También se incluyen situaciones físicas no dañinas que ameriten una acción correctiva. La forma o los mecanismos relacionados cuando se presenta una falla es lo que se denomina modos de falla.

En la misma Guía Metodológica, se exponen las principales causas de incidentes a nivel mundial, basados en la clasificación hecha por USCOLD (1994) e ICOLD (2001), estos son:

- Inestabilidad de taludes en condiciones estáticas.
- Rebose (Overtopping) del material del depósito o del agua contenida.
- Inestabilidad debido a los efectos de movimientos sísmicos.
- Seepage (filtración), lo que incluye el fenómeno de “pipping”.
- Estructural, deficiencias estructurales en los mecanismos de drenaje, tuberías de descarga de relaves, estructuras de decantación, etc.
- Erosión, daño erosivo superficial no relacionado con deficiencias estructurales.
- Subsistencia de mina, liberación de relaves hacia trabajos subterráneos, o daños en el depósito causados por operaciones de minas subterráneas.

También se ha de mencionar la clasificación hecha por Villavicencio et al (2014) para la mayoría de las fallas históricas reportadas en Chile, la cual incluye:

- Licuación sísmica con falla de flujo.
- Inestabilidad de taludes por deformaciones sísmicas inducidas (incluida en la clasificación USCOLD e ICOLD).
- Overtopping (Incluida en la clasificación USCOLD e ICOLD).

A todo lo mencionado anteriormente, se han de incluir otros modos de falla menos comunes, pero igualmente importantes, relacionados con la licuación estática y con la inestabilidad del suelo de fundación.

A continuación, se describen los principales modos de fallas asociados a este trabajo:

- **Inestabilidad de taludes:** Entre los principales factores que influyen en la inestabilidad de taludes se incluyen; cercanía del ángulo natural de reposo con el ángulo del talud, variaciones del nivel freático con respecto al nivel de diseño debido a la presencia de lluvias otro fenómeno hidrológico, la presencia de una capa con propiedades geotécnicas deficientes en el cuerpo del muro del tanque, decrecimiento de la resistencia del suelo de fundación, geometría inadecuada del muro producto de un ancho de coronamiento inadecuado, altura de revancha insuficiente, etc. (Villavicencio, 2014)

Las observaciones de estos modos de falla han permitido identificar superficies de fallas que presentan una forma del tipo “semicircular” o de “cuña”. Según Troncoso (1997), los muros de tanques de relaves construidos con arena y con el método de crecimiento de aguas arriba o eje central, son más propensos a generar una falla del tipo cuña deslizante.

En la ilustración 2 se presentan algunas imágenes correspondientes a este tipo de fallas.



Ilustración 2. Superficie de falla tipo circular (izquierda); Superficie de falla tipo cuña deslizante (derecha). (Sernageomin, 2018)

- **Deformaciones sísmicas:** Las deformaciones inducidas por los sismos son capaces de ocasionar fisuras en los muros de los tanques de relaves y pueden comprometer la seguridad de estos. Sin embargo, la formación de fisuras no necesariamente generará una falla de un tanque, ya que esto dependerá de la extensión y la profundidad de estas. (Villavicencio, 2014)

Se pueden distinguir tres tipos de deformaciones que son inducidas debido a la acción sísmica, las cuales son: Deformaciones por esfuerzos tensionales; deformaciones por esfuerzos de corte sísmico; asentamiento del talud aguas arriba.

Las deformaciones por esfuerzos tensionales son provocadas por el efecto del sismo que induce este tipo de esfuerzos, pero generalmente se dan en el coronamiento del muro donde la presión de confinamiento es menor y las aceleraciones sísmicas son mayores debido a la condición de superficie libre. Las fisuras pueden darse tanto longitudinalmente como transversalmente, esto último también sucede en la parte del coronamiento producto de la reflexión de ondas con la superficie libre. En general estas grietas son de pequeño tamaño (1 (cm) a 2 (cm) de espesor), poca profundidad y tienden a no representar un mayor peligro. (Villavicencio, 2014)

Por otro lado, las deformaciones por esfuerzos de corte se generan cuando el sismo logra superar la aceleración que genera una condición de equilibrio límite en el muro. Este tipo de deformaciones produce grietas de un ancho comprendido entre los 0,1 (m) y 1 (m) al inicio de la superficie de rotura. Se forma un bloque de desplazamiento inestable junto con una escarpa en la zona superior. (Villavicencio, 2014)

Finalmente, se tiene a las deformaciones provocadas por los asentamientos del talud aguas arriba, que se generan en la zona de la cubeta cercana al muro de contención. Estas fisuras son paralelas al coronamiento, y vienen acompañadas con la rotación y asentamiento del muro de contención en dirección de los relaves. Esto resulta en la aparición de discontinuidades que potencialmente pueden inducir superficies de ruptura. Generalmente, este tipo de deformaciones se dan en muros construidos por línea central y aguas arriba, y son especialmente peligrosas cuando existen lentes de limo al interior del muro producto de un mal control en la construcción del muro. (Villavicencio, 2014)

En la ilustración 3 se presentan las grietas formadas por esfuerzos tensionales y por el bloque de deslizamiento formado por exceso de tensiones de corte.



Ilustración 3. Grietas longitudinales por fuerzas tensionales (izquierda); Bloque de falla generado por exceso de tensiones de corte sísmicas (derecha). (Villavicencio, 2014)

- **Falla asociada a suelo de fundación:** Este tipo de falla asociada al suelo de fundación, puede ocurrir cuando existe algún estrato de suelo débil o roca blanda situada a una reducida profundidad bajo la estructura, lo cual podría generar movimientos a lo largo de un plano de falla si el peso del depósito produce esfuerzos que superen la resistencia al corte de los suelos que conforman el estrato débil. Este tipo de falla no ha sido reportado o documentado en Chile. (Sernageomin, 2018)

Lo acontecido en el tranque Mount Polley (2014), Canadá, es un ejemplo reciente de falla por suelo de fundación. Este colapso se debería a la presencia de una capa de arcilla débil de unos 2 (m) de espesor ubicada 10 (m) bajo la superficie del muro del tranque. La capa de arcilla débil debería su origen a la compleja geología del lugar producida por sedimentos glaciales (Till) y capas glaciolacustrinas, depositadas por los continuos avances y retiradas de glaciares en la zona durante los últimos 10000 años (Klohn Crippen Berger, 2016). El muro se habría deslizado a través del plano de falla generado por esta capa.

En las ilustraciones 4 y 5 se muestra la estructura del muro, suelo de fundación y el efecto producido en la capa de arcilla.

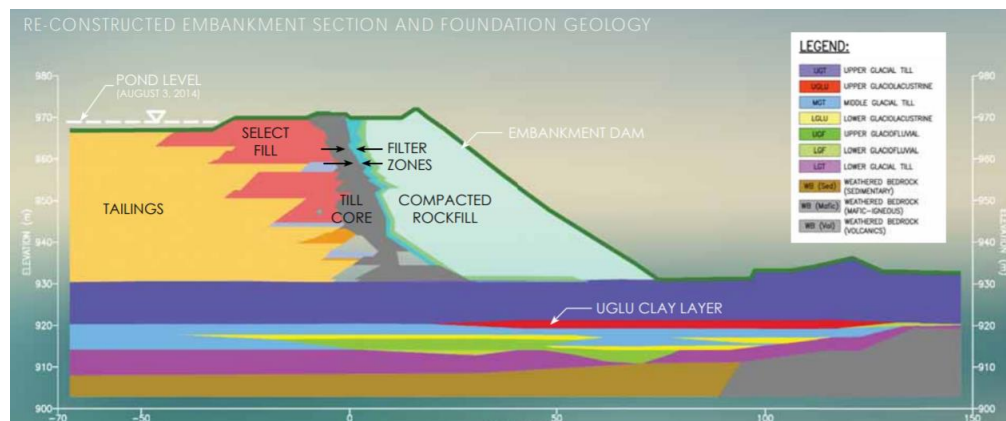


Ilustración 4. Perfil transversal del muro del tranque y de la capa de arcilla que provoco el colapso. (Klohn Crippen Berger, 2016)



Ilustración 5. Capa de arcilla sin perturbar (izquierda) y capa de arcilla perturbada por el desplazamiento cortante (derecha). (Klohn Crippen Berger, 2016)

Al último modo de falla descrito (suelos de fundación), se le podría incluir la presencia de sales en el suelo, ya que estas pueden provocar problemas de asentamientos si son disueltas. Sin embargo, aunque no son claros los ejemplos en la literatura sobre fallas en depósitos de relaves asociados a esta causa, si existen registros de problemas en estructuras como edificios y conjuntos habitacionales. Un caso emblemático respecto a los problemas debido a asentamientos por suelos salinos es el que se presenta en la localidad de Alto Hospicio, región de Tarapacá, Chile, donde se puede constatar que existen por lo menos unos 1000 inmuebles con riesgo de derrumbe producto de los socavones y murallas quebradas. La localidad presentaría suelos con un porcentaje de salinidad que varía entre el 15% y 40%, además de la filtración de un 4% del agua potable de la red de la cual se desconocería su destino (Lobo, 2019)

Si bien en los acápite anteriores se clasificaron una serie de modos de falla que pueden ocurrir en un depósito de relaves, se ha de enfatizar que muchas veces las causas de un accidente en este tipo de estructuras pueden ser múltiples, y pueden presentarse al mismo tiempo, o bien, darse en un proceso más prolongado y por etapas, como por ejemplo, con la ya mencionada falla de la represa de Bento Rodrigues (2015), donde habrían existido errores de operación junto a deficiencias estructurales además de eventos sísmicos gatilladores del colapso del muro. (Carvajal, 2018)

2.2 Marco geológico

Atacama es, después de los valles secos de McMurdo en la Antártida, el desierto más árido del mundo (Ortega, 2020). Su origen es atribuido a diversos factores físicos y meteorológicos que se interrelacionan para dar paso a la formación de este inhóspito lugar. Entre estos factores se puede destacar: Cercanía latitudinal al trópico de Capricornio; macro formas del relieve que incluyen la cordillera de los Andes en el este; corriente de Humboldt presente en el océano en dirección oeste; anticiclón del Pacífico oriental.

Debido a la baja precipitación anual (aproximadamente de 10 (*mm*) en las zonas más secas), la gran oscilación térmica entre soles y la ausencia generalizada de zonas aptas para agricultura, el desierto de Atacama es considerado como una zona anecúmene, derivando en una baja densidad poblacional con relación al resto del país. A pesar de ello, en el desierto de Atacama se encuentran una gran cantidad de depósitos de minerales, tanto metálicos como no metálicos, que son económicamente atractivos para el ser humano. Cabe recalcar de que Chile cuenta con un 23%, aproximadamente, de las reservas mundiales de cobre, siendo el primer productor de este metal con un 29% de la participación mundial (5,79 millones de toneladas), y el segundo productor mundial de molibdeno con un 18,9% de la participación (54760 toneladas), solo detrás de China. (Consejo Minero, 2020)

Esta abundancia de minerales ha atraído la actividad humana desde antaño, lo cual se evidencia con la existencia de varios sitios de explotación prehistóricos entre los cuales se destaca el complejo arqueológico de San Ramón 15, donde según las recientes investigaciones, se ha establecido la existencia de una actividad extracción de óxido de hierro datada entre los años 10532 A.C y 2339 A.C, convirtiéndolo así en unos de los sitios mineros más antiguos de América. (Salazar et al, 2011)

2.2.1 Formación de la cuenca central de Atacama

La cordillera de los Andes junto con la cordillera de la costa, la precordillera (cordillera de Domeyko), la cuenca o depresión central y el altiplano, son las macro unidades del relieve que se encuentran presentes en el norte de Chile.

El desarrollo de estas estructuras tuvo lugar sobre el basamento rocoso, o basamento cristalino, formado principalmente por rocas metamórficas provenientes de rocas magmáticas que evolucionaron entre la era paleozoica y final del periodo triásico. Afloramientos de estas rocas se pueden encontrar en los Andes centrales y zona costera, los cuales a partir del paralelo 34°S forman un cinturón casi continuo en la cordillera de la costa. (Morero & Gibbons et Al, 2007)

La actividad tectónica que aconteció durante el triásico e inicios del jurásico se caracterizó por una muy pequeña subducción y condiciones extensionales predominantes. Estas condiciones extensionales en la parte más gruesa de la corteza del margen continental determinaron la reactivación de zonas de debilidad pre-existentes como las suturas de los *terrae* paleozoicos unidos a Gondwana occidental (Ramos & Kay, 1991; Ramos 1994). Por ello, durante este breve periodo existió una paleogeografía muy distinta a la de épocas anteriores y posteriores, ya que se generaron cuencas tipo rift a lo largo de todo el margen continental y una sucesión de cuencas asociadas. (Charrier et al, 2014)

Existe discordancia sobre un evento ocurrido entre los 162 millones y 156 millones de años atrás, ya que se tiene evidencia de tasaciones de razones de S_r menores en afloramientos magmáticos de épocas más recientes, lo que indicaría una fuente distinta de magma. Esto se podría explicar por la acción un evento de pulso magmático excepcionalmente rápido y grande producido por un evento de fisuramiento (rift) asociado a la subsidencia, y que habría facilitado la intrusión del paleo océano en las cuencas del ante arco. (Charrier et al, 2014)

Recientes hallazgos de fósiles marinos del orden de los Plesiosaurios, pertenecientes a las especies de Muraenosaurus y Vinialesaurus, a 20 kilómetros al oeste de la ciudad de Calama, avalan la teoría del ingreso marino, ya que habrían sido datados con una fecha aproximada entre los 163 millones y 157 millones de años atrás. (Fuentes, 2020)

En la ilustración 6 se muestra una representación de los fósiles encontrados y el sitio de hallazgo.

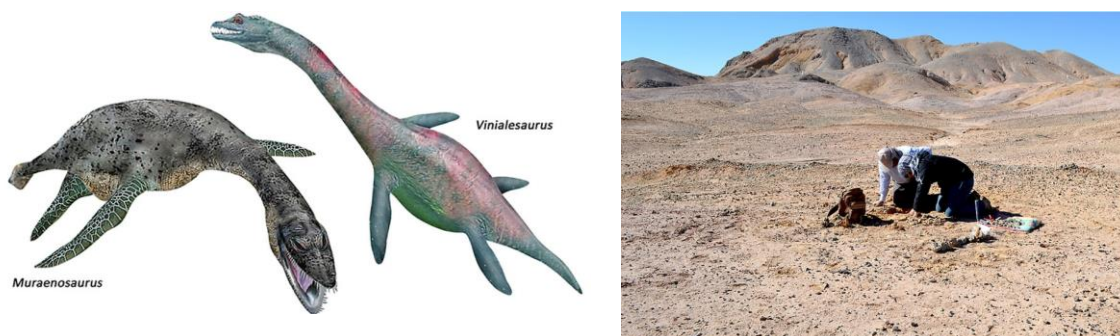


Ilustración 6. Representación de los plesiosaurios y lugar donde fueron encontrados. (Fuentes, 2020)

Posteriormente, habría ocurrido una gran actividad en el arco magmático producida por la reanudación de la actividad subductiva. Esto se condice con los plutones y unidades volcánicas asociadas al jurásico tardío y cretácico temprano. Con ello, se habría presentado un periodo de exhumación y levantamiento de la cordillera de los Andes dejando cortadas las aguas de la cuenca central. Esto se vería interrumpido por un nuevo, pero breve, ingreso del paleo océano Pacífico en la cuenca durante el cretácico tardío debido a un incremento en generalizado del nivel del mar.

Este incremento en las aguas del globo fue lo suficientemente grande como para generar una incursión extensa del paleo océano Atlántico por la vertiente este del continente, llegando incluso al eje central de la cordillera. Esto se vio favorecido por la carga tectónica

y subsidencia que generó la anfosa a lo largo de toda la vertiente oriental de los Andes. (Aguirre-Urreta et al, 2011)

Este evento de inundación oceánica habría terminado en la época cretácica hace unos 66 millones de años atrás aproximadamente, dando fin a los periodos extensionales para dar paso a los periodos compresivos y subductivos plenos. Junto a ello, el alzamiento de la corteza habría cortado las cuencas del océano, por lo que los únicos aportes de agua recibidos a partir de esta época habrían sido de origen cordillerano, formado una red de lagos y ríos endorreicos que pasarían a ser grandes agentes en la formación de los actuales salares, ya que sirvieron como vía de transporte y ambientes de baja energía para la depositación de sales.

Durante el transcurso del solevantamiento definitivo de la cordillera de los Andes, se formó la topografía adecuada para permitir la acumulación de sedimentos volcánicos, material epiclásico, ignimbrita, y otros. Estos sedimentos provienen desde el comienzo del periodo del mioceno hasta el cuaternario, es decir, corresponden a depósitos que comenzaron a formarse a mediados de la época Andina entre los 23 millones y 2,58 millones de años atrás. (Naranjo & Paskoff, 1981)

Finalmente, se ha de mencionar el cambio climático ocurrido en la zona durante el periodo del cuaternario, acentuado a inicios de la época del holoceno (12000 años atrás aproximadamente), que habría dado paso a las condiciones actuales de aridez extrema caracterizadas por la gran sequedad del aire en las zonas interiores (humedades relativas con ordenes entre el 20% y 40%), bajas precipitaciones que pueden variar entre los 40 mm y 30 mm, aproximadamente, y una temperatura anual promedio de 15 °C en áreas cercanas a la costa, 20,5°C en áreas interiores, 10°C en áreas interiores en altura, y valores bajo 0°C en las zonas cordilleranas. (Antonioletti et al, 1972)

Todo lo anterior habría contribuido a la formación de los estratos de suelo salinos producto de la alta tasa de evaporación, y por ende, concentración de sales en el suelo.

En la ilustración 7 se presentan los climogramas de las ciudades de Antofagasta y Calama.

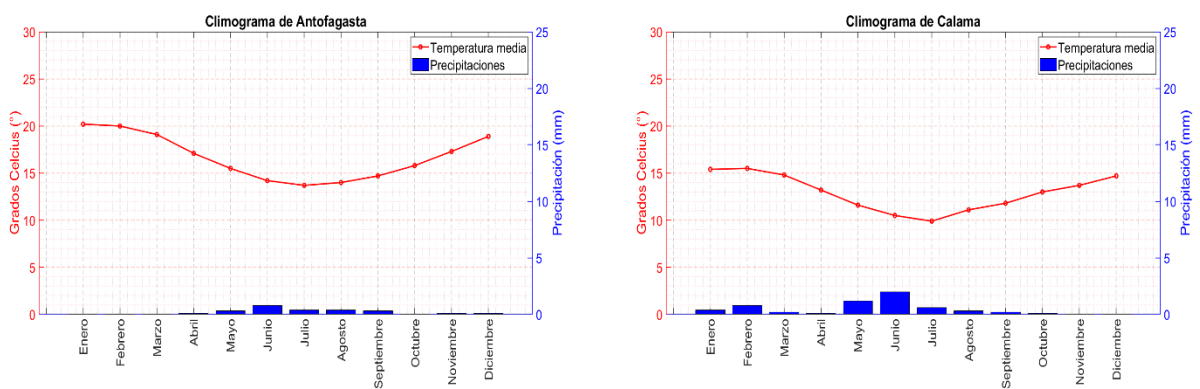


Ilustración 7. Climogramas de Antofagasta (izquierda) y Calama (derecha), información recopilada de la dirección meteorológica de Chile. (climatologia.meteochile.gob.cl)

2.2.2 Sales y depósitos salinos

Una sal, por definición, es un compuesto iónico formado por un anión distinto de H^+ y un catión distinto de OH^- u O^{2-} . Generalmente se forman cuando existe una reacción de neutralización entre un ácido y una base. Son electrolitos fuertes que tiene la capacidad de disolverse en agua y conducir electricidad. (Chang & Williams, 2002)

La solubilidad se puede definir como la máxima cantidad de soluto que se disolverá en una cantidad dada de solvente a una temperatura específica. Se considera que una sal se encuentra saturada cuando la disolución contiene la máxima cantidad de soluto que el solvente puede diluir a una temperatura específica, se considera insaturado cuando el solvente puede seguir disolviendo, y sobre saturado cuando puede haber más soluto que el que se tiene en una solución saturada. Estas últimas soluciones son muy inestables y con el tiempo el soluto se separa de la solución generando cristales. (Chang & Williams, 2002)

Si bien una gran cantidad de sales son solubles en agua, algunas pueden requerir de la adición de algún ácido para poder estimular la reacción. Esto ocurre, por ejemplo, con la calcita cuya solubilidad en agua pura es muy baja en comparación con otras sales, pero que aumenta cuando se adhiere ácido carbónico (H_2CO_3). Este efecto de disolución se debería a la interacción entre las fuerzas moleculares de los iones del ácido con los cationes de la sal, provocando así su quiebre y con ello su disolución.

Los tipos más comunes de sales que se pueden encontrar en el norte de Chile corresponden a aquellas que provienen de aniones de cloruros (Cl^-), sulfuros (SO_4^{2-}), carbonatos (CO_3^{2-}) y nitratos (NO_3^-) (Olgún, 2016). También existen otros tipos de sales importantes proveniente de aniones de yodatos (IO_3^-) y cromatos (CrO_4^{2-}). Los yodatos se encuentran en cantidades considerables en las costras salinas del norte grande, lo cual ha hecho a Chile uno de los mayores exportadores mundiales de estos. Por otro lado, los cromatos constituyen una anomalía debido a que se encuentran junto a los depósitos de nitrato en forma de su estado oxidado Cr (VI), mientras que usualmente suele encontrarse en minerales y rocas como Cr (III). (Pérez, 2013)

Las sales pueden ser clasificadas como minerales, son compuestos que existen en estado sólido en la naturaleza, tienen una composición química inorgánica característica y presentan una estructura interna ordenada (ordenamiento atómico claro), la cual se puede expresar en forma de cristales cuando existen las condiciones de tiempo, temperatura, presión, y concentraciones necesarias para su formación. (Vargas, 2016)

Ejemplos de dicha cristalización se pueden encontrar en las costras de sales superficiales compuestas por minerales de halita ($(NaCl)$), calcita ($CaCO_3$), yeso ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), anhidrita ($CaSO_4$), ulexita ($(Ca,Na)B_5O_9 \cdot 16H_2O$), thenardita (Na_2SO_4), y mirabilita ($Na_2SO_4 \cdot 10H_2O$). (Vila, 1975).

En la ilustración 8 se presentan ejemplos de los cristales que forman las sales mencionadas anteriormente.



Ilustración 8. Cristales que forman algunas de las sales que se encuentran a en el norte de Chile. De izquierda hacia derecha y de arriba hacia abajo se ordenan de la siguiente manera: Halita, Calcita, Yeso, Anhidrita, Ulexita y Thenardita. (geologyscience.com; mineriaenlínea.com)

Para entender la génesis de los depósitos salinos en el norte de Chile, se debe hacer primero la distinción entre lo que es origen y proceso de transporte de las sales. La razón de ello es que la propia palabra “sal” o “salino” puede llevar a mal entendidos al asociarla únicamente con el “cloruro de sodio”, hecho relacionado con el nombre común que se le otorga (sal o sal de mesa).

Esta sal en particular ($NaCl$), proviene de la interacción de las moléculas de cloruro de sodio en la interfase agua-aire del océano, y de los aportes directos de los mares antiguos que alguna vez inundaron la zona y que, una vez confinados en las cuencas de la

depresión central, experimentaron un proceso de evaporación, concentración y finalmente decantación de sales por solubilidad.

Sin embargo, muchos de los depósitos salinos en las cuencas evaporíticas provendrían de un origen volcánico (Spiros y Chong, 1996). Esto se explica por la actividad volcánica adjudicada al cinturón magmático del cretácico tardío-eoceno ubicado al oeste, y paralelo al cinturón del mioceno-holoceno que ocupa el área que hoy en día sería la depresión central y parte de la cordillera de la costa, juntos habrían generado material siliclastico y salino relleno de las cuencas del arco, intra arco y ante arco. (Morero & Gibbons et Al, 2007)

Otro mecanismo de generación de las sales correspondería a una red de procesos fotoquímicos que ocurrirían en la atmósfera. Según Ericksen (1981), los nitratos en parte se forman por este medio debido a la reacción de oxidación fotoquímica que ocurre con el amoníaco (NH_3), ion amonio (NH_4^+), óxidos de nitrógeno como el NO y NO_2 , y materiales orgánicos nitrogenados durante las tormentas eléctricas cercanas a los Andes. El origen de los nitratos en el aire estaría asociado al océano.

Finalmente, el mismo autor propone que también puede existir un origen biológico de este tipo de sales, debido a la nitrificación de NH_3 y NH_4^+ de bacterias foto autotróficas y cianobacterias ("blue-green algae").

En la ilustración 9 se presenta un mapa con la localización de los grandes salares en el norte grande de Chile.

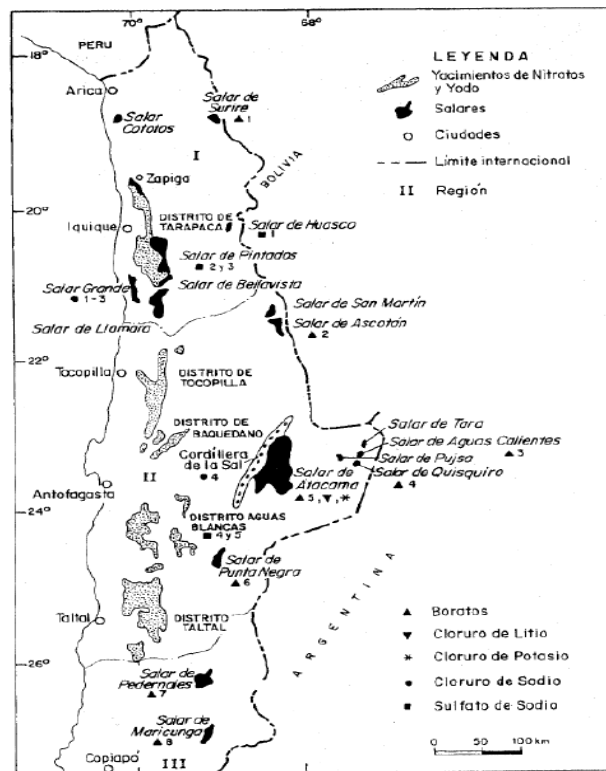


Ilustración 9. Salares en el norte grande de Chile. (Gajardo & Carrasco, 2010)

Los procesos de formación de salares, o depósitos salinos, son variados y generalmente actúan en conjunto. Estos pueden ser los siguientes:

- **Procesos evaporíticos:** Son aquellos procesos en los cuales el agua marina que ingreso al continente en épocas antiguas queda atrapada, y que, de no existir suficientes aportes para su reposición termina por evaporarse. Los solutos (sales) precipitan según su producto de solubilidad siendo los menos solubles aquellos que se depositan primero, y los más solubles los últimos en caer. Por este motivo, en terreno se observan perfiles estratificados característicos según el tipo sales.
- **Movilidad salina en cauces superficiales:** Corresponde a aquella movilidad generada por las aguas de las corrientas superficiales, ríos, lluvia, etc. Que lixivian y transportan las sales presentes en el suelo hacia los lugares más deprimidos.
- **Movilidad salina de fuentes termales:** Corresponde al transporte efectuado por aportes termales y que por efecto de la capilaridad son capaces de ascender, con ello, transportan las sales hacia la superficie.
- **Contribución del viento:** Proveniría del transporte que ocurre por la acción del viento al empujar cuerpos nubosos como la camanchaca, o bien, al erosionar la parte superficial del suelo y llevar las sales presentes a otro lugar.
- **Aportes atmosféricos:** Corresponden a los aportes hechos por las sales que se generan en la atmosfera por procesos fotoquímicos como ocurre con los nitratos.

Los depósitos que se observan en superficie se dan en las siguientes formas:

- **Salares superficiales:** Son cuerpos de sedimentos salinos y siliclasticos en la parte más baja de una cuenca endorreica. Es usual encontrar un rango de distintos cuerpos evaporíticos en la misma cuenca, así como lagos interconectados de aguas salobres o salmueras. (Chong, 1984).
- **Depósitos en suelo:** Corresponden a aquella fracción detrítica constituida por lentes y niveles relativamente potentes de arenas limos y arcillas interestratificados en el cuerpo salino principal. (Vila, 1975)
- **Depósitos en roca:** Se pueden separar en dos los tipos de depósitos salinos en roca.
 - **Costras o vetillas:** Se encuentran en forma de costras y de eflorescencias en las porosidades y espacios estructurales abiertos como las vetas y vetillas. (Morero & Gibbons et Al, 2007)
 - **Roca sedimentaria:** Se encuentran en horizontes salinos en sucesiones sedimentarias aluviales y lacustres, y en el relleno de las cuencas evaporíticas. (Morero & Gibbons et Al, 2007)

- **Fuentes de agua superficial y subterránea:** Es posible encontrar grandes concentraciones de sales en los cuerpos de agua superficiales y subterránea a lo largo de todo el norte de Chile. (Morero & Gibbons et Al, 2007)
- **Depósitos de nitrato:** Los depósitos de nitrato son típicamente áreas de relieve bajo caracterizada por colinas redondeadas y crestas de los valles. Aunque también es posible encontrarlos en el tope de los montes y en valles lejanos a cualquier otra fuente posible de materiales salinos (Ericksen, 1981). Constituyen prácticamente una franja continua que se extiende por 700 (Km) de norte a sur (19°30' a 26° S) y en un ancho de 30 (Km) (69°30' a 70° W) aproximadamente. Se pueden identificar dos tipos, yacimientos aluviales y en roca. (Pérez, 2013)
- **Estructuras formadas por la acción eólica:** Son las estructuras que se forman por la acción del viento y que pueden ser divididas en dos categorías:
 - **Dunas salinas:** Se originan por la acumulación de material salino fino, principalmente sulfatado en torno a niveles salinos antiguos que emergen sobre la superficie actual de las costas, tienden a ser estructuras temporales (Vilas, 1975)
 - **Montículos Salinos:** Montículos salinos de material muy fino formados en torno a plantas freatófitas desarrolladas en la periferia del cuerpo salino. (Vila, 1975)

Es importante destacar que la distribución mineralógica presente en las concentraciones salinas en un mismo lugar no es aleatoria, ya que existe un patrón de distribución en la superficie dependiente del producto de solubilidad de las sales y de la fuerza iónica de la solución, generalmente esta zonación es concéntrica. (Vila, 1975)

Por ello, si se considera el perfil transversal idealizado de un sistema de cuenca, se puede observar la aparición de facies carbonatadas, sulfuradas, y cloruradas, desde la periferia hacia el centro del depósito respectivamente. Aunque esto último no siempre se cumple debido al basculamiento tectónico de las cuencas, generándose una zonificación dirigida desde la parte oriental, generalmente solapada, hacia la parte occidental más deprimida, y en algunos casos viceversa (Vila, 1975). En la ilustración 10 se presenta el fenómeno descrito.

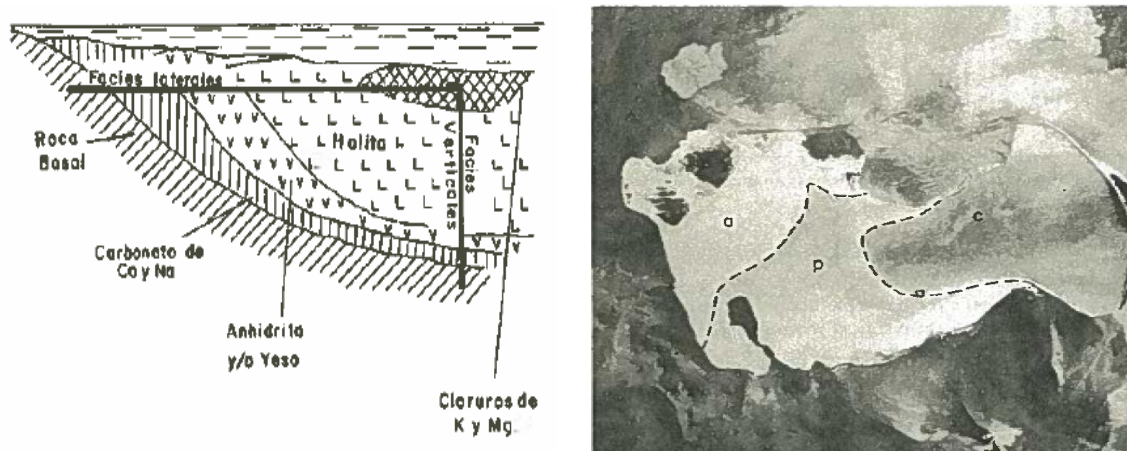


Ilustración 10. Esquema de zonación teórica según Richter (1972), y basculación de depósitos salinos superficiales según zonación mineralógica en laguna azufrera hacia el este: (a) costra de sulfatos; (b) costra sulfo-clorurada; (c) costra de cloruros, según Vila (1975).

Algunos de los últimos minerales en precipitar según Pueyo et al (1998), en su estudio sobre las salmueras madres en el yacimiento de nitratos Pedro de Valdivia, corresponderían a los nitrato-sulfatos, nitratina, yodatos, yodatos-sulfatos sódicos, potásico-magnésicos, cromatos, boratos y percloratos. En general, dichos minerales precipitan en los últimos estadios de la evolución de la salmuera cuando la halita y la nitratina ($NaNO_3$) coprecipitan.

Finalmente, se debe destacar que la solubilidad de una sal es una de las propiedades más importantes que se debe tener en consideración cuando se realicen estudios de este tipo de naturaleza, ya que afecta tanto a la zonificación (donde encontrarlas), como del potencial peligro que pueden representar si es que se instalan estructuras, que faciliten la presencia de agua, sobre suelos con altos contenidos salinos.

Los cuatro factores principales que afectan a la solubilidad de una sal se mencionan a continuación:

- **Tipo de Sal:** Distintos tipos de sales se disuelven de mejor o peor manera con un mismo solvente. Esto se debe determinar en laboratorio.
- **Temperatura:** En general, la temperatura afecta a una gran cantidad de sales, pero no es un factor común denominador para todas ya que, por ejemplo, la temperatura afecta poco la solubilidad del cloruro de sodio.
- **Grado de cristalinidad de la sal soluble:** Esto se aplica cuando la sal se encuentra presente en el suelo en forma de costras u otros sólidos, si una sal presenta un mayor grado de ordenamiento molecular en sus cristales tendrá una mayor resistencia a disolverse.
- **Composición química del solvente:** Esto se relaciona con el primer punto, ya que distintos solventes tienen distintas capacidades de diluir una misma sal.

También se puede incluir en este sentido otras sustancias que incrementen la capacidad de disolución como algunos ácidos y bases que alteran la composición iónica de la mezcla. Un ejemplo de ello es lo que sucede con la disolución el carbonato de calcio, ya explicado en los primeros acápite del subcapítulo.

2.2.3 Formaciones de roca en la zona

En el presente subcapítulo se describen algunas de las formaciones de roca que se encuentran cercanas a la superficie de la zona estudiada. En su mayoría, se trata de rocas sedimentarias pertenecientes al grupo Loa, cuya presencia se reporta en toda la cuenca adyacente al río homónimo. También se pueden encontrar algunas rocas del tipo intrusivas derivadas de cuerpos batolíticos antiguos. Rocas del tipo volcánicas y metamórficas son escasas con ciertas excepciones en algunas intercalaciones de rocas sedimentarias.

En la ilustración 11 se muestran las formaciones estratigráficas y la extensión de la cuenca de Calama.

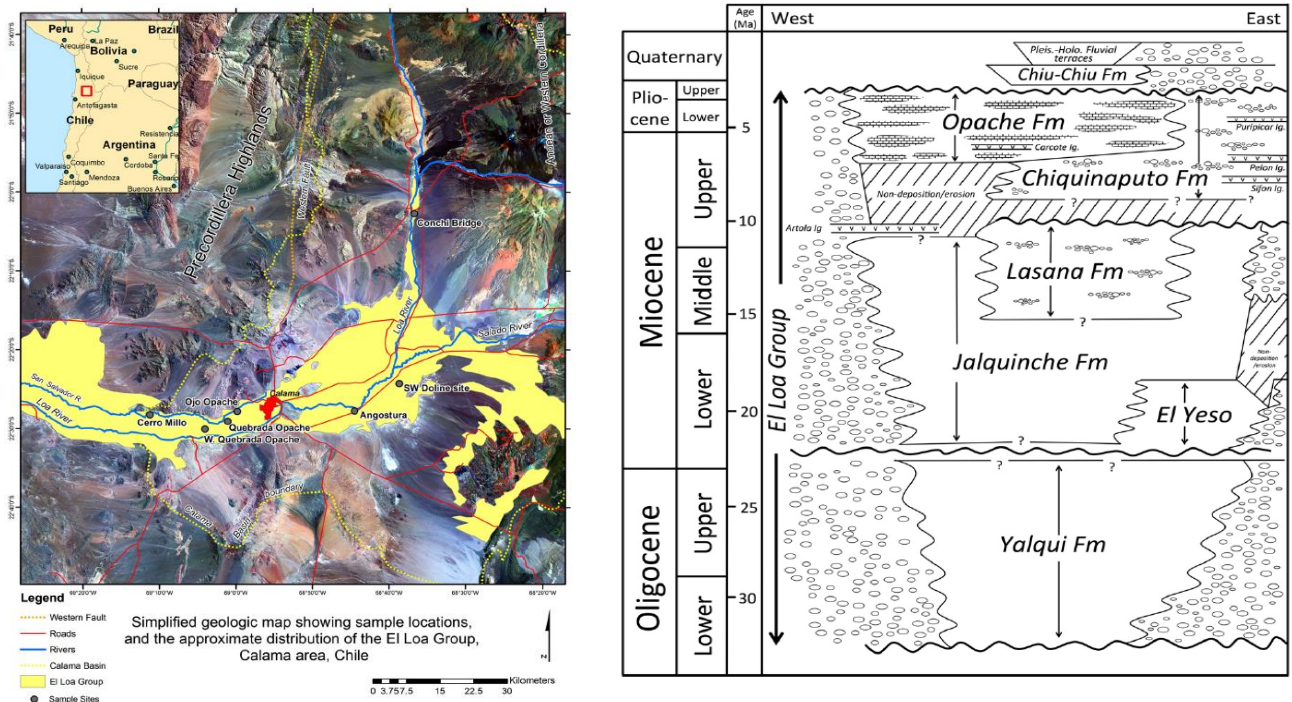


Ilustración 11. Zona y formaciones geológicas correspondientes al grupo litoestratigráfico Loa. (De Wet et al, 2015)

- **Rocas plutónicas:** En esta categoría solo se encuentra el complejo metaplutónico de cerros de Chuquicamata, el cual forma parte del basamento rocoso y algunas elevaciones en superficie.

- **Complejo metaplutónico cerros de Chuquicamata:** Este es un complejo geológico que se extiende por toda la zona circundante al yacimiento de Chuquicamata, donde se reconocen extensas franjas de intrusivos distribuidos en dirección norte-sur, formando los relieves más altos como cordones o serranías.

Las rocas de este complejo son en su mayoría ígneas intrusivas con cierto grado de metamorfismo, en general, de bajo grado y baja presión, las cuales aparecen como cuerpos batolíticos, “stocks”, apófisis, y diques. Se distingue una petrografía compuesta por granitos, granodioritas, tonalitas dioritas y variedades de pórfidos. (Aguilar, 2008)

Los granitos presentan una textura granular media a gruesa, ocasionalmente porfídica, y en otros sectores un aspecto gneisítico, además de un color rosado debido a la presencia de feldespato potásico. El principal máfico reconocido es la biotita y entre los minerales de alteración se observan clorita, sericita, epidota y arcillas. La granodiorita, en cambio, contiene biotita y hornblenda con textura hipidiomórfica equigranular, localmente porfídica con escasa masa fundamental. (Aguilar, 2008)

- **Rocas sedimentarias:** En esta categoría se encuentran las formaciones de Opache, Lasana, y Chiquinaputo que forman la mayor parte del suelo de fundación.

- **Formación Opache:** Se encuentra en el tope estratigráfico superior de una sucesión de rocas sedimentaria del grupo Loa, la cual se habría formado entre el mioceno y el plioceno tardío con una superficie de afloramiento aproximada de 850 (Km^2). (De Wet et Al, 2015)

Las rocas que componen esta formación son del tipo siliciclásticas (conglomerados, areniscas, limolitas), carbonáceas (enriquecidos con C^{13} y O^{18}), y piroclásticas intercaladas (ignimbritas). (De Wet et Al, 2015)

La intercalación del material ígneo con el sedimentario mostraría una gran actividad volcánica que vendría desarrollándose desde el oligoceno temprano y el plioceno medio. Además, se ha datado el comienzo de la sedimentación de carbonatos entre los 7,82 millones y 5,76 millones de años atrás, finalizando alrededor de los 3,37 millones de años atrás. Esto

indicaría un cambio significativo en el estilo y características litológicas de las unidades que la preceden y que podría sugerir un cambio en el repentino en comportamiento climático en ese tiempo. (De Wet et Al, 2015)

- **Formación Lasana:** Se compone de conglomerados depositados por canales de relleno en forma planar y transversal, hojas de arenisca de grano grueso dispuestas en estratificaciones de la misma forma anterior, limolita lateralmente continua, y arcillolita en camas de 1,2 (*m*) de espesor aproximadamente. (May et Al, 2005)

Los conglomerados y su disposición hallados en la formación Lasana, indican una depositación intermitente, pero fuerte, de eventos de inundación de canales fluviales efímeros. Las hojas de arenisca gruesa representan eventos de inundación sobre banco de la cuenca, ya que su naturaleza gruesa indicaría una depositación cercana a los sistemas de canales generados. En contraste, las camas de limolita y arcillolita representarían depósitos distales de eventos de inundación. (May et Al, 2005)

El tiempo en que se depositó esta formación correspondería desde finales del mioceno temprano hasta el comienzo del mioceno tardío. (May et Al, 2005)

- **Formación Chiquinaputo:** Se compone de conglomerados, areniscas y limolitas.

Los conglomerados forman depósitos de canales de relleno con longitudes de 1 (*m*) a 4 (*m*) de espesor, los cuales contienen clastos de la ignimbrita Sifón de más de 1 (*m*) de diámetro. Agrupaciones 2 a 4 de estos canales, a veces, forman paquetes multi escalonados de 10 (*m*) de espesor aproximadamente. (May et Al, 2005)

La arenisca tiene una geometría del tipo hoja, con espesores comprendidos entre los 10 (*cm*) hasta los 110 (*cm*) con intercalaciones de granos finos y gruesos. (May et Al, 2005)

Finalmente, la limolita se encuentra dispuesta en una forma planar, pero a diferencia del caso de las areniscas, tiene una geometría parecida al tipo hoja desestructurada, o bien, finamente laminada en forma paralela. Contienen algunas grietas, mohos y nódulos de yeso desplazarte y/o cristales de halita. (May et Al, 2005)

Los conglomerados de la formación indican una depositación por inundaciones fuertes, pero intermitentes de canales fluviales y efímeros. Las capas de arenisca indican eventos de inundaciones débiles, y las capas de limolita indica una depositación de inundación sobre una planicie de barro evaporítico. (May et Al, 2005)

2.2.4 Revisión de antecedentes geotécnicos

Los antecedentes geotécnicos disponibles (IDIEM, 2019; IDIEM, 2020) indican que el subsuelo de la zona estudiada se presenta, generalmente, en estratos horizontales bien definidos superpuestos. Se puede clasificar en un total 9 unidades a los materiales que componen el muro y el suelo de fundación, estas unidades fueron descritas en base a las observaciones de terreno en calicatas, sondajes, resultados de laboratorio y ensayos in situ, se les denominará de la misma manera que en los antecedentes.

- **Unidad U-1:** Unidad que corresponde al material de los relaves contenidos por el tranque.
- **Unidad U-2:** Unidad que se compone de arenas cicloneadas y constituye el núcleo del muro.
- **Unidad U-3A:** Segundo material que compone el muro. Se encuentra en el coronamiento y se trata de lastres.
- **Unidad U-3B:** Material que es utilizado como filtro al interior del muro y que está constituido por la selección directa del lastre descrito en la unidad U-3A.
- **Unidad U-4:** Unidad de suelo natural formada por gravas y arenas con porcentajes de finos variables (limos). Está es la capa más superficial del suelo y cuenta con espesores bajos.
- **Unidad U-5:** Primera unidad del suelo de fundación que se compone por calizas altamente cementadas y con alta resistencia. El espesor de esta capa varía entre los 5 (*m*) y 20 (*m*).
- **Unidad U-6:** Material que se encuentra, en general, subyaciendo la unidad U-5. Se compone de arcillas, limos y arenas con una rigidez creciente en profundidad.
- **Unidad U-7:** Material de rocas plutónicas correspondientes al basamento rocoso, se presenta mayormente en zonas cercanas a extrusiones de este mismo material.
- **Unidad U-8:** Rocas sedimentarias del tipo conglomerado y brechas. En general, se trata de una unidad con poca presencia en la zona.

En observación a los resultados de los sondajes y perfiles transversales de los antecedentes, se constató que la unidad de compuesta por calizas (U-5), en la mayor parte del área, se presentaba en espesores relativamente uniformes entre los 15 (*m*) y 20 (*m*). El espesor total de la unidad de suelo compuesto por arenas, limos y arcillas (U-6) no se pudo confirmar, debido a que en la mayoría de los casos se advertía aún la presencia de este estrato en la máxima profundidad de los sondajes (40 metros aproximadamente), por ello, se revisó la información de una sección en particular bajo el

muro donde se constató que el espesor máximo de esta unidad fue de 40 (m), valga la redundancia. Bajo este estrato (U-6) se encontró roca perteneciente a la unidad de rocas ígneas (U-7).

En las ilustraciones 12 y 13 se presenta un perfil transversal y un perfil longitudinal del muro y del suelo de fundación de la zona estudiada, estos perfiles provienen de los antecedentes mencionados en este acápite.

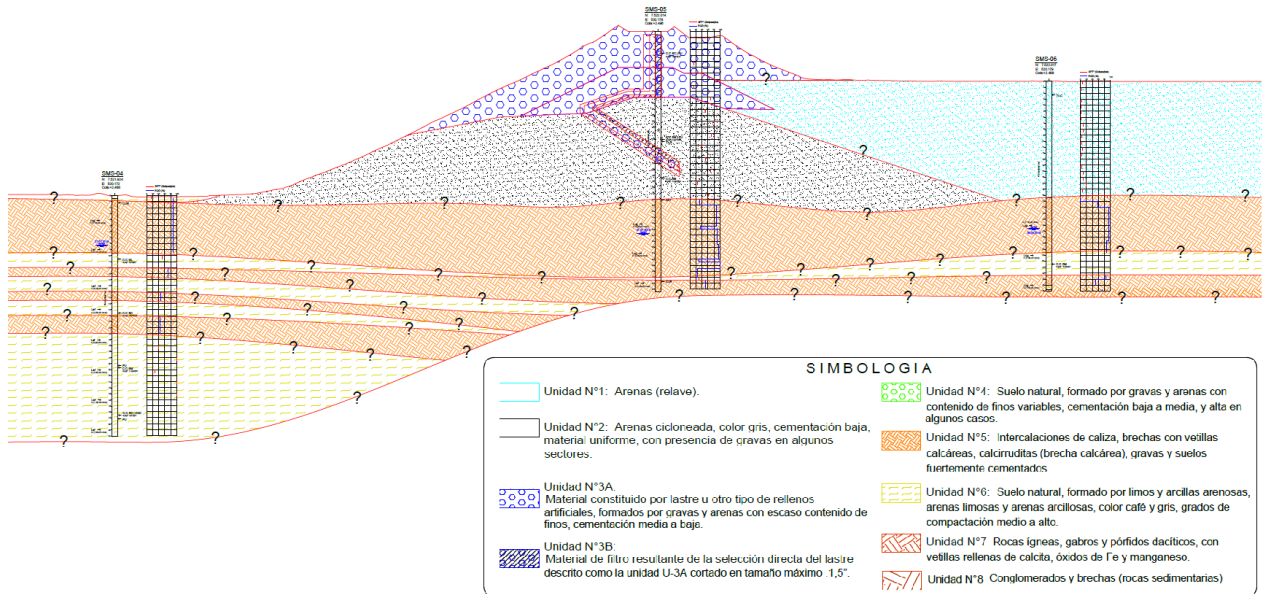


Ilustración 12. Perfil transversal del muro y suelo de fundación tomado como referente de los antecedentes, modificado. (IDIEM, 2020)

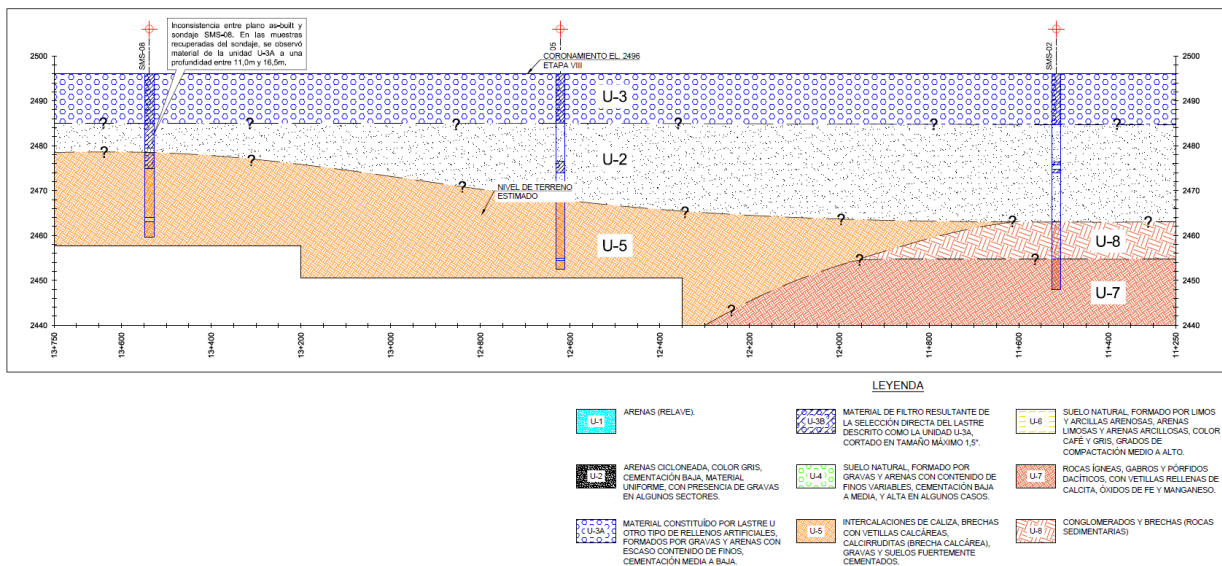


Ilustración 13. Perfil longitudinal del muro y suelo de fundación tomado como referente de los antecedentes, modificado. (IDIEM, 2020)

En la tabla 1 se presentan los parámetros geotécnicos de los materiales del suelo de fundación y del muro.

Tabla 1. Propiedades geotécnicas de las unidades del suelo de fundación y del muro.

Unidad	Tipo de suelo/Roca	γ_d ($\frac{t}{m^3}$)	ϕ ($^\circ$)	C ($\frac{Kgf}{cm^2}$)	E ($\frac{Kgf}{cm^2}$)	ν (-)	E_s ($\frac{Kgf}{cm^2}$)
U-1	Relave	1,67	30,0	0,0	$35\sigma'_0$	0,30	3 E
U-2	Arena cicloneada del relave	1,72	34,0	0,0	450	0,30	3 E
U-3A	Empréstito de lastre	2,10	39,0	0,2	500	0,30	3 E o 5 E
U-4	Suelo natural de gravas y arenas	1,80	37,0	0,0	300	0,30	3 E
U-5	Calizas y roca meteorizada	2,15	32	7,0	25000	0,22	E
U-6	Limos y arenas arcillosas y limosas	1,60	36,0	0,0	$300\sqrt{\sigma'_0}$	0,35	3 E
U-7	Roca ígnea intrusiva (plutones)	2,40	32,5	19,8	20000	0,24	E
U-8	Roca sedimentaria, brechas	2,20	30,4	19,6	20000	0,22	E

Otro de los parámetros importantes para el modelamiento numérico, son las velocidades de onda de corte de los materiales, estas fueron obtenidas a través de ensayos Remi/MASW y Bender element, los resultados más representativos para cada unidad se presentan en la tabla 2.

Tabla 2. Velocidad de corte promedio representativa de los materiales.

Unidad	Tipo de suelo/Roca	V_s ($\frac{m}{s}$)
U-2	Arena cicloneada del relave	340
U-3 ^a	Empréstito de lastre	380
U-5	Calizas y roca meteorizada	900
U-6	Limos y arenas arcillosas y limosas	350-480*
U-7	Roca ígnea intrusiva (plutones)	800

* Velocidad mínima y velocidad a 20 (m) de profundidad del estrato.

En la ilustración 14 se muestra una foto de una calicata real donde se puede apreciar el contenido salino en el suelo de fundación. Por otro lado, en la ilustración 15 se presentan los resultados de los ensayos de contenidos de sales solubles del suelo de fundación, se desprenden contenidos de sales solubles que varían entre el 0,2% hasta el 68,2% en los primeros 5 (m) de profundidad.



Ilustración 14. Calicata en terreno donde se aprecia el contenido salino en el suelo de fundación en forma de costras blancas. (IDIEM, 2020)

Además del contenido de sales solubles, se tienen los resultados de los ensayos de colapso de laboratorio para determinar el potencial asentamiento del suelo salino. En este caso, solo se considerarán los ensayos para el muro expuesto en la ilustración 15 (b), ya que es en esta zona es donde se concentran los mayores porcentajes de sales y, por ende, los mayores niveles de posibles asentamientos.

Los resultados que se presentan en las ilustraciones 16 y 17 provienen de muestras extraídas de la zona más afectada por sales mostrada en la ilustración 15 (b) (Kilometraje 18+500). En las calicatas realizadas se extrajeron colpas a partir de las cuales se tallaron probetas con radios de 3" y una con 4". Para poder evaluar el potencial de colapso, primero, se aplica una carga vertical progresiva sobre las probetas de 0 (Kg/cm^2), 2 (Kg/cm^2), 5 (Kg/cm^2) y 8 (Kg/cm^2) a humedad natural, con lo cual se obtiene la deformación unitaria en las etapas de carga (ε_i), posteriormente, se saturan las probetas con agua, y con ello, se lavan las sales, lo que termina por generar un colapso en la estructura (probeta) debido a los espacios vacíos que quedan y que se evidencia con un salto en las deformaciones (ε_{sat}), en este caso, se dan a una carga vertical constante final de 8 (Kg/cm^2). Luego, se descargan las probetas a 4 (Kg/cm^2) y 0 (Kg/cm^2) respectivamente. Se indica que de las mismas colpas se extrajeron las muestras que fueron ensayadas para obtener el porcentaje de sales (muestra A y muestra B).

Calicata	Profundidad (m)	Muestra A	Muestra B		Ensayo de colapso										
		Sales	Peso unitario (t/m^3)	Sales	Diámetro probeta	γ_t (t/m^3)	W (%)	γ_d (t/m^3)	σ_{sat} (kg/cm^2)	ε_i (%)	ε_{sat} (%)	Masa inicial (g)	Masa final (g)	Δ_{masa} (%)	
CSS-17	1,0	4,55%	2,40	4,25%	3"	2,38	0,20	2,38	8,0	-4,64	-0,91	326,72	325,02	0,5	
CSS-19	1,0	2,90%	2,50	9,85%	3"	2,22	0,20	2,21	8,0	-2,84	-37,73*	400,35	396,10	1,1	
CSS-19	2,0	3,90%	2,44	2,30%	3"	2,41	0,15	2,41	8,0	-1,97	-0,05	363,82	363,08	0,2	
CSS-21	2,0	68,20%	2,32	4,65%	3"	2,28	0,32	2,27	8,0	-4,77	-0,64	370,62	369,52	0,3	
CSS-21	3,0	6,00%	2,20	5,05%	3"	2,22	0,20	2,21	8,0	-2,99	-0,14	389,26	388,28	0,3	
					4"	2,44	0,20	2,43	8,0	-4,31	-0,09	861,30	859,19	0,2	
CSS-24	3,0	27,65%	1,74	68,05%	3"	1,51	0,22	1,51	8,0	-3,91	-55,07	292,09	127,54	56,3	
CSS-24	4,0	78,20%	2,01	3,35%	3"	2,06	0,28	2,06	8,0	-4,25	-0,22	356,49	344,98	3,2	

Ilustración 16. Resultados colapso de las muestras talladas a partir de las colpas extraídas de las calicatas, modificado. (IDIEM, 2019)

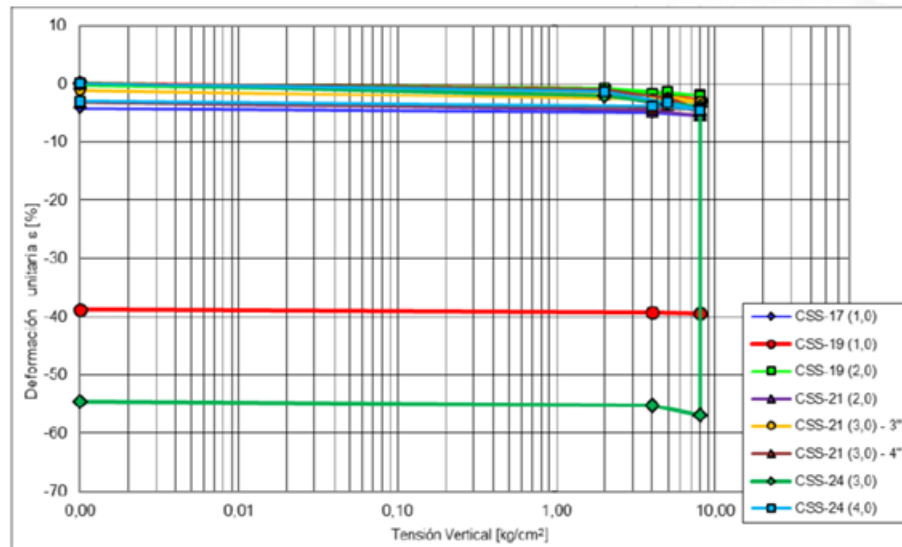


Ilustración 17. Gráfico de los resultados de colapso para las muestras de colpas en calicatas entre el kilometraje 17+500 y 19+000 para una tensión vertical de 8 (Kg/cm²). (IDIEM, 2019)

Como se puede apreciar en las ilustraciones 14, 15 y 16, la distribución de la salinidad en las calicatas es altamente variable en la extensión y profundidad del terreno, esto indicaría que existe una distribución heterogénea de las sales en el suelo. Por otro lado, se puede apreciar que los asentamientos de las probetas en el proceso de carga son entorno al 4%, sin embargo, los asentamientos por colapso (condición saturada) tienden a estar por debajo del 1%, excepto para la muestra CSS-24 a 3 (m) de profundidad y CSS-19 a 1 (m) de profundidad. Otras muestras como la CSS-21, presentaron salinidades entre el 68,2% y el 4,65%, pero deformaciones totales en torno al 5%, lo cual indicaría que el valor de salinidad del 68,2% no sería representativo de la muestra total y que se trataría de un caso puntual. Lo mencionado anteriormente indicaría que también pueden existir grandes variaciones en las concentraciones de sales dentro de las mismas colpas.

2.3 Asentamientos por disolución de sales y oquedades

Se ha de tener especial cuidado en el ámbito de la ingeniería al tratar con suelos salinos, ya que las sales solubles si bien le confieren mayor rigidez, mayor resistencia al corte y capacidad de soporte al suelo, debido a que actúan como cementantes del esqueleto granular compuesto por elementos insolubles. Esto se da en estado seco (sin presencia de agua), lo cual puede resultar en una falsa sensación de seguridad. (Olgúin, 2006)

Cuando existe un aporte de agua en el espacio intersticial de la estructura granular, ya sea como un frente de humedad o un flujo, se induce la disolución de los cristales de sales solubles presentes, con ello, una disminución en la rigidez y resistencia del terreno

que pasa a ser aportada exclusivamente por el esqueleto granular compuesto por partículas insolubles, el cual debe reordenarse hasta compatibilizar su empaquetamiento con el nivel de carga aplicado. Este reordenamiento se genera producto de la variación volumétrica del material y se traduce en deformaciones cuya magnitud depende, principalmente, de la estructura suelo-sal y el nivel de ordenamiento original o densidad (CMGI, 2013).

Se ha de mencionar que debido a la naturaleza poco homogénea en la que se encuentran las sales en el suelo, no solo existen las formaciones de espacios vacíos a nivel intergranular, sino que también es posible la presencia de estratos compuestos completamente por sales que, potencialmente, pueden formar cavernas a nivel macro, parecido a lo que sucede con los fenómenos kársticos.

Según la norma Nch3394, existen dos tipos de ensayo para establecer el asentamiento por disolución de sales, los cuales son: el ensayo de colapso por inundación *in situ* y el ensayo de colapso por inundación en laboratorio (ensayo edométrico). Ambos se basan en aplicar una presión vertical sobre una muestra de suelo inalterada mientras esta se satura con agua para hacer un lavado artificial de la sal que contiene, con ello, se genera una estructura granular inestable que colapsará observándose como un salto en la deformación vertical de la muestra en algún momento del ensayo, tal y como se puede ver en la ilustración 18.

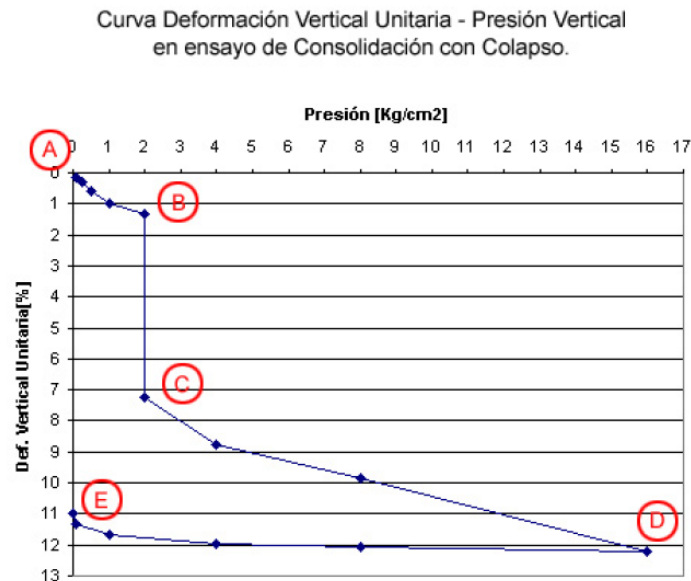


Ilustración 18. Curva de ensayo edométrico con presencia sales solubles en la muestra, se puede observar el colapso entre los puntos B y C. (Foncea et al, 2006)

McDougall et al (2013) realizó un estudio experimental que evaluó el asentamiento y relación de vacíos producida por la disolución de sales sobre muestras compuestas por mezclas de arena y sal (cloruro de sodio). En este estudio se realizaron 158 ensayos de laboratorio, de los cuales, 40 correspondieron a ensayos edométricos con lavado de sales y 118 a ensayos de celda de carga con lavado de sales. Los experimentos se

desarrollaron para distintos niveles de carga (60 kpa, 62 kpa y 250 kpa), razones de diámetro medio ($D_{50,arena}/D_{50,sales}$) entre 0,25 y 9 para las arenas y sales, distintas graduaciones granulométricas para las arenas, y porcentajes de salinidad entre el 2% y 21%. En la ilustración 19 se presentan los gráficos obtenidos del estudio.

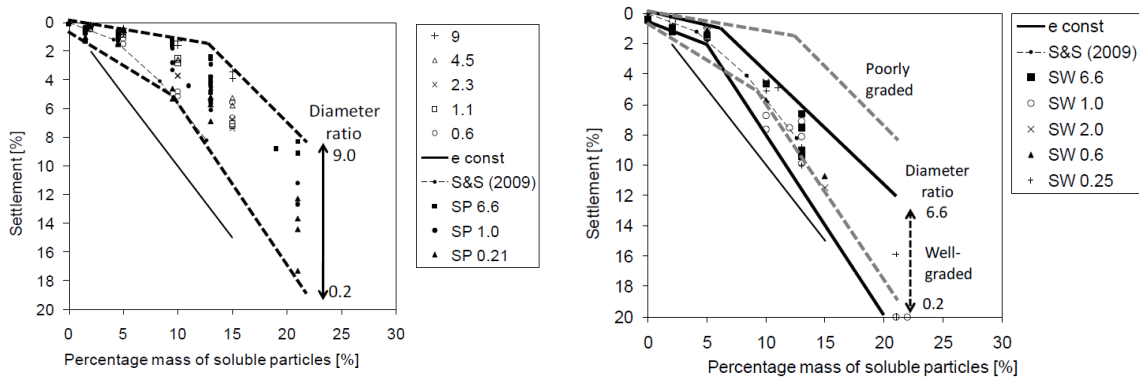


Ilustración 19. Resultados de los experimentos de McDougall et al (2013) para mezclas de arena-sal pobremente graduada con distintos tamaños de partículas de sal (izquierda) y de arena-sal bien graduada con distintos tamaños de partícula de sal (derecha).

Los resultados de los ensayos demostraron que claramente que existe una relación entre el porcentaje de sales solubles, la graduación granulométrica y el nivel de asentamiento. Además, se nota que existe un cambio en los niveles de asentamiento cuando se superan salinidades entre el 10% y 15%.

Olgúin (2006) propuso en su tesis de magister un nuevo modelo de fases basado en parámetros conocidos que permiten calcular el asentamiento de las sales en función de la estructura salina que se presenta en estado natural. Según el autor, las estructuras que se forman en suelo salino pueden agruparse dentro de dos grandes categorías de los cuales se derivan intermedios, estas son: estructuras soldada o macro porosa y estructura tipo matriz o micro porosa.

- **Estructura soldada o macro porosa:** Estas estructuras se caracterizan porque la granulometría del material lixiviado, cuando se ha efectuado un ensayo de clasificación granulométrica y se extraen las sales solubles de la muestra, presenta porcentajes por debajo del 5% bajo la malla #200. Además, las sales contenidas se adhieren alrededor de las estructuras granulares no solubles que se encuentran en contacto físico entre sí. Este tipo de estructuras presenta una permeabilidad considerable, lo que permite el fácil acceso de agua que disuelve la sal entre los granos. (Olgúin et al, 2006)
- **Estructura tipo matriz o micro porosa:** En este caso, se tiene que los vacíos existentes entre partículas granulares no solubles han sido ocupados por una estructura de sal tipo matriz con contenido de finos al interior, la cual genera un suelo poco permeable. A diferencia de la estructura soldada, cuando se realiza una clasificación granulométrica, se presentan altas cantidades de material fino no

plástico (sobre el 10%). Además, se puede presentar un alto grado de cristalinidad en la parte salina. (Olguín et al, 2006)

En la ilustración 20 se presentan los esquemas de las estructuras salinas formadas en los suelos descritos.

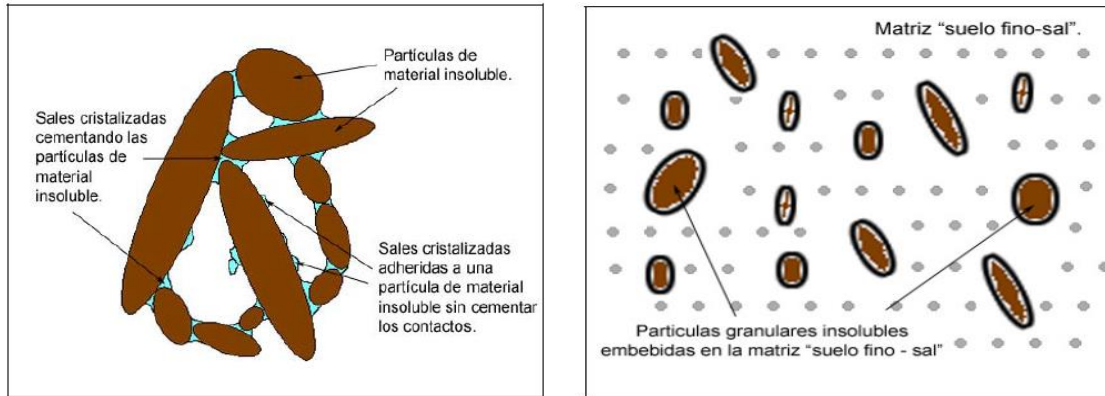


Ilustración 20. Estructura tipo soldada y tipo matriz para suelos salinos. (Olguín et al, 2006)

En el estudio de Olguín (2006) para relacionar el nivel de asentamiento según el tipo de estructura salina con alguna variable, se define la relación de potencial de vacíos (RPV) como:

$$RPV = \frac{V_{air-fict}}{V_{air-nat}} = \frac{e_{fict}}{e_{nat}} \quad (2.1)$$

Donde:

$$\gamma_{d-salino} = \frac{S \gamma_{d-c/s}}{S + 1} \quad (2.2)$$

$$\gamma_{d-s/s} = \gamma_{d-c/s} - \gamma_{d-salino} \quad (2.3)$$

$$e_{fict} = \frac{V_{air-fict}}{V_S} = \frac{G_s \gamma_0}{\gamma_{d-s/s}} - 1 \quad (2.4)$$

$$e_{nat} = \frac{V_{air-nat}}{V_S} = G_s \gamma_0 \left(\frac{S + 1}{\gamma_{d-c/s}} - \frac{S}{\gamma_{ss}} \right) - 1 \quad (2.5)$$

Con:

RPV (–): Relación de potencial de vacíos.

e_{fict} (–): índice de vacío de la muestra lixiviada, sin sales.

e_{nat} (–): índice de vacío de la muestra natural, con sales.

$V_{air-fict}$ (m^3): Volumen de vacío de la muestra con las sales disueltas.

$V_{air-nat}$ (m^3): Volumen de vacío de la muestra natural.

V_S (m^3): Volumen de sólidos de la muestra.

G_s (-): Gravedad específica del material insoluble, sin sales.

S (%): Salinidad de la muestra.

γ_0 (t/m^3): Peso unitario del agua a 4°C.

$\gamma_{d-salino}$ (t/m^3): Densidad natural de las sales solubles.

$\gamma_{d-s/s}$ (t/m^3): Densidad natural seca del material sin sales.

$\gamma_{d-c/s}$ (t/m^3): Densidad natural seca del material con sales.

γ_{ss} (t/m^3): Peso unitario de las sales solubles.

Con ensayos realizados sobre 6 muestras de suelo salino extraído del norte de Chile y considerando el peso unitario de las sales solubles como 2,3 (t/m^3), Olgúin obtuvo el gráfico presentado en la ilustración 21.

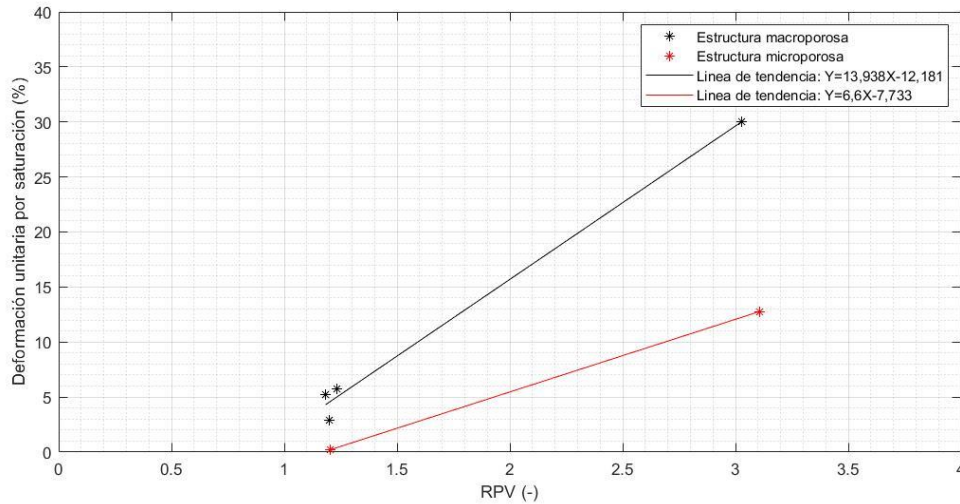


Ilustración 21. Resultados obtenidos por Olgúin (2006) en ensayos edométricos sobre suelo salino con una presión vertical de 2 (kg/cm^2), modificado.

En la ilustración 21 se observa que existe una relación en cuanto al tipo de estructura salina, el parámetro propuesto para cuantificar la relación de vacíos (RPV), y la deformación provocada por el colapso.

Otra observación que se puede hacer de su estudio es que el nivel de carga vertical aplicada durante los ensayos edométricos afecta el asentamiento por colapso, presentándose, en general, mayores deformaciones a mayor nivel de carga vertical.

Según la Rae (2020), oquedad es el espacio vacío que en un cuerpo sólido. En el contexto de este trabajo de título, se referirá como oquedades a aquellos espacios vacíos que quedan remanentes en suelo una vez se han disuelto los elementos salinos que estaban presentes en costras, aglomeraciones o en la matriz de este (suelo).

2.4 Efecto arco

Según Terzaghi (1943), el efecto arco se define como la transferencia de tensiones desde una masa de suelo que se encuentra en fluencia hacia la parte de suelo que se encuentra estacionaria. La transmisión de tensiones se debe a la existencia de un movimiento relativo donde se forma una superficie de contacto que desarrolla una fuerza de fricción que se contrapone al movimiento de la masa móvil.

Para demostrar este efecto, Terzaghi desarrollo el experimento denominado “trapdoor”. Este ensayo consiste en depositar una porción de arena en una caja cuya parte inferior contiene una puerta móvil (“trapdoor”) con el resto de la base rígida. Cuando se abre la puerta se observa que la arena adyacente se deforma, con ello, se genera un bloque móvil junto con una superficie de falla, provocando la aparición de una fuerza de roce en la superficie que disminuye las presiones en las zonas móviles y las aumenta en las juntas rígidas.

En la ilustración 22 se presenta un esquema del experimento de Terzaghi y el diagrama de fuerzas en la masa móvil idealizada.

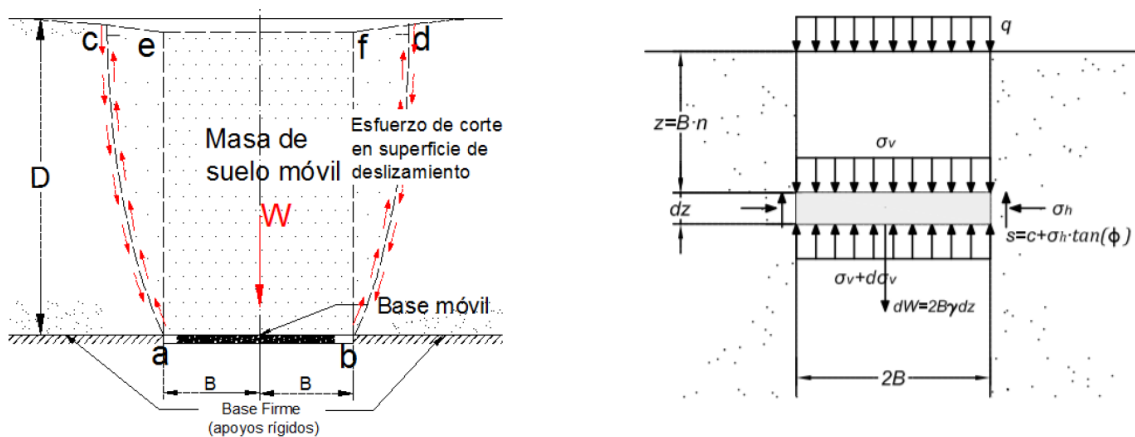


Ilustración 22. Esquema del ensayo "trapdoor" de Terzaghi. (Pardo, 2013)

Pardo (2013) en su tesis de magister, realizó una reproducción del experimento “trapdoor” con arenas y arcillas utilizando la técnica denominada correlación de imágenes digitales (CID), la cual consiste en calcular los desplazamientos que se generan en un material mediante el contraste de píxeles en una serie de imágenes consecutivas.

En la ilustración 23 se presentan los resultados obtenidos con esta técnica y que serán importantes al momento de validar el modelamiento numérico, debido a que las deformaciones obtenidas por el asentamiento en la base del muro debiesen presentar una forma similar a las generadas por el experimento “trapdoor”.

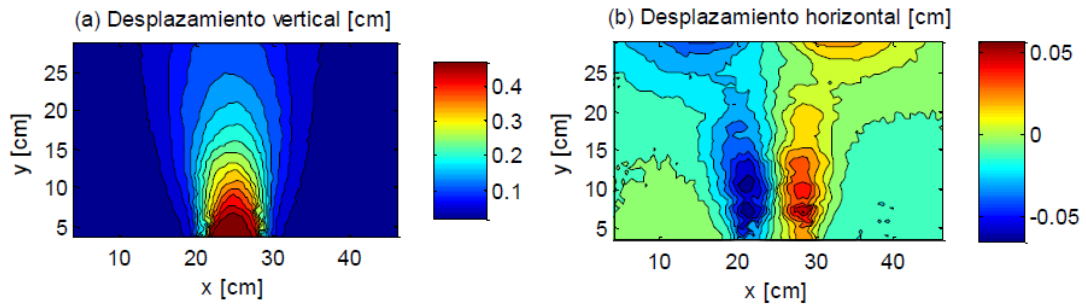


Ilustración 23. Desplazamientos medidos con la técnica CID. (Pardo, 2013)

2.5 Consideraciones para la modelación numérica

2.5.1 Amortiguamiento de Rayleigh

El amortiguamiento de Rayleigh es un amortiguamiento del tipo mecánico que simula la disipación de energía cinética con una componente (C) en la ecuación de equilibrio dinámico, esta componente es proporcional a la masa y rigidez del sistema. Además, es dependiente de la frecuencia de vibración.

El coeficiente C , denominado matriz de amortiguamiento en un sistema de varios grados de libertad, se puede expresar como:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.6)$$

Donde M corresponde a la matriz de masa del sistema, K es la matriz de rigidez, α y β son constantes de amortiguamiento proporcionales a la masa y rigidez, respectivamente. Si se desarrolla la expresión 2.6 es posible determinar que la razón de amortiguamiento crítico (ε_i) en función de una frecuencia (ω_i) es:

$$\varepsilon_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (2.7)$$

En la ilustración 24 se presenta cómo varía la expresión 2.7 para distintas frecuencias angulares.

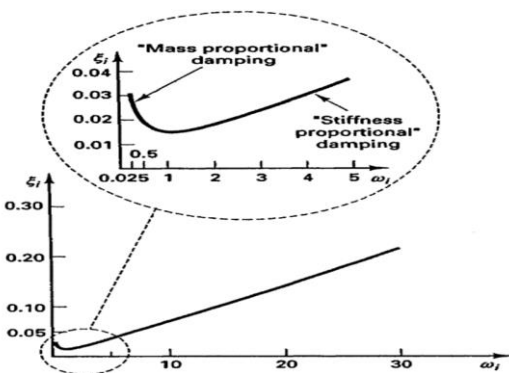


Ilustración 24. Amortiguamiento como función de la frecuencia. (Bathe, 2014)

2.5.2 Modelo constitutivo de Mohr-Coulomb

El modelo constitutivo Mohr-Coulomb se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb.

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb integra las deformaciones plásticas junto con las deformaciones elásticas, con ello, se obtiene la deformación total (ε) del material sometido a cargas monótonas o ciclo de cargas. En la ecuación 2.8 se presenta lo planteado.

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (2.8)$$

Donde:

ε (–): Deformación total.

ε_e (–): Deformación elástica.

ε_p (–): Deformación plástica.

La mayor ventaja de este modelo constitutivo sobre otros es que necesita solo de parámetros básicos utilizados en geotecnia para ser implementado en FLAC3D. En la tabla 3 se presentan dichos parámetros.

Tabla 3. Parámetros del modelo constitutivo Mohr-Coulomb que utiliza FLAC3D.

Parámetro	Unidad
Cohesión (C)	Pa
Densidad (ρ)	Kg/m^3
Módulo de Young (E) o módulo de corte (G)	Pa
Módulo de Poisson (ν) o módulo de volumen (k)	$-/Pa$
Ángulo de fricción (ϕ)	$^\circ$
Ángulo de dilatación (ψ)	$^\circ$
Tensión límite (σ_t)	Pa

2.6 Sismología, registros sísmicos y revisión de antecedentes sísmicos

Los terremotos, o sismos, son el proceso de generación de ondas y su posterior propagación por el interior de la Tierra (sismología.cl, 2020). Los sismos de origen tectónico se producen por la interacción mecánica entre las placas de la litosfera terrestre que se expresa en la forma de acumulación de energía por una parte de la corteza y que, en cierto punto, se rompe produciendo deformaciones violentas en intervalos pequeños de tiempo.

En la mayor parte de Chile continental, se observa el fenómeno de subducción de la placa de Nazca sobre la placa Sudamericana, a partir de lo cual, se originan 4 tipos de sismos característicos que son los de interplaca, intraplaca continental, intraplaca oceánica y outer-rise. En este trabajo solo se usarán sismos del tipo interplaca.

En la ilustración 25 se presenta un esquema de la zonificación de los distintos tipos de sismos.

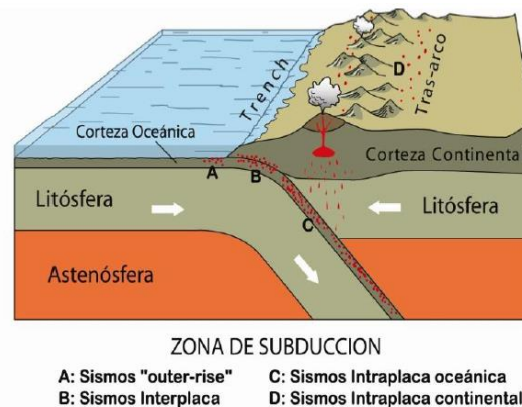


Ilustración 25. Zona sismogénica típica de Chile continental y tipo de sismos. (Centro sismológico nacional, 2013)

Las ondas sísmicas que se originan por los terremotos son ondas elásticas que viajan a través de un cuerpo sólido, en este caso, la Tierra. Estas ondas viajan a velocidades que dependen de los “módulos elásticos”, los cuales son una medida de las propiedades del material.

Se pueden clasificar cuatro tipos de ondas sísmicas: Las ondas primarias (P); las ondas secundarias (S); las ondas Rayleigh; y las ondas Love. Las ondas P y S se denominan ondas internas, ya que se presentan en todo el medio.

Las ondas P son paralelas a la dirección del movimiento y generan solo deformaciones volumétricas. En tanto, las ondas S se presentan en dirección perpendicular al movimiento, generando deformaciones de corte y por ende angulares. (Pastén, 2007)

Las ondas Rayleigh y Love, son ondas que se presentan solo en la superficie, y se generan a partir de la interacción de las ondas internas con esta condición de borde. (Pastén, 2007)

En la ilustración 26 se presenta un esquema de cada tipo de onda.

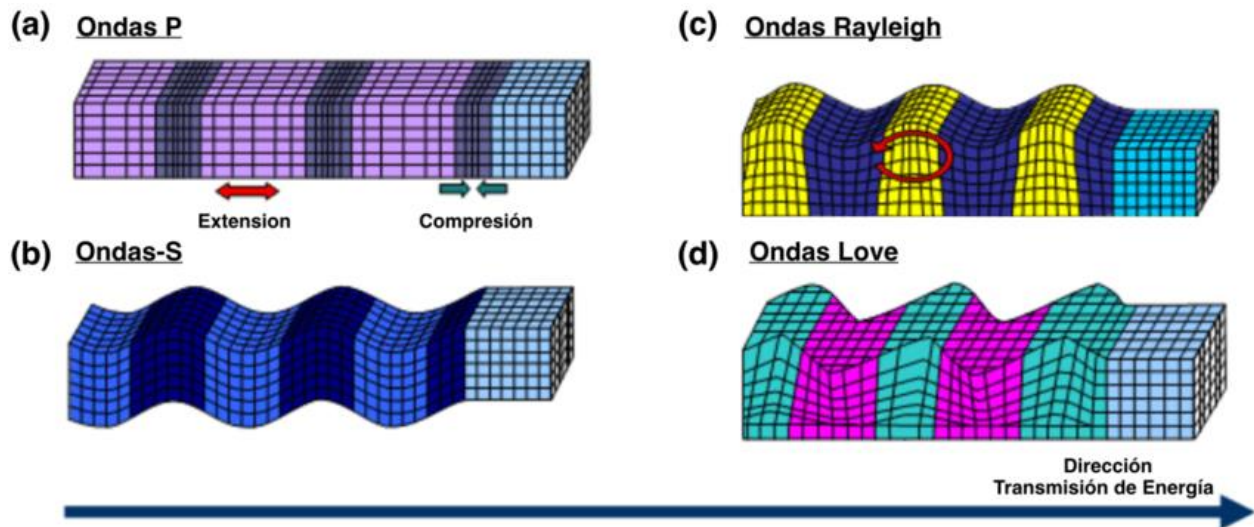


Ilustración 26. Ondas sísmicas. (Sáez, 2016)

Las expresiones 2.9 y 2.10 son las velocidades a las cuales se mueven las ondas P y S a través del medio, respectivamente.

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.9)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (2.10)$$

En este caso, λ es el primer parámetro de Lamé, μ es el módulo de corte, y ρ es la densidad del material.

El primer parámetro de Lamé se puede calcular a través de su relación con los otros módulos elásticos, mientras que μ y ρ son parámetros bien conocidos en ingeniería geotécnica que se derivan de los ensayos de laboratorio e *in situ*. En la ilustración 27 se presentan las relaciones entre los distintos módulos elásticos.

μ	k	λ	E	ν
$\frac{3(k-\lambda)}{2}$	$\lambda + \frac{2\mu}{3}$	$k - \frac{2\mu}{3}$	$\frac{9k\mu}{3k+\mu}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda+\mu)}$
$\lambda \left(\frac{1-2\nu}{2\nu} \right)$	$\mu \left[\frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \right]$	$\frac{2\mu\nu}{(1-2\nu)}$	$2\mu(1+\nu)$	$\frac{\lambda}{(3k-\lambda)}$
$3k \left(\frac{1-2\nu}{2+2\nu} \right)$	$\lambda \left(\frac{1+\nu}{3\nu} \right)$	$3k \left(\frac{\nu}{1+\nu} \right)$	$\mu \left(\frac{3\lambda+2\mu}{\lambda+\mu} \right)$	$\frac{3k-2\mu}{2(3k+\mu)}$
$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	$\frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$3k(1-2\nu)$	$\frac{3k-E}{6k}$

Ilustración 27. Relación entre los módulos elásticos de un sólido isótropo, elástico y homogéneo. (Lay & Wallace, 1995)

2.6.1 Evaluación de la severidad de un sismo

La severidad de un sismo se puede evaluar a través de la intensidad de Arias, la duración de movimiento fuerte y el potencial destructivo, parámetros que se explican continuación.

- **Intensidad de Arias:** Según Arias (1970), esta medida de intensidad es un parámetro que refleja la energía total contenida de un registro de movimiento fuerte, y se relaciona con el daño producido en estructuras por el movimiento. La expresión para obtener la intensidad de Arias se muestra en la ecuación 2.11.

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0+D} a(t)^2 dt \quad (2.11)$$

Donde:

I_a (m/s): Intensidad de Arias.

t_0 (s): Tiempo inicial del registro.

D (s): Duración del registro.

a (m/s^2): Registro de aceleraciones.

- **Duración de movimiento fuerte:** Su definición puede variar según el autor citado, existen dos parámetros utilizados comúnmente y que son la duración significativa y la duración por intervalos (Céspedes et al, 2019). En este estudio será ocupada la definición de duración significativa, que se define como el intervalo de tiempo del sismo entre que libera cierta cantidad de energía, usualmente entre el 5% y

75% o entre el 5% y 95% de la intensidad de Arias acumulada como intervalo. (Céspedes et al, 2019)

- **Potencial destructivo:** Es una intensidad instrumental definida para estimar los posibles daños en estructuras y obras de tierra. Esta definición se basa en la acumulación de deformaciones no lineales de estructuras simples elastoplásticas de un grado de libertad, asociado a la ductilidad global de las estructuras consideradas en las normativas (Araya & Saragoni, 1984). Se tiene entonces que el potencial destructivo queda expresado por:

$$P_D = \frac{I_a}{v_0^2} \quad (2.12)$$

Donde:

P_D ($\frac{m}{s^2} s^3$): Potencial destructivo.

I_a (m/s): Intensidad de Arias.

v_0 ($\frac{1}{s}$): Intensidad de cruces por cero.

El parámetro v_0 que se define como la razón entre las veces que pasa la onda por el eje de la ordenada (cambio de signo) y el tiempo de duración del movimiento fuerte.

2.6.2 Tratamiento de señales

Cuando se trabaja con registros de aceleraciones obtenidos de aparatos instalados en terreno, se ha de tener en consideración que muchas veces las condiciones ambientales, de instalación del aparato, operación, etc. Pueden interferir o afectar en la señal captada.

Debido a lo anterior, se han desarrollado procedimientos para la corrección de las señales a modo de eliminar aquellos datos, o partes de datos, que no son propios del sismo.

2.6.2.1 Corrección por línea base

Cuando se tiene un registro de aceleraciones sin limpiar, los datos tienden a encontrarse desplazados con respecto al eje neutro de las abscisas (aceleración nula). Esto puede ocurrir cuando el acelerógrafo no está nivelado como corresponde en su emplazamiento, o bien, porque el sistema de registro provoca una deriva de los datos con respecto a la línea base. Aunque en términos de aceleración es casi imperceptible, puede generar un

problema a la hora de calcular la velocidad y el desplazamiento ya que el proceso de integración acumula y contabiliza esa pequeña aceleración extra. (Carreño et al, 1999)

Una alternativa para resolver este problema consiste en confeccionar la curva polinómica de grado uno que mejor se ajuste al gráfico y restarla a los datos originales. La curva polinómica representa la deriva de datos que corresponde al error del desplazamiento.

En la ilustración 28 se observa como un pequeño corrimiento en el registro de aceleraciones, casi imperceptible, genera un error progresivo en los diagramas de velocidades y desplazamientos.

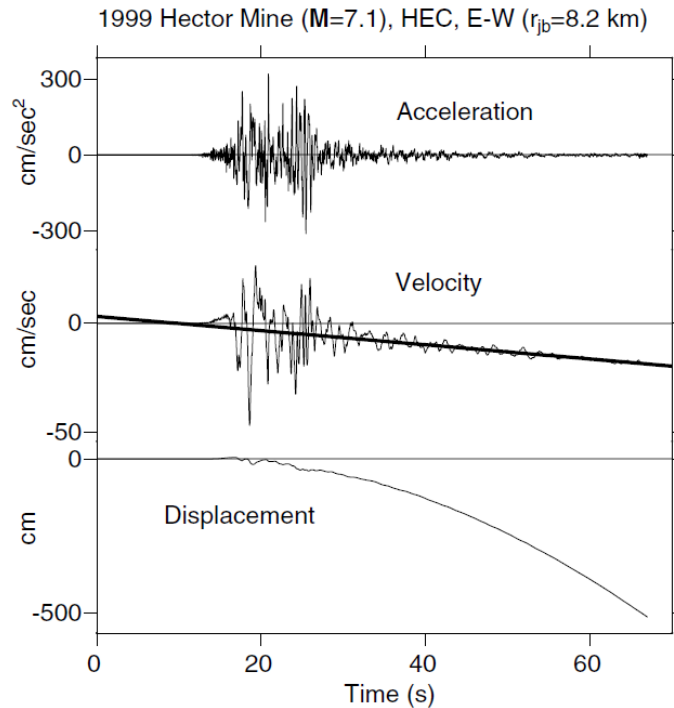


Ilustración 28. Error por desplazamiento de línea base. (Moore et al, 2002)

El procedimiento para la corrección por línea base se muestra en el Anexo A y la programación de este algoritmo se deja en el Anexo B.

2.6.2.2 Filtrado de señales

Otro de los errores recurrentes al momento de utilizar señales sísmicas, es el atribuible al ruido sísmico, y que puede ser causado por fenómenos ambientales o por el tratamiento de los datos. (Carreño et al, 1999)

Si bien los sismos contienen un amplio rango de frecuencias, solo es un conjunto acotado el que aporta significativamente a la amplitud del movimiento. Por ello, es conveniente definir el rango de frecuencias en que se trabajará y eliminar aquellas que estén fuera. Diversos autores han establecido que, en general, el rango de frecuencias sísmicas que

aporta mayor importancia al movimiento de los terremotos se encuentra entre los 0,01 (Hz) y 100 (Hz).

En general, el ruido se puede clasificar en dos categorías; ruido de alta frecuencia y ruido de baja frecuencia. El ruido de alta frecuencia aparece por encima de la banda con la cual se trabaja. Este ruido afecta los picos de aceleración, sin embargo, no afecta mucho el proceso de integración ya que el área debajo de la curva es prácticamente la misma tanto para la señal original como para la señal corregida, debido a que las desviaciones por encima y por debajo de la abscisa se compensan. Por otro lado, el ruido de baja frecuencia es el que aparece debajo de la banda de frecuencias con la que se está trabajando y afecta el proceso de integración, ya que al integrar la aceleración para obtener la velocidad y el desplazamiento se calcula el área debajo de la curva. (Carreño et al, 1999)

En la ilustración 29 se puede visualizar como afecta el ruido de alta y baja frecuencia la forma de la señal.

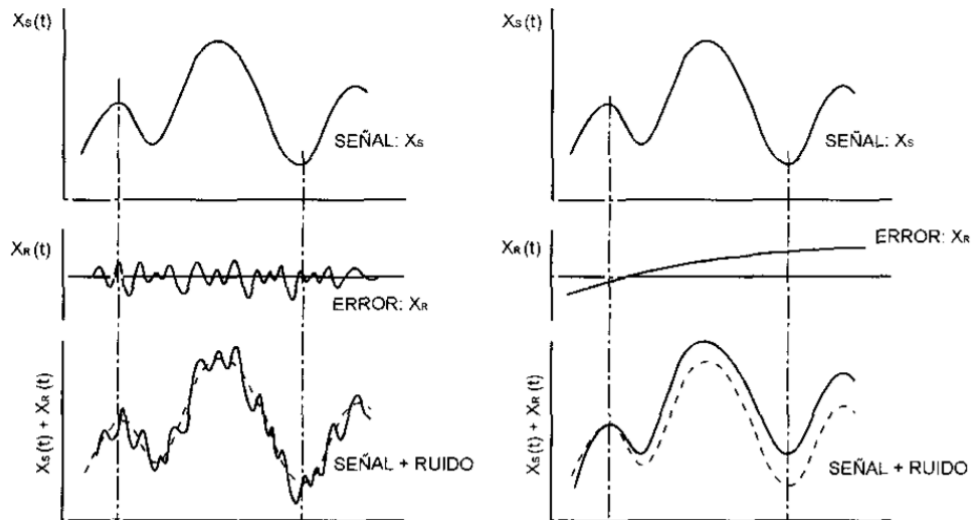


Ilustración 29. Ruido de alta frecuencia (izquierda) y ruido de baja frecuencia (derecha). (Hudson, 1979)

Para eliminar el ruido se debe hacer uso de algún filtro digital que elimine las que señales fuera del rango estudiado. Esto último puede ser programado en el software MATLAB haciendo uso de la función "Butter(n, wn, ftype)". En los Anexos A se presenta el algoritmo programado.

2.6.2.3 Transformada de Fourier

La transformada de Fourier es una herramienta fundamental para el análisis y estudio de señales, ya que permite pasar una función de un espacio de tiempo a un espacio de frecuencias. Sin embargo, para el tratamiento de señales en este trabajo se utilizará la transformada rápida de Fourier, ya que es un método más rápido en términos computacionales. Este algoritmo es fácil de implementar en MATLAB a través de la función “`fft(x)`”. La programación de la rutina de la FFT se muestra en el Anexo B.

2.6.2.4 Deconvolución de señales

Las distintas condiciones que alteran la propagación de ondas en un medio elástico representan un problema a la hora de utilizar registros sísmicos obtenidos por aparatos instalados en los afloramientos rocosos, ya que tienen incorporados el efecto de reflexión de ondas en superficie, amortiguamiento, amplificación sísmica, etc. Además, se debe tener en consideración el tipo de condición de borde que se impondrá en la base del modelo numérico, si es del tipo rígida o del tipo absorbente.

Cuando un registro de aceleraciones obtenido de un aparato instalado en un afloramiento rocoso se quiere aplicar en la base de un modelo numérico, es necesario adaptar dicho registro con tal de que la onda que se transmite desde la profundidad sea equivalente a la del sismo que provoca la respuesta en superficie del registro de aceleraciones original (afloramiento rocoso). Una alternativa para solucionar este problema consiste en escalar el sismo que se usará con una reducción del 50% de su amplitud y aplicarlo en la base de un modelo equivalente de roca, luego, revisar el espectro de aceleración del sismo que se obtiene en superficie y compararlo con el del sismo de original, si no coinciden, seguir escalando con otros factores de reducción hasta que se parezcan o coincidan.

2.6.3 Antecedentes sísmicos

En esta sección se realiza una recopilación de los sismos que reúnen las características de eventos destructivos, o de alta energía, y que hayan ocurrido a lo largo del país. La información se obtuvo utilizando los catálogos sísmicos del centro sismológico nacional (CSN), la red de cobertura nacional de acelerógrafos (RENADIC), el United States Geological Survey (USGS), más información de los National Centers for Environmental Information del National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA).

2.6.3.1 Revisión de los catálogos sísmicos y sismos candidatos

En la tabla 4 se presentan algunos de los sismos más severos que han afectado al país en el último tiempo, los cuales serán denominados como “sismos candidatos” y que serán utilizados como registros semilla para ser escalados en torno a su aceleración máxima (PGA), posteriormente, se elegirá uno de ellos para ser aplicado en el modelo numérico.

Tabla 4. Lista de sismos candidatos para ser escalados y utilizados como sismo de diseño en la modelación numérica. (csn.uchile.cl; ngdc.noaa.gov; earthquake.usgs.gov)

Nombre	Fecha	Intensidad (IMM)	Magnitud (m_s o m_w)	Profundidad del hipocentro (Km)/Tipo
Coquimbo	16/09/2015	IX	8,4 (m_w)	11,1/ Interplaca
Iquique	01/04/2014	VIII	8,2 (m_w)	38,9/Interplaca
Bio-Bio	27/02/2010	IX	8,8 (m_w)	30/ Interplaca
Tocopilla	14/11/2007	VIII	7,5 (m_s) 7,5 (m_w)	47,7/Interplaca
Tarapacá	13/06/2005	-	7,8 (m_s) 7,8 (m_w)	108/Intraplaca
Punitaqui	14/10/1997	-	7,1 (m_w)	56/ Intraplaca
Antofagasta	30/07/1995	VII	7,3 (m_s) 8,0 (m_w)	47/ Interplaca

2.6.3.2 Elección de estaciones de acelerómetros

En la tabla 5 se muestran las estaciones cercanas a la zona de influencia de los sismos candidatos, de las cuales, se obtuvieron los registros semillas para ser escalados a la aceleración máxima de diseño (PGA).

Tabla 5. Estaciones sobre suelo tipo A para los sismos candidatos. (csn.uchile.cl; earthquake.usgs.gov; renadic.cl; Boroschek et al, 2012)

Terremoto	Código de estación/Red	Latitud (°)	Longitud (°)	Elevación (m.s.n.m)	Velocidad de onda de corte (m/s) o Información sobre tipo de suelo de apoyo
Coquimbo (2015)	C190/CSN	-30.10	-71.40	71	1106
	C220/CSN	-30.00	-71.40	36	1228
Iquique (2014)	TA01/CSN	-20.60	-70.20	75	1339
	T09A/CSN	-19.60	-70.20	111	1584
	T08A/CSN	-20.30	-70.10	536	987
	T06A/CSN	-20.20	-70.10	33	1263
	T05A/CSN	-20.20	-70.20	31	1020
	PSGCX/CSN	-19.60	-70.10	966	1639
	PB11/CSN	-19.80	-69.70	1400	1044
Bio-Bio (2010)	STL/CSN*	-33.27	-70.39	~629	Roca (Andesita y basaltos)
	ROC1/CSN*	-33.00	-71.00	2191	Roca (Tonalita y cuarzo dioritas)
	CCSP/CSN*	-36.80	-73.10	84	Roca (Pizarras, filitas y metaareniscas)
	USTFM/RENADIC	-33.03	-71.62	~50	Roca (gneiss de anfíbol)
Tocopilla (2007)	El Loa 4565/RENADIC	-21.42	-73.98	-	Roca Dura**
	Mejillones 2794/RENADIC	-23.10	-70.45	-	Suelo Duro**
	Tocopilla 6737/RENADIC	-22.09	-70.20	-	Roca Dura**
	Tocopilla Puerto 6152/RENADIC	-22.09	-70.21	-	Roca Dura**
	Antofagasta UCN/RENADIC	-23.68	-70.41	-	Roca Dura**
Antofagasta (1995)	Tocopilla 6736/RENADIC	-22.09	-70.20	-	Roca Dura**

*Obtenido del catálogo USGS, pero con referencia al catálogo CSN.

** Mencionado por Jorquera (2014).

2.6.3.3 Peligro sísmico y definición de aceleración máxima de diseño (PGA)

Los antecedentes de peligro sísmico en la zona de estudio, junto a otros estudios asociados al peligro sísmico en Chile; RBA (2018), Núñez (2014), Leyton et al (2010), Idini (2016), Medina et al (2017). Dan cuenta que una aceleración superficial horizontal del suelo de 0,6 (*g*) es suficiente para representar bien un escenario muy severo de sollicitación sísmica. Además, como se puede observar en el manual de carreteras volumen n°3 (2018), la aceleración máxima del suelo establecida en la zonificación 3 para Chile es igual a 0,5 (*g*), esta es la máxima aceleración superficial que se señala en la norma. En vista de ello, una aceleración superficial horizontal de 0,6 (*g*) es un criterio más conservador.

Por otro lado, la aceleración máxima esperable para la componente vertical se dejará en dos tercios de la componente horizontal, es decir, la aceleración máxima superficial esperable para el registro vertical será de 0,4 (*g*). Esto debido a que diversos estudios han demostrado que esta es una medida razonable para representar la razón V/H de aceleraciones máximas esperadas y que, además, dicha relación ya ha sido adoptada como referente en varias normativas sísmica. (Vilera et al, 2008)

Por todo lo anterior, se tendrá en consideración que el escalamiento del PGA de los registros de aceleraciones de los sismos candidatos para generar el sismo de diseño, se hará con valores máximos de aceleración de 0,6 (*g*) y 0,4 (*g*) para los registros horizontales y verticales, respectivamente.

Capítulo III: Estratigrafía del suelo de fundación, características del muro y geometría del modelo

3.1 Modelación estratigráfica del suelo de fundación

El muro del tranque se modelará considerando un suelo de fundación ubicado en la cuenca de Calama, sobre la formación del grupo Loa. De acuerdo con lo señalado en el capítulo 2.2.4, el suelo de fundación se encuentra formado por estratos de suelo y roca superpuestos con algunas variaciones, aunque para efectos de modelamiento se idealizará como capas horizontales. El estrato de calizas demostró tener espesores que varían entre los 15 (*m*) y 20 (*m*), por ello, el espesor de esta capa se considerará como de 15 (*m*) en el modelo numérico. Por otro lado, el estrato de suelo compuesto por arenas y limos será modelado con un espesor de 40 (*m*) debido a que este es uno de los pocos antecedentes que se tiene sobre su espesor real. Finalmente, el espesor del estrato formado por rocas ígneas será de 15 (*m*) y será considerado como el basamento rocoso al ser la capa más profunda detectada.

En la tabla 6 se presenta un resumen de los espesores de las unidades que serán utilizadas en el modelamiento numérico. Estos están ordenados según su ubicación real, es decir, están ordenados desde arriba hacia abajo siendo el estrato de calizas el más superficial y el estrato de rocas ígneas el más profundo.

Tabla 6. Espesores de los estratos de calizas, suelo formado por arenas y limos, y roca ígnea.

Estrato	Espesor (<i>m</i>)
Calizas	15
Arenas y limos	40
Roca ígnea	15

Finalmente, la extensión del terreno en planta se considerará de 400 X 400 (*m*). En la ilustración 30 se presenta una vista isométrica del modelo del suelo de fundación.

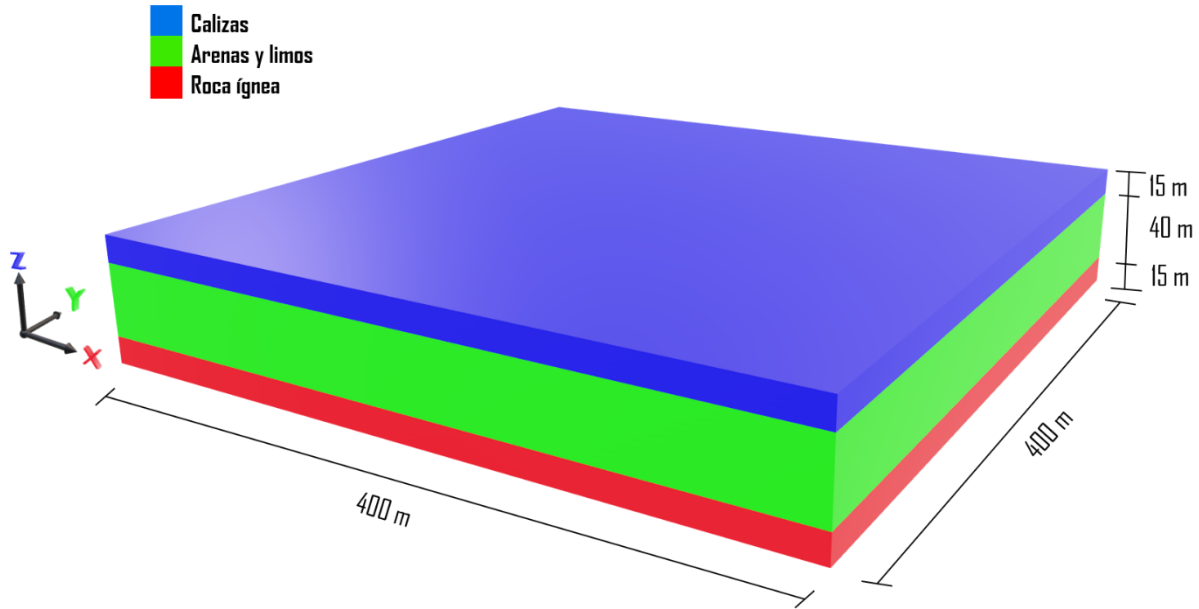


Ilustración 30. Vista isométrica de los estratos del suelo de fundación, se puede apreciar el estrato de calizas (azul), el estrato de arenas y limos (verde) y el estrato de rocas ígneas (rojo).

3.2 Geometría y estratigrafía del muro

El muro modelado está constituido por arenas cicloneadas y lastres respectivamente (ver capítulo 2.2.4), donde la parte correspondiente a arenas cicloneadas está construida con el método aguas abajo y presenta una pendiente de talud con una relación de aspecto de 3:1 (H:V), mientras que la parte correspondiente al empréstito (lastres) fue construida mediante el método de crecimiento por línea central y presenta taludes con una relación de aspecto de 2:1 (H:V), tanto aguas abajo como en el endentado que se apoya sobre los relaves.

Un cambio de pendiente se produce a una distancia horizontal aproximada de 36 (m) desde el coronamiento en dirección aguas abajo, y a una altura de 12 (m) respecto al suelo de fundación. Junto a lo anterior, se observa que desde el cambio de pendiente y hasta el tope con las arenas cicloneadas, se forma una plataforma al interior del muro.

La altura total del muro es de 30 (m) y la altura máxima de los relaves es de 23 (m), según la sección modelada. Los primeros 20 (m) desde la fundación corresponden a arenas cicloneadas del relave, y los últimos 10 (m) pertenecen a material de lastre. El ancho del coronamiento es de 12 (m) por lo que la extensión total de la base del muro queda en 144 (m).

En las ilustraciones 31, 32 y 33 se exponen las características geométricas y ubicación de los materiales modelados.

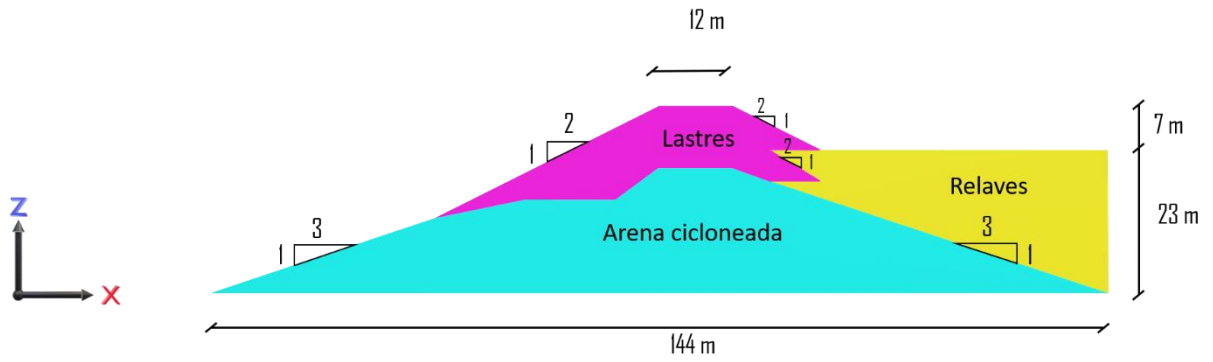


Ilustración 31. Perfil transversal general del muro.

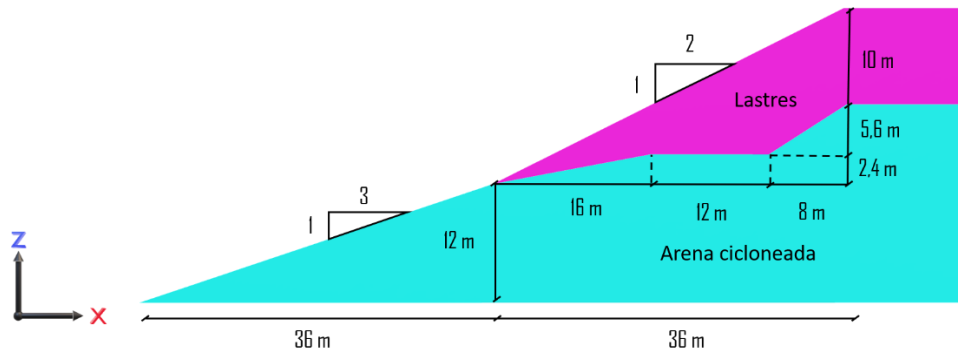


Ilustración 32. Detalle del perfil transversal del muro aguas abajo.

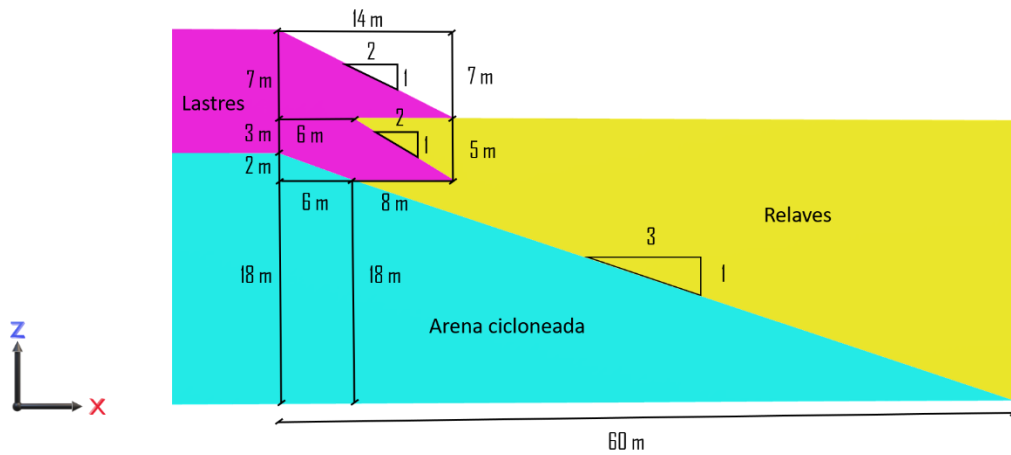


Ilustración 33. Detalle del perfil transversal del muro aguas arriba.

3.3 Geometría del modelo

El suelo de fundación considera un espesor de 70 (m) (medido entre la base del muro y la base del modelo), la altura del muro es de 30 (m) por lo que la altura total del modelo queda en 100 (m). La relación de aspecto entre el espesor del suelo de fundación y la altura del muro es de 2,3, lo cual se considera adecuado. Por otro lado, las dimensiones en planta serán de 400 (m) longitudinalmente (largo) y 400 (m) transversalmente (ancho). Para efectos prácticos, se denominará al “largo” como aquella dimensión que se mide paralelamente a la dirección del eje \hat{Y} , mientras que el “ancho” se considerará como aquella dimensión que se mide paralelamente a la dirección del eje \hat{X} . Adicionalmente, se denominará “altura” a la dimensión que se mide paralelamente a la dirección del eje \hat{Z} .

El muro se sitúa paralelo al eje \hat{Y} , aproximadamente a la mitad del ancho del modelo, de modo que la distancia existente, aguas arriba o aguas abajo, entre la base del muro y los bordes de las caras laterales en la dirección \hat{X} es igual a 128 (m). El tamaño acotado del modelo, en este caso particular, fue validado con un modelo extendido hacia aguas abajo y aguas arriba del muro, no observándose diferencias significativas en términos de aceleraciones y deformaciones (ver Anexos C), por lo que la influencia de la cercanía de las condiciones de borde no es relevante para lo que se busca estudiar en la presente memoria.

En las ilustraciones 34 y 35 se muestran las vistas isométricas del modelo que se utilizará para la modelación numérica.

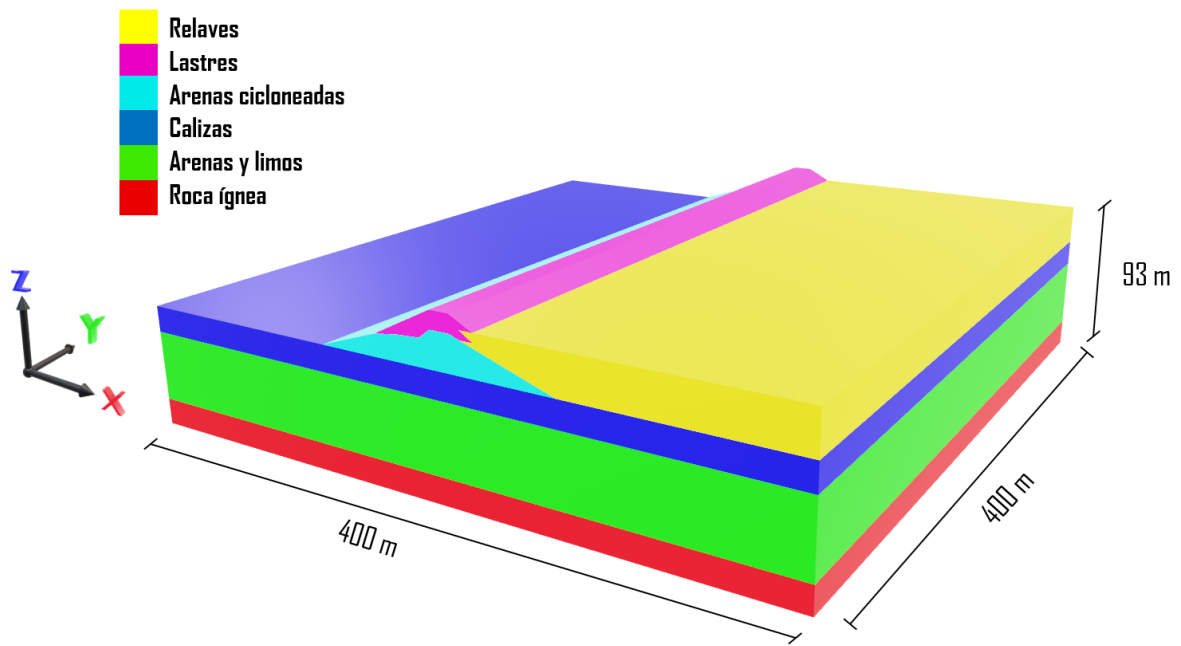


Ilustración 34. Modelo 3D del suelo de fundación y del muro visto desde la esquina derecha superior con las unidades representadas con colores: Roca ígnea (rojo); Arenas y limos (verde); Caliza (azul), Arenas cicloneadas (celeste), Lastres (púrpura); Relaves (amarillo).

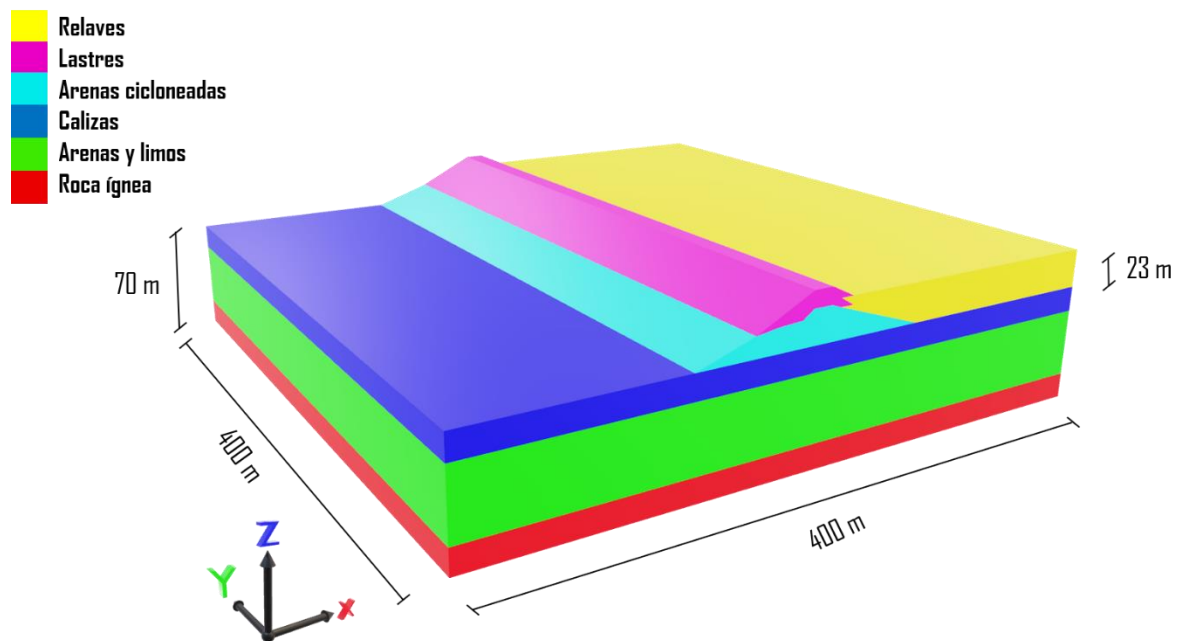


Ilustración 35. Modelo 3D del suelo de fundación y del muro visto desde la esquina izquierda superior con las unidades representadas con colores: Roca ígnea (rojo); Arenas y limos (verde); Caliza (azul), Arenas cicloneadas (celeste), Lastres (púrpura); Relaves (amarillo).

En la ilustración 36 se presenta el mismo modelo que en la ilustración 35 pero con un texturizado de materiales para facilitar la vista. El texturizado es solo representativo y no necesariamente coincide con los colores de las unidades reales.

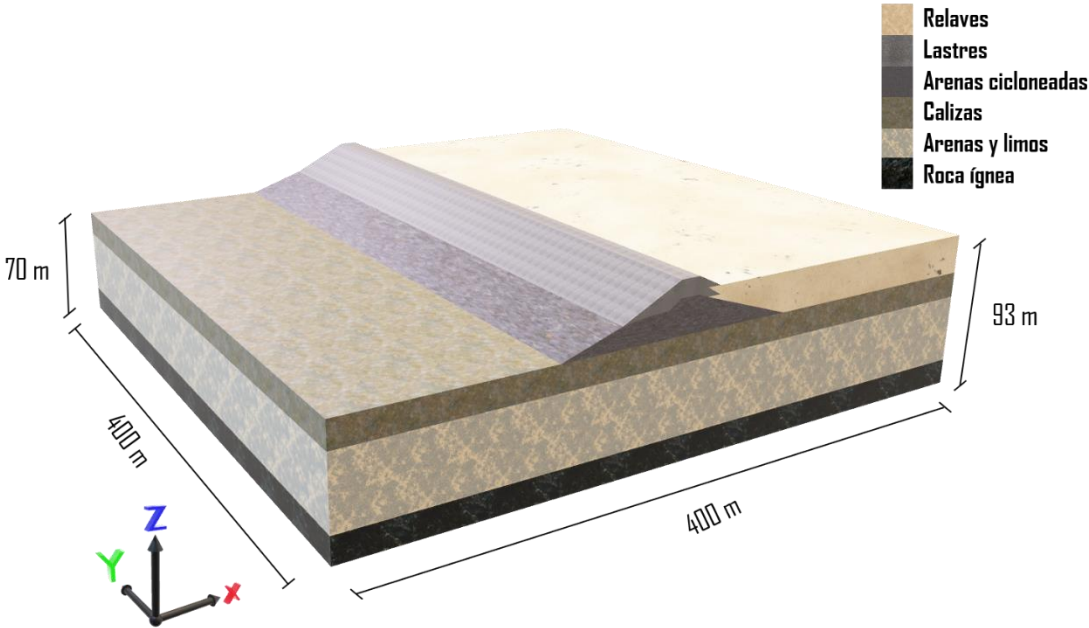


Ilustración 36. Modelo 3D del suelo de fundación y del muro visto desde la esquina izquierda superior con las unidades representadas con texturizado de materiales.

Capítulo IV: Geometría y ubicación del suelo salino y oquedad para efectos de modelación, y asentamiento por disolución de sales

4.1 Definición de zona afectada por sales bajo el muro

El primer método que se utilizará para simular la disolución de sales en el suelo de fundación, y que fue mencionado en la sección 1.1, consiste en aplicar un asentamiento en la base del muro, equivalente a la deformación que podría presentarse si se disolvieran las sales solubles en el suelo de fundación. Para ello, primero se debe definir la zona en la que se encuentran las sales solubles, se considera utilizar una geometría rectangular regular para representarla donde el largo, ancho y alto (espesor) son coincidentes con los ejes \hat{X} , \hat{Y} y \hat{Z} del modelo, respectivamente. En la ilustración 37 se presenta esta convención sobre las dimensiones de la zona afectada por sales.

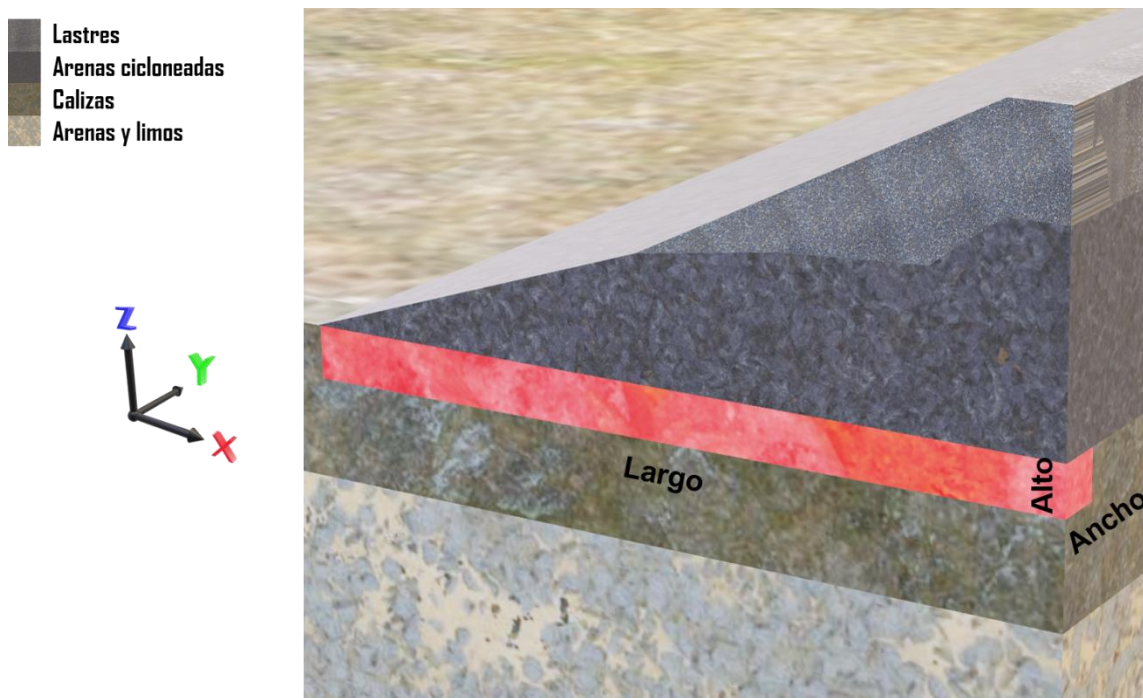


Ilustración 37. Convención de dimensiones para la zona afectada por sales solubles.

Para el largo (eje \hat{X}) de la zona afectada por sales bajo el muro, se considera utilizar una longitud igual a la base de este, es decir, 144 (m). El ancho (eje \hat{Y}) de la zona afectada por sales será una de las variables a considerar para poder evaluar el impacto en los asentamientos del coronamiento, por lo que se considera evaluar 3 casos de 5 (m), 10 (m) y 15 (m), respectivamente. Finalmente, los ensayos de contenido salino vistos en la sección 2.2.4, fueron realizados, en su mayoría, hasta una profundidad de 5 (m), sin embargo, en algunos kilometrajes donde se midió el contenido salino bajo esta cota los porcentajes de sales no representaban cantidades mayores al 3%. Por todo lo anterior,

se estima que la zona crítica en el suelo de fundación que puede verse afectada por el suelo salino se encuentra hasta los 5 (m) de profundidad. En la tabla 7 se presenta un resumen de las dimensiones que definen las zonas afectadas por sales.

Tabla 7. Dimensiones de zonas afectadas por sales.

Dimensión	Metros (m)
Largo	144
Ancho	5,10,15
Espesor	5

En la ilustración 38 se observa un modelo 3D del muro y del suelo de fundación con un corte transversal y longitudinal. La ilustración 39 presenta solo el perfil transversal, y la ilustración 40 solo el perfil longitudinal. La zona remarcada en rojo representa la sección afectada por las sales.

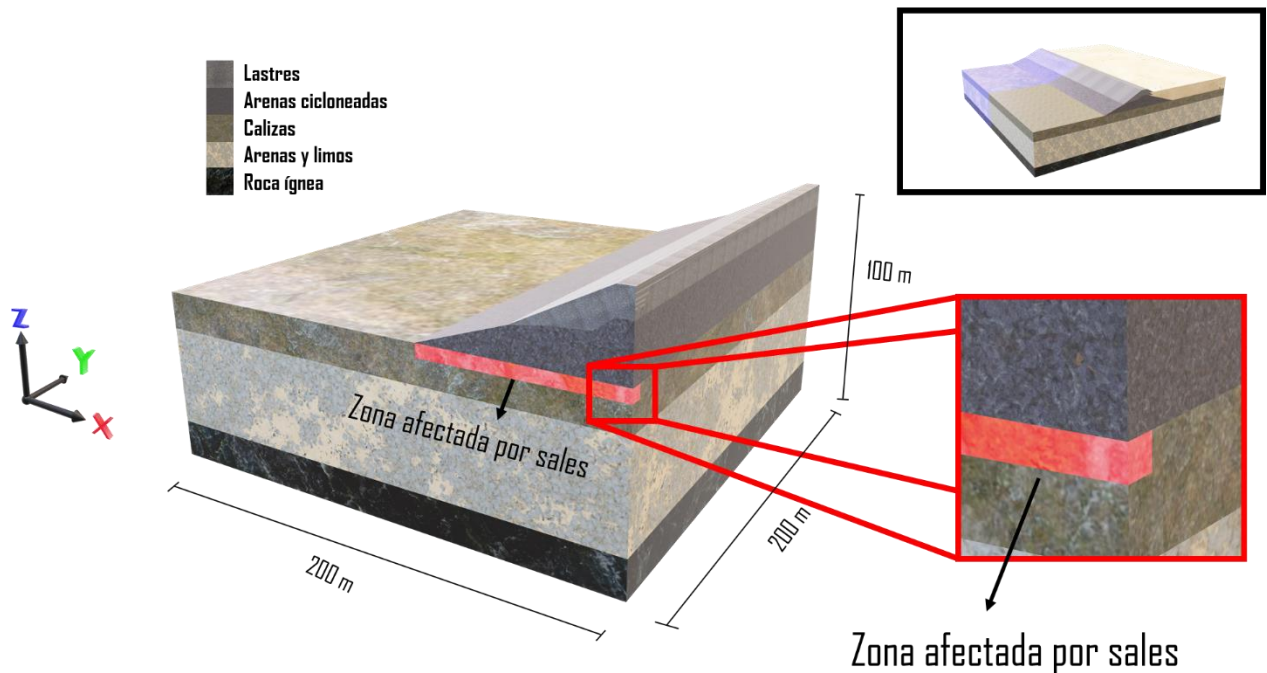


Ilustración 38. Corte del perfil transversal y longitudinal del modelo con zona afectada por sales solubles (rojo). Dentro del recuadro negro en la esquina superior derecha aparece resaltada en azul la sección representada del modelo.

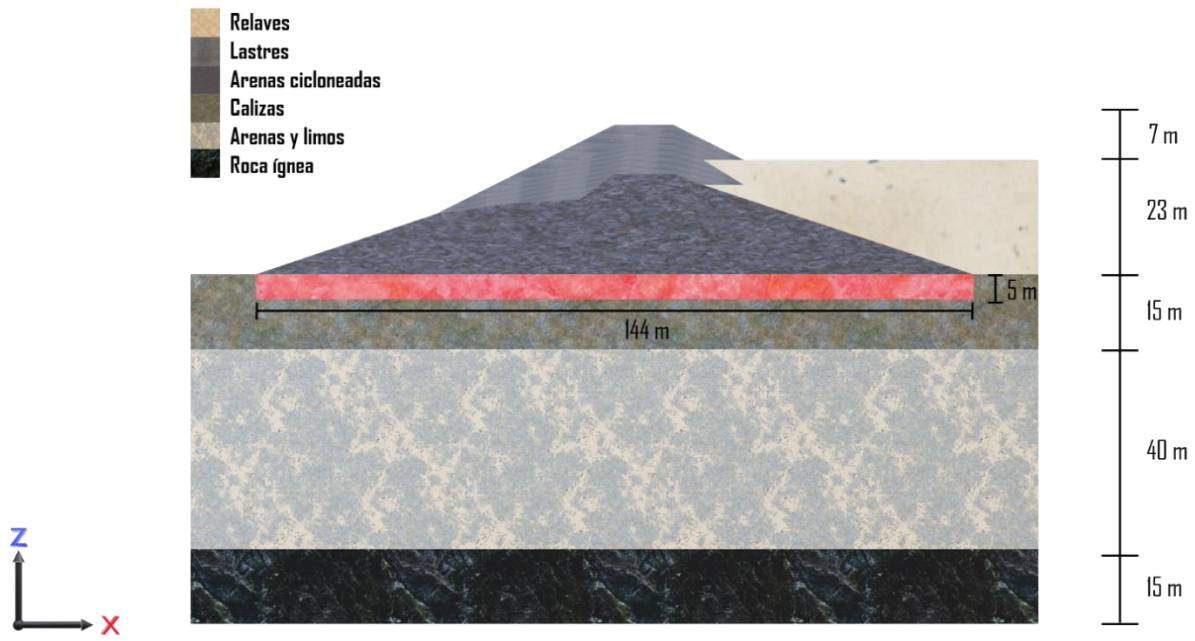


Ilustración 39. Perfil transversal del modelo con zona afectada por sales solubles (rojo).

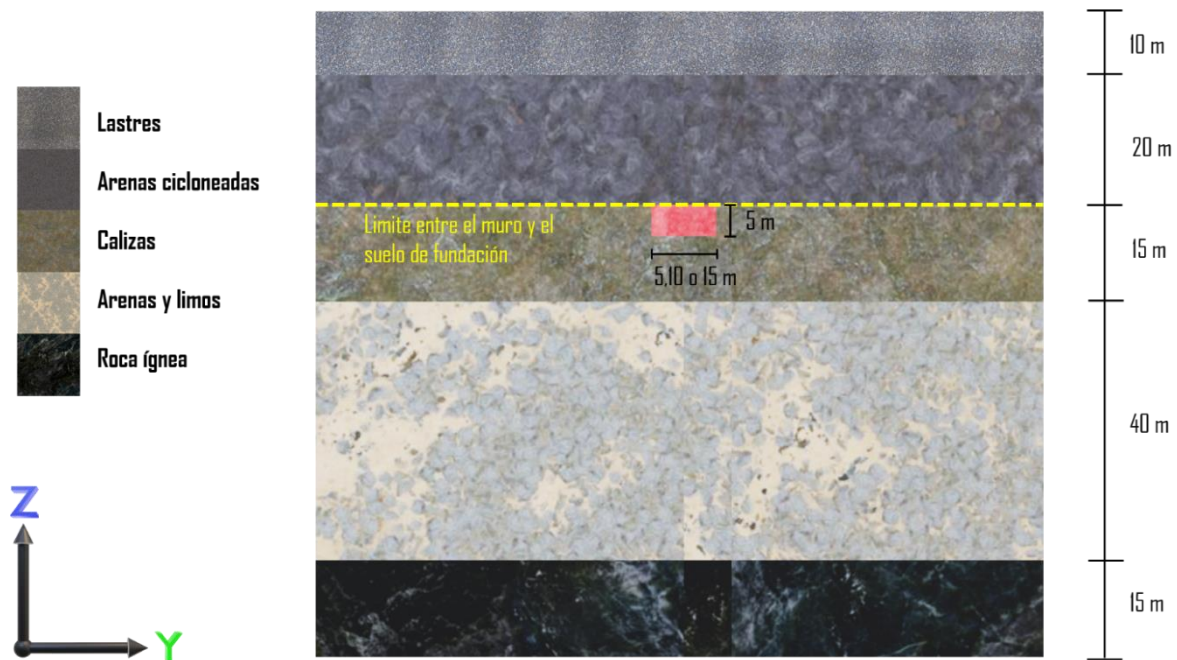


Ilustración 40. Perfil longitudinal del modelo con zona afectada por sales solubles (rojo), línea amarilla marca el límite del muro con el suelo de fundación.

Cabe señalar que existen estudios anteriores sobre modelamiento numérico bidimensional pseudoestático de suelo salino con características similares (Arcadis, 2017), sin embargo, en la presente investigación, se aborda el problema tridimensional

mediante el análisis dinámico. El software utilizado y el algoritmo para aplicar la deformación en la presente investigación se explica en detalle en el capítulo VII.

4.2 Contenido de sales solubles de la zona afectada

Con la geometría de la zona afectada por sales ya definida, se procede a establecer los porcentajes de salinidad, a partir de los cuales, se estimará el asentamiento que podría presentarse en la base del muro (ver capítulo 4.3). Se establecen 3 casos para representar una condición general, una condición severa y una condición media.

En los gráficos de la ilustración 15, se observa que la mayoría del terreno presenta porcentajes de salinidad entre un 3% y 10%, con valores cercanos a un promedio del 5%, aproximadamente. En el kilómetro 18+500 (ver ilustración 15 b) existe una condición más extrema en términos de salinidad, ya que los porcentajes varían entre el 20% y 60%. En la tabla 8 se presenta un resumen de como varía la salinidad en función de la profundidad en esta zona en particular.

Tabla 8. Porcentajes de sales promedio, en profundidad, en el kilometraje 18+500.

Profundidad (m)	Salinidad (%)
0,0-2,5	20
2,5-4,5	60
4,5-5,0	30
Salinidad promedio en la sección analizada	35

Según lo señalado anteriormente, para efectos de modelación numérica se consideran contenidos de sales solubles del 5%, 10% y 35%. En la tabla 9 se resumen los diferentes casos de análisis en función de la distribución geométrica de la zona afectada por sales (ver sección 4.1) y las diferentes salinidades.

Tabla 9. Casos de análisis para el modelamiento numérico.

Caso de análisis	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Salinidad (%)
1	144	5	5	5
2	144	5	5	10
3	144	5	5	35
4	144	10	5	5
5	144	10	5	10
6	144	10	5	35
7	144	15	5	5
8	144	15	5	10
9	144	15	5	35

4.3 Asentamiento por colapso por disolución de sales solubles

Para estimar el asentamiento causado por disolución de sales solubles, se utilizan los estudios de McDougall (2013) y Olguín (2006) revisados en la sección 2.3.

Tomando en consideración los resultados más severos de la ilustración 19, para arenas mal y bien graduadas, se estima que la deformación unitaria para una salinidad del 5%, 10% y 35% es aproximadamente un 2%-4%, 6%-8% y 34%-37%, respectivamente.

Por otro lado, para utilizar el modelo de fases adaptado a suelo salino propuesto por Olguín (2006), primero se debe determinar qué tipo de estructura salina se presenta en el suelo de fundación. Esto último no se puede establecer con seguridad considerando la información disponible, sin embargo, se puede asumir una estructura salina macroporosa para obtener los resultados más conservadores. Utilizando las fórmulas planteadas en la sección 2.3 se calculan las deformaciones unitarias las cuales se presentan en la tabla 10.

Tabla 10. Deformación unitaria en función de la salinidad según Olguín (2006).

Salinidad (%)	$\gamma_{d-c/s}$ (t/m^3)	$\gamma_{d-salino}$ (t/m^3)	e_{fict} (-)	e_{nat} (-)	RPV (-)	Deformación unitaria (%)
5	2,15	0,1	0,319	0,259	1,23	5
10	2,15	0,2	0,381	0,264	1,44	8
35	2,15	0,56	0,695	0,284	2,44	22

(*) Se escoge un valor de peso unitario para las sales de $2,3$ (t/m^3), mismo valor utilizado por Olguín (2006) en su estudio, y un G_s de 2,7 para todos los casos.

De la tabla 10 se tiene que $\gamma_{d-c/s}$ es la densidad natural seca del material con sales, $\gamma_{d-salino}$ es la densidad natural de las sales solubles (peso que ocupan las sales en el volumen total de la muestra), e_{fict} (-) es el índice de vacíos de la muestra lixiviada, e_{nat} (-) es el índice de vacíos de la muestra natural, RPV (-) es la relación de potencial de vacío (ver capítulo 2.3).

En la tabla 11 se presenta un resumen de la estimación de deformaciones por disolución de sales solubles utilizando ambos métodos. Se puede observar que las deformaciones obtenidas para el 5% y 10% de salinidad son bastante similares con ambos procedimientos, sin embargo, para un 35% de salinidad las deformaciones varían alrededor de un 14%. Los asentamientos estimados a través de los resultados del estudio de McDougall (2013) consideraron la condición más conservadora, sin embargo, si se utiliza la condición más favorable (muestras pobremente graduadas) para el mismo nivel de salinidad (35%), se obtienen deformaciones unitarias entre el 18% y 23% las cuales se acercan al resultado que se obtuvo con el método propuesto por Olguín para este nivel de salinidad. Dada las características de los ensayos de McDougall, donde se mezcló artificialmente partículas de sal en muestras de suelo con distintas graduaciones granulométricas, se prefiere escoger las deformaciones calculadas a través del método

propuesto por Olgúin, ya que su método se basó en el estudio de muestras reales de suelo con contenido salino.

Tabla 11. Comparación de asentamientos (%) según estudio de McDougall et al (2013) y de Olgúin (2006).

Salinidad (%)	McDougall et al (2013)	Olgúin (2006)
5	2%-4%	5%
10	6%-8%	8%
35	34%-37%	22%

Con el método propuesto por Olgúin y los datos de densidad natural seca de materiales con sales ($\gamma_{d-c/s}$) y densidad natural de sales solubles ($\gamma_{d-salino}$) presentadas la tabla 10, se pueden calcular las pérdidas de masa que experimentaría el suelo si las sales se disolvieran, las cuales serían del orden del 4,6%, 9,3% y 26% para suelos con salinidades del 5%, 10% y 35%, respectivamente. Estos resultados son consistentes si se comparan con la pérdida de masa y la deformación por saturación de los ensayos de colapso de laboratorio de los antecedentes (ver ilustración 16).

En la tabla 12 se presentan los asentamientos estimados según el nivel de salinidad para una zona afectada por sales solubles de 5 (m) de espesor. Se señala que la deformación unitaria para la salinidad del 10% se consideró un 2% mayor a lo presentado en la tabla 11, a modo de redondear a la decena.

Tabla 12. Asentamientos estimados en la base del muro por disolución de sales solubles.

Salinidad (%)	Espesor (m)	Deformación unitaria (%)	Asentamiento (m)
5	5	5	0,25
10	5	10	0,5
35	5	22	1,1

Finalmente, y como complemento, se tiene que los resultados obtenidos de los ensayos de colapso en laboratorio (ver ilustración 16) muestran que, en general, tanto los asentamientos asociados a las sales solubles (asentamiento por saturación) como las pérdidas de masa que experimentan las probetas, son menores al 1%. Teniendo en cuenta que la carga final a la cual se someten las probetas es bastante alta ($8 \text{ Kg}/\text{cm}^2$), se presume que esta podría provocar el rompimiento de la estructura salina inicial, por lo cual el valor de la deformación en las etapas de carga contendría una parte de la deformación por saturación que se presentaría si el ensayo se hubiese realizado con un nivel de carga menor, por ello, si se quiere asumir una condición conservadora para establecer el asentamiento por disolución de sales a través de los ensayos de colapso de laboratorio, se podría definir este asentamiento como la suma entre la deformación en las etapas de carga y la deformación por saturación, esto en la mayoría de los casos corresponde a un 5% de asentamiento, valor que se encuentra cubierto por los casos de análisis con un 5% de salinidad.

4.4 Definición de zona de oquedad continua

Como fue señalado en la sección 2.3, los flujos de agua pueden generar erosión o disolución de los estratos de suelo con altos porcentajes de sales solubles, que se encuentren confinados, generando cavernas o “túneles” en el suelo de fundación.

Para simular este fenómeno, se impondrá una zona de oquedad (vacío) o “túnel” en el suelo de fundación a 1,5 (m) de profundidad desde la base del muro con un espesor de 1 (m). La longitud de la oquedad será de 136 (m) y se evaluarán anchos de 5 (m), 10 (m) y 15 (m). Esto añade 3 casos de análisis a los 9 casos presentados en la tabla 9.

En las ilustraciones 41 y 42 se muestra la geometría de los modelos con oquedades.

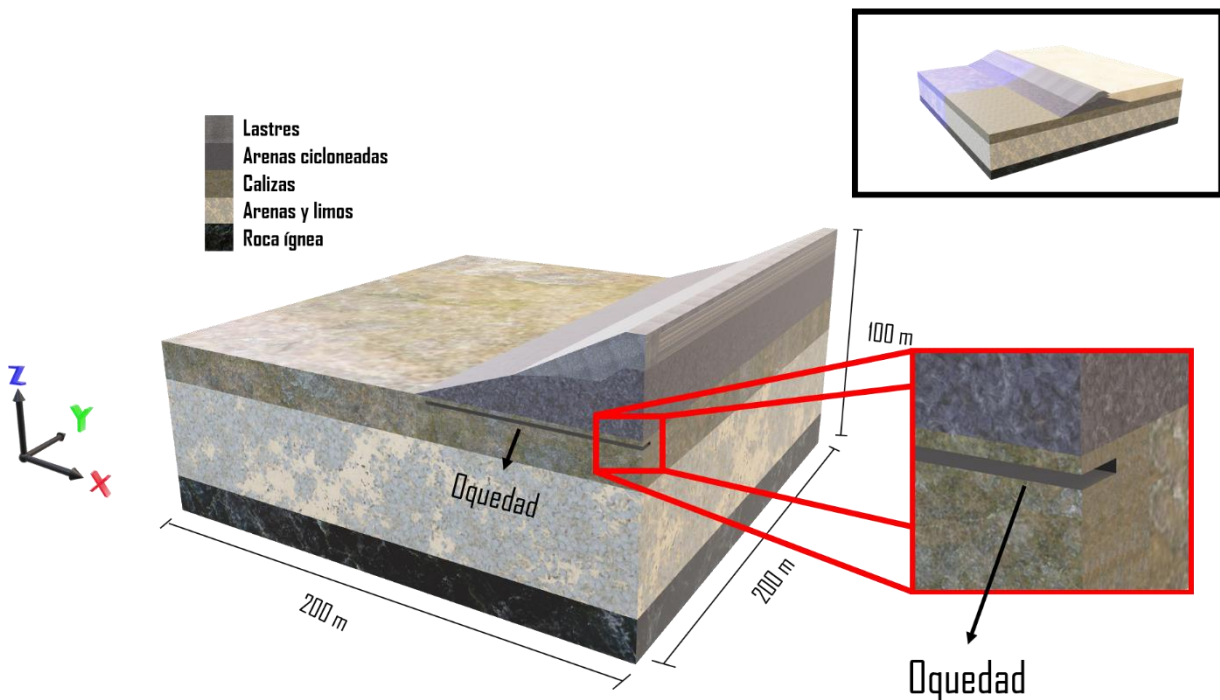


Ilustración 41. Corte del perfil transversal y longitudinal del modelo con oquedad. Dentro del recuadro negro en la esquina superior derecha aparece resaltada en azul la sección representada del modelo.

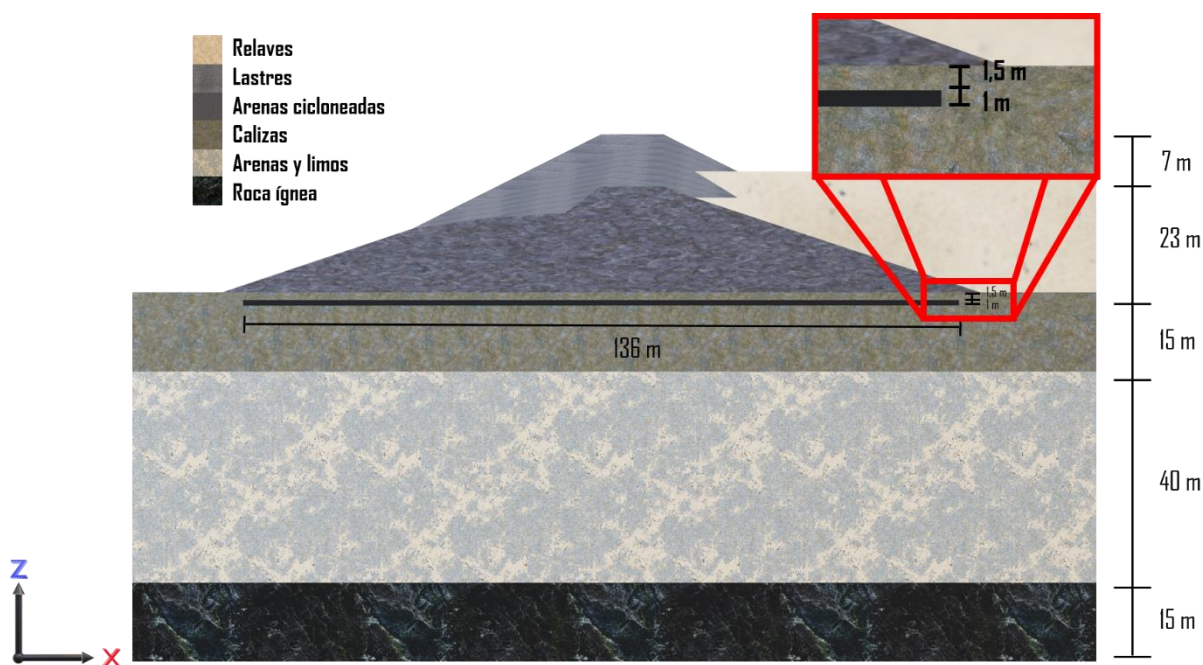


Ilustración 42. Corte del perfil transversal del modelo con oquedad.

Como se desprende de las figuras anteriores, la oquedad se encuentra inmersa en el estrato u horizonte superficial de caliza, no en contacto inmediato con el muro. Esta situación fue definida considerando la estratigrafía observada en una de las calicatas realizadas para el estudio señalado en la sección 2.2.4 (ver ilustración 14).

En la tabla 13 se presenta una actualización de los datos de la tabla 9, incluyendo los casos de análisis de los modelos con oquedades en el suelo de fundación.

Tabla 13. Casos de análisis actualizados para el modelamiento numérico.

Caso de análisis	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Salinidad (%)/Oquedad
1	144	5	5	5
2	144	5	5	10
3	144	5	5	35
4	144	10	5	5
5	144	10	5	10
6	144	10	5	35
7	144	15	5	5
8	144	15	5	10
9	144	15	5	35
10	136	5	1	Oquedad
11	136	10	1	Oquedad
12	136	15	1	Oquedad

Capítulo V: Caracterización geotécnica de los materiales del modelo numérico

5.1 Parámetros geotécnicos de los materiales del modelo numérico

De lo señalado en el capítulo III, los materiales que serán utilizados para el modelamiento numérico son:

- Relaves
- Arenas cicloneadas (muro)
- Empréstito de lastre (muro)
- Calizas (suelo de fundación)
- Arenas y limos (suelo de fundación)
- Roca ígnea (suelo de fundación)

No se incluye el material correspondiente al filtro del muro, ya que este solo constituye el filtro para el dren del muro por lo que estructuralmente (aportante y soportante de cargas) no tiene mucha relevancia. La unidad correspondiente a suelos naturales tampoco se incluye, ya que no se advierte de su presencia en toda el área presentada en los antecedentes, y cuando ocurre, se encuentra en capas de bajo espesor. Finalmente, la unidad de roca sedimentaria tipo conglomerado tampoco se utilizará, ya que no se advierte su presencia en la zona modelada, y además, sus propiedades geotécnicas se parecen bastante a las de la unidad de roca ígnea.

En la tabla 14 se presenta un resumen de los parámetros geotécnicos de los materiales que serán utilizados en el modelamiento numérico. Entre estos parámetros se encuentran la densidad seca (γ_d), ángulo de fricción ($^\circ$), cohesión (Kgf/cm^2), módulo elástico estático (Kgf/cm^2), coeficiente de Poisson (-) y módulo elástico sísmico o dinámico (Kgf/cm^2).

Tabla 14. Propiedades geotécnicas de los materiales que serán utilizadas en el modelo numérico.

Tipo de suelo/Roca	γ_d ($\frac{t}{m^3}$)	ϕ ($^\circ$)	C ($\frac{Kgf}{cm^2}$)	E ($\frac{Kgf}{cm^2}$)	ν (-)	E_s ($\frac{Kgf}{cm^2}$)
Relave	1,67	30,0	0,0	$35\sigma'_0$	0,30	3 E
Arenas cicloneadas	1,72	34,0	0,0	450	0,30	3 E
Empréstito de lastre	2,10	39,0	0,2	500	0,30	4 E
Calizas	2,15	32,0	7,0	25000	0,22	E
Arenas y limos	1,60	36,0	0,0	$300\sqrt{\sigma'_0}$	0,35	3 E
Roca ígnea	2,40	32,5	19,8	20000	0,24	E

En la ilustración 43 se presenta un esquema del perfil transversal del muro con todos los materiales que se utilizarán en el modelamiento numérico y sus parámetros geotécnicos correspondientes.

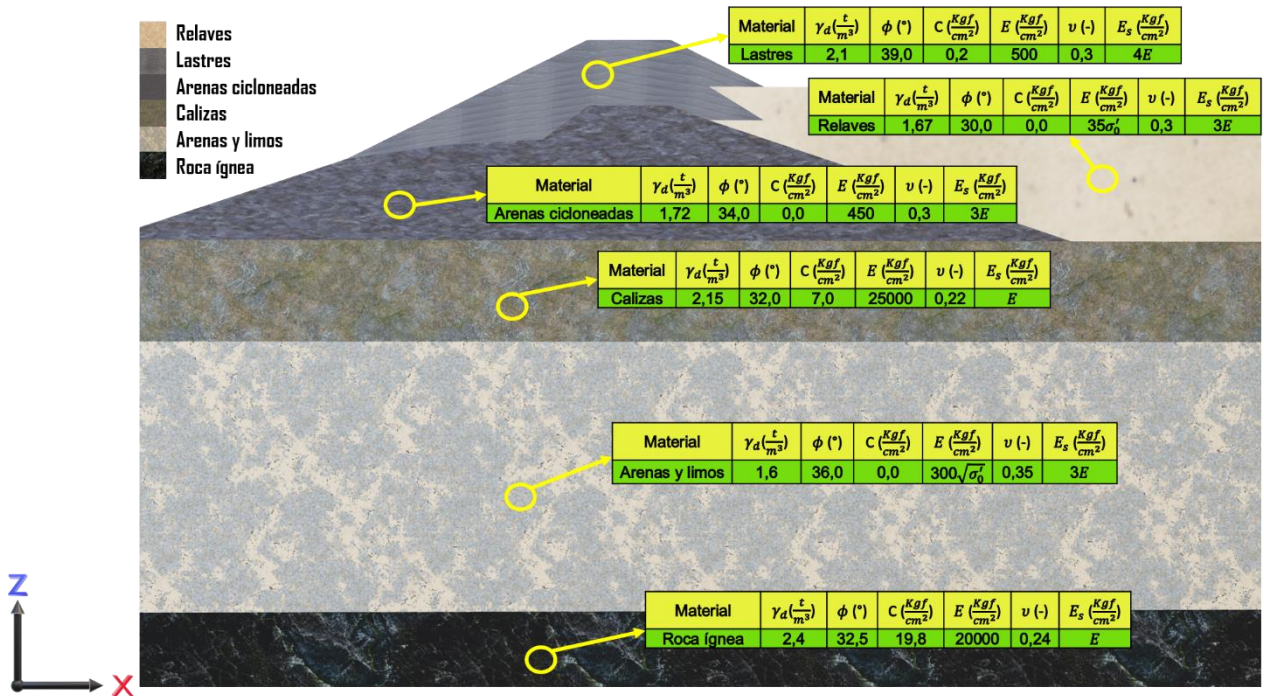


Ilustración 43. Parámetros geotécnicos de los materiales que serán utilizados en el modelo numérico.

Capítulo VI: Sismo de diseño

6.1 Escalamiento de los sismos

Los registros semilla de la tabla 5 son corregidos por línea base y se les aplica un filtrado de las frecuencias para eliminar el ruido sísmico asociado. El filtrado se hace para un rango de frecuencias que se ajusta entre los 0,1 (Hz) y 10 (Hz) utilizando un filtro Butterworth de orden 4. Con los registros corregidos y con el ruido sísmico eliminado, se procede a escalar su aceleración máxima (PGA) tal que coincida con la aceleración máxima en superficie esperable para el sismo más severo (máximo creíble) que pueda ocurrir en la zona, es decir, los sismos se deben escalar para llegar a 6 (m/s^2) en los registros horizontales y 4 (m/s^2) en los registros verticales, según lo visto en la sección 2.6.3.3.

En la tabla 15 se presentan los valores de aceleración máxima alcanzado por los registros sísmicos semilla y los factores de escala necesarios para alcanzar un PGA de 6 (m/s^2) horizontal y 4 (m/s^2) vertical. Se destaca que solo fue considerado un registro por terremoto para reducir el número de registros a procesar.

Tabla 15. Valores para el escalamiento para los registros semilla.

Sismo	Estación	Aceleración máxima (m/s^2)	q_h	q_v
Coquimbo (2015)	C220/HNE	0,865	6,936	-
	C220/HNN	1,193	5,029	-
	C220/HNZ	0,574	-	6,968
Iquique (2014)	PSGCX/HNE	1,546	3,880	-
	PSGCX/HNN	1,825	3,287	-
	PSGCX/HNZ	0,889	-	4,499
Bio-Bio (2010)	USTFM/HNE	2,955	2,030	-
	USTFM/HNN	1,159	5,176	-
	USTFM/HNZ	0,654	-	6,116
Tocopilla (2007)	Antofagasta UCN/HNE	1,248	4,807	-
	Antofagasta UCN /HNN	1,134	5,291	-
	Antofagasta UCN /HNZ	0,585	-	6,837
Antofagasta (1995)	Tocopilla 6736/HNE	0,440	13,636	-
	Tocopilla 6736/HNN	0,476	12,605	-
	Tocopilla 6736/HNZ	0,413	-	9,685

Donde:

$q_{h,v}$ (-): Factor de escala a aplicar al registro semilla en la dirección horizontal y vertical respectivamente.

Con los factores de escalamiento ya calculados, se procede a aplicarlos a los registros semilla y se calcula la intensidad de Arias, la intensidad de cruces por cero, y el potencial destructivo con las rutinas de MATLAB que se describen en el Anexo B. En la tabla 16 se presenta un resumen de los resultados.

Tabla 16. Intensidad de Arias, intensidad de cruces por cero, potencial destructivo, frecuencia fundamental y duración de movimiento fuerte para los registros semilla escalados.

Terremoto	Código de estación/Red	Duración de movimiento fuerte (s)	Intensidad de Arias (m/s)	Intensidad de cruces por cero ($1/s$)	Potencial destructivo ($\frac{m}{s^2} s^3$)	Frecuencia fundamental (Hz)
Coquimbo (2015)	C220/HNE	242,56	12,03	10,43	0,110	4,272
	C220/HNN	246,62	5,27	10,16	0,051	1,636
	C220/HNZ	249,54	5,39	9,93	0,054	1,683
Iquique (2014)	PSGCX/HNE	281,16	8,90	8,86	0,113	1,913
	PSGCX/HNN	280,81	5,89	9,47	0,065	1,396
	PSGCX/HNZ	281,50	7,67	10,42	0,070	2,473
Bio-Bio (2010)	UTFSM /HNE	71,37	1,92	7,06	0,038	1,041
	UTFSM /HNN	71,57	6,63	7,85	0,107	1,833
	UTFSM /HNZ	71,64	5,18	7,53	0,091	1,111
Tocopilla (2007)	Antofagasta UCN/HNE	102,06	5,93	8,79	0,076	2,224
	Antofagasta UCN /HNN	102,96	7,00	8,54	0,095	1,823
	Antofagasta UCN /HNZ	105,98	3,06	8,60	0,041	0,829
Antofagasta (1995)	Tocopilla 6736/HNE	61,66	17,39	12,95	0,103	3,530
	Tocopilla 6736/HNN	61,65	13,44	13,29	0,076	3,514
	Tocopilla 6736/HNZ	61,69	5,66	14,02	0,028	7,677

6.2 Elección del registro de aceleraciones

Como se puede observar de los resultados de la tabla 16, los mayores potenciales destructivos de los registros horizontales están dados por C220/HNE, PSGCX/HNE, UTFSM /HNE, Antofagasta UCN/HNN y Tocopilla 6736/HNE con valores que rondan los $0,1 (\frac{m}{s^2} s^3)$. Por otro lado, en los registros verticales se observan marcadas diferencias siendo el sismo correspondiente a UTFSM/HNZ el más grande con $0,091 (\frac{m}{s^2} s^3)$ y el sismo de Tocopilla 6736/HNZ el menor con $0,028 (\frac{m}{s^2} s^3)$.

La dirección de mayor importancia para el estudio es la horizontal, ya que son los esfuerzos impuestos en esta dirección los que producen las desangulaciones que conllevan a los desplazamientos más peligrosos (transversales, cuña de falla, etc.). Considerando los resultados similares de los potenciales destructivos de los registros horizontales de cada terremoto, se escoge como sismo de diseño al registro asociado a

la estación Antofagasta UCN/HNN (sismo Tocopilla 2007) para ser utilizado en la modelación numérica, debido a que este registro fue creado a partir de la modificación de los datos de aceleración obtenidos en un aparato instalado en suelo del norte de Chile y geográficamente cercano a la zona de estudio, las señales contenidas en este registro representan de mejor manera las características del suelo modelado. Para que este registro sea congruente con las señales verticales, se escoge como registro vertical el sismo de diseño asociado a la misma estación.

En las ilustraciones 44 y 45 se presentan los gráficos de aceleración, velocidad y desplazamiento para la componente horizontal y vertical del sismo de diseño, respectivamente. En la ilustración 46 se presenta la transformada de Fourier de ambas componentes.

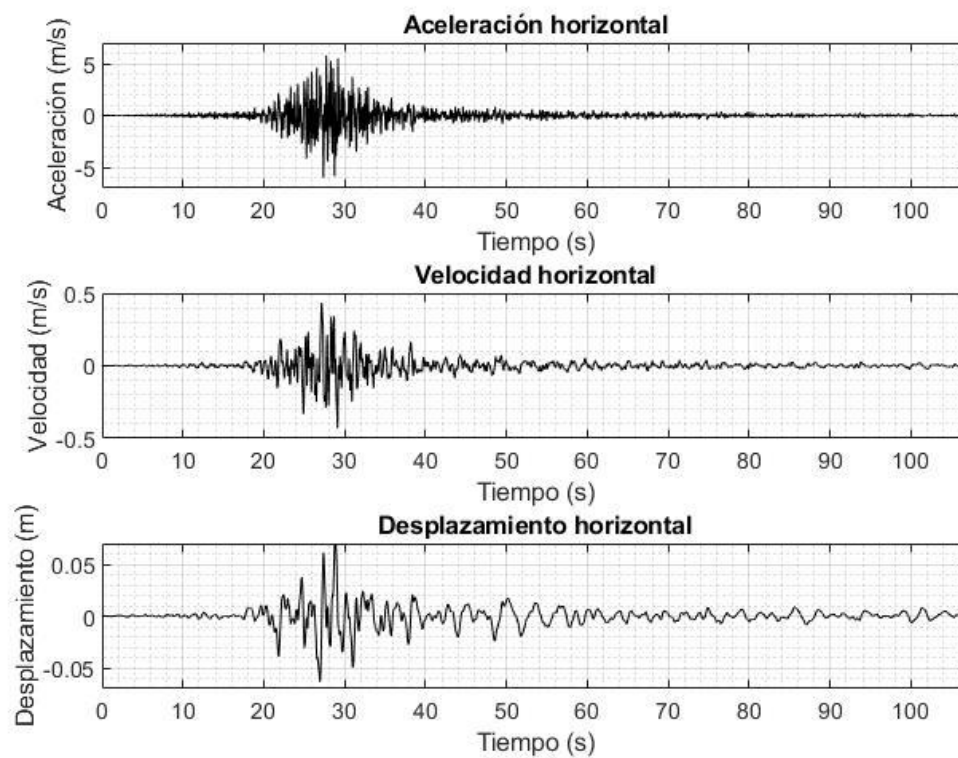


Ilustración 44. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos horizontales del sismo de diseño.

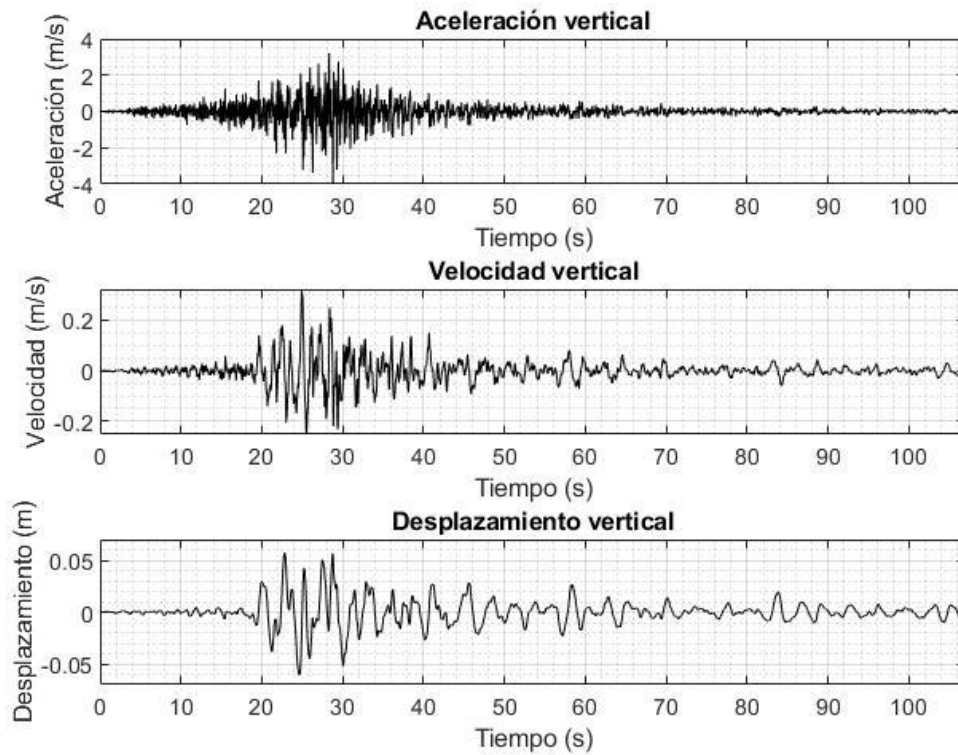


Ilustración 45. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos verticales del sismo de diseño.

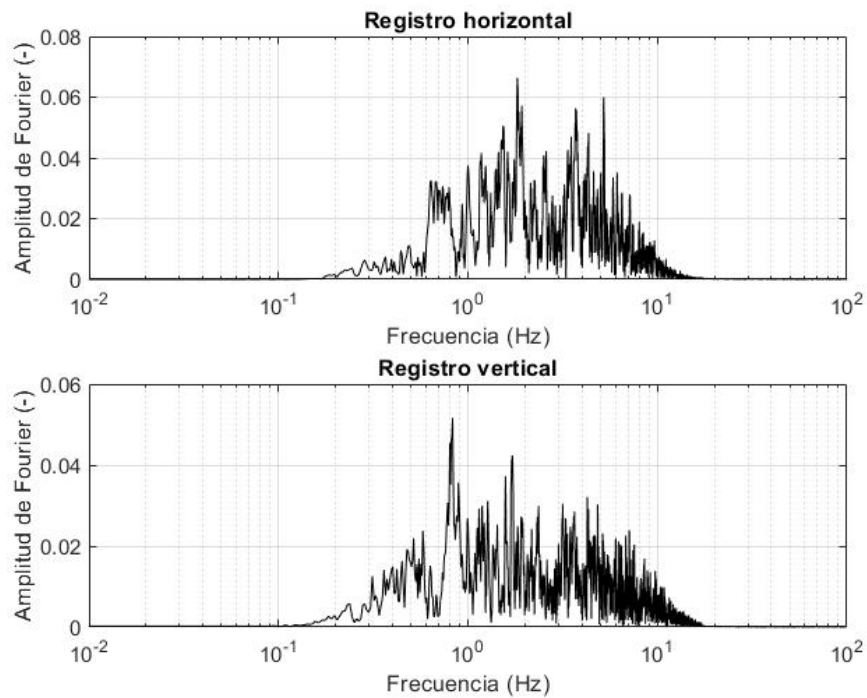


Ilustración 46. Transformadas de Fourier para sismo de diseño horizontal y vertical.

Capítulo VII: Modelamiento numérico

7.1 Mallado del modelo numérico

El mallado del modelo numérico se crea en función del rango de frecuencias que se desea abordar y del rango de deformaciones que se desea medir, en este caso y como se puede observar en la ilustración 46, a partir de los 8 (H_z) el aporte de amplitudes de las frecuencias del sismo de diseño se vuelve mínimo, por lo que se escogerá este valor como frecuencia de corte para calcular el tamaño de los elementos del mallado. Este procedimiento (cálculo de tamaño de los elementos del mallado) se realiza según lo descrito en el Anexo C. Los resultados se presentan la tabla 17.

Tabla 17. Tamaño máximo de los elementos de la malla en función del contenido de frecuencias del sismo y la velocidad de onda de corte promedio de cada material.

Estrato*	Frecuencia de corte (H_z)	Velocidad de onda corte promedio (m/s)	Longitud de onda (m)	Tamaño máximo del elemento del mallado (m)
Arenas cicloneadas	8	340	42,5	5,3
Lastres	8	380	47,5	5,9
Calizas	8	900	112,5	14
Arenas y limos	8	350-480	43,75-60	5,5-7,5
Roca ígnea	8	800	100	12,5

* No se considera la unidad de relaves ya que no es prioridad de este trabajo evaluar lo que sucede en este material.

Como se observa en la tabla 17 el tamaño máximo de los elementos del mallado, excepto en las unidades de roca (calizas y roca ígnea), ronda los 5 (m). Si bien la dimensión de elemento que más importa, en este modelo, es la altura debido a que la onda sísmica se propaga en dicha dirección, se tratará de mantener, en la medida de lo posible, una relación de aspecto de 1:1 para todos los elementos del mallado debido a que con esta relación de aspecto se da una mayor exactitud del cálculo.

Para el largo de todos los elementos del modelo, eje longitudinal (\hat{Y}), se utilizará una medida de 5 (m). Dado que el largo del modelo se construye como la proyección del plano transversal en el longitudinal, se puede asegurar la homogeneidad del largo de los elementos con la herramienta de dibujo de FLAC3D.

Para el ancho de elemento, eje longitudinal (\hat{X}), de los materiales al interior del muro (arenas cicloneadas y lastres) se escogen 4 (m), ya que la geometría en esta área del modelo es compleja y no permite crear elementos paralelepípedos perfectos. De esta forma, se tiene una holgura a modo que no se sobrepase la medida de 5 (m). Por continuidad de la malla, los elementos del suelo de fundación inmediatamente bajo el muro también tienen 4 (m) de ancho, pero debido a que se desea optimizar de mejor

manera el modelo, el ancho en la dirección aguas arriba tendrán un incremento paulatino del largo de los elementos hasta llegar a los 10 (m).

Finalmente, la altura de los elementos, eje longitudinal (\hat{z}), será de 5 (m) para los materiales del suelo de fundación (roca ígnea, arenas y limos, y calizas) y de 4 (m), aproximadamente, para los materiales del muro (arenas cicloneadas y lastres) dependiendo de cómo lo permita la geometría. En la tabla 18 se presenta un resumen de las dimensiones de los elementos que serán utilizados para el modelo numérico.

Tabla 18. Dimensiones de los elementos que serán utilizados en el mallado del modelo numérico.

Material	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)
Arenas cicloneadas	4*	5	4*
Lastres	4*	5	4*
Calizas	4**	5	5
Arenas y limos	4**	5	5
Roca ígnea	4**	5	5

* Aproximadamente según lo que permita la geometría.

** Con incremento paulatino hasta 10 (m) en dirección aguas arriba.

En las ilustraciones 47, 48 y 49 se presenta el mallado del modelo numérico.

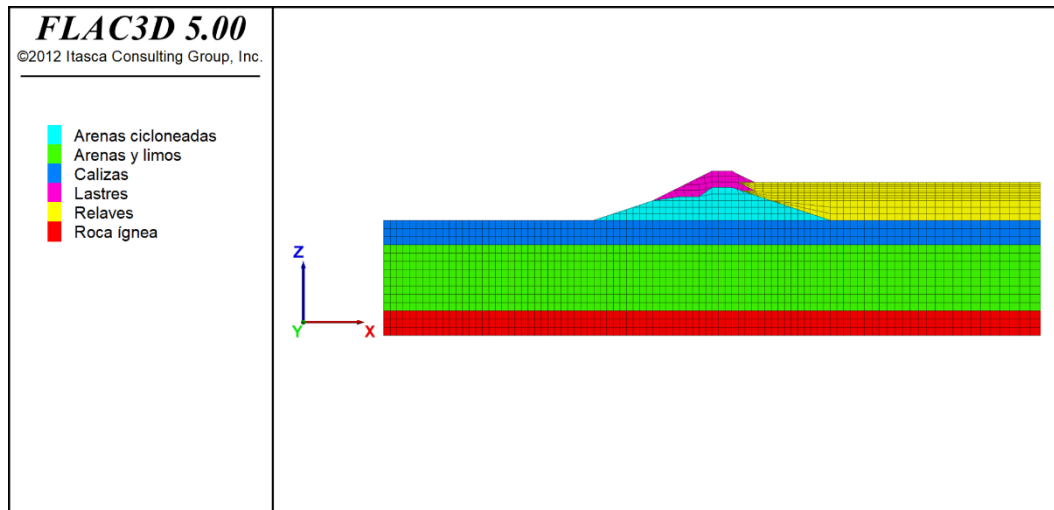


Ilustración 47. Perfil transversal del mallado.

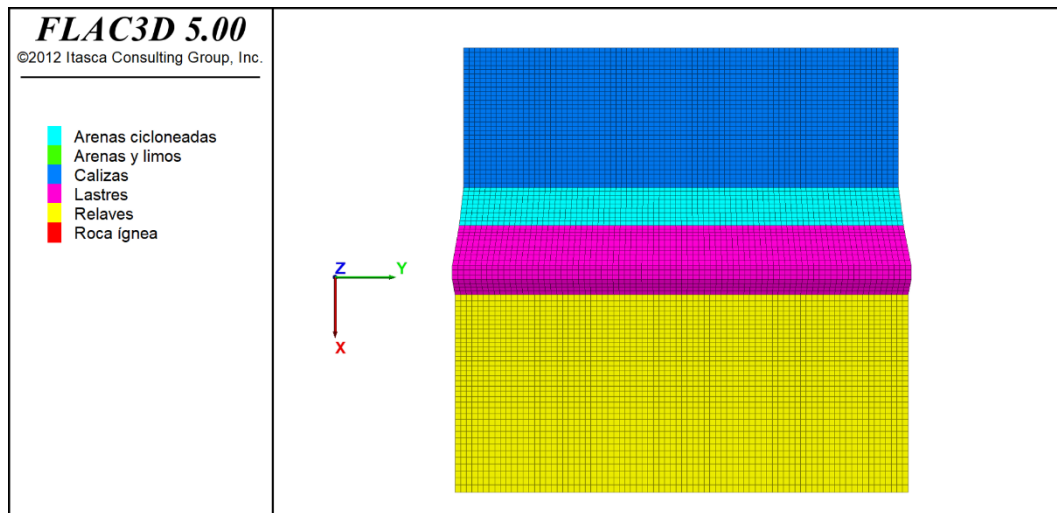


Ilustración 48. Perfil en planta del mallado.

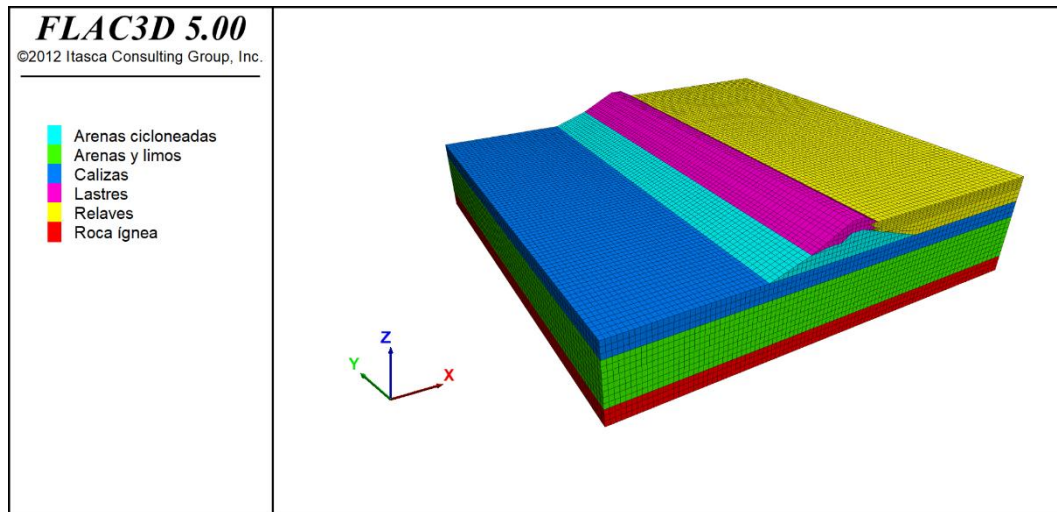


Ilustración 49. Vista isométrica del mallado.

Como se puede observar en la ilustración 47, la zona del relave que se encuentra debajo del endentado presenta un mallado más fino, dado que las propiedades geotécnicas de este material indican una baja rigidez. Por otro lado, no se da mucho énfasis en las zonas alejadas del muro porque estas no forman parte del objeto de estudio (muro).

Finalmente se menciona que, en el sector afectado por las sales u oquedad, en los casos de análisis donde se presenta un ancho de 5 (m), se realiza un refinamiento sobre los elementos de la malla debido a que se necesitan de más nodos (*gridpoints*) con libertad de movimiento para poder observar las deformaciones con mayor precisión.

7.2 Condiciones de borde

Las condiciones de borde utilizadas en el modelo varían dependiendo del tipo de análisis (estático o dinámico).

Para el análisis estático, se impide el movimiento en el eje normal de las caras laterales (límites del modelo). En la base se restringen completamente los desplazamientos para todas las direcciones. Finalmente, en la cara superior correspondiente a la superficie libre, no se impide ninguna clase de movimiento.

En el caso del análisis dinámico, en los bordes de las caras laterales se utilizan condiciones de campo libre o “*free field boundary*”. Esto absorbe las ondas entrantes y evitan su reflexión hacia el interior, además, no se restringe el movimiento en esta zona, ya que las condiciones de borde tipo “*free field boundary*” simulan la existencia de material infinito a los costados. Por otro lado, en la base del modelo se utiliza una condición de borde del tipo viscoso o “*quiet boundary*”. Esta última impide el rebote de las ondas hacia la superficie, sin embargo, se ha de tener en consideración que con este tipo de condición de borde los registros sísmicos deben ser ingresados en forma de tensiones. En la ilustración 50 se presentan las condiciones de borde de campo libre (“*free field boundary*”) para los modelos dinámicos.

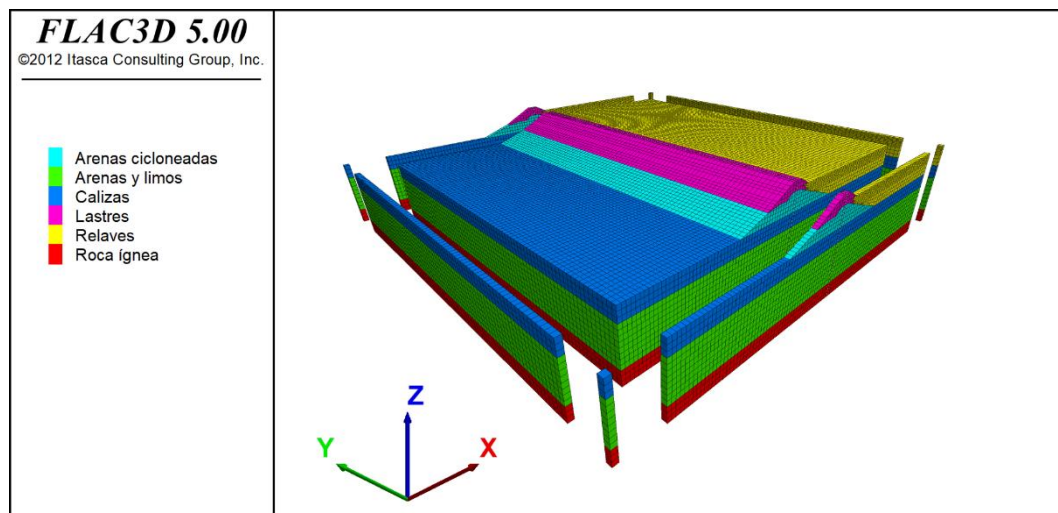


Ilustración 50. Condiciones de borde de campo libre o “*free field boundary*”.

La posible influencia de la cercanía de las condiciones de borde en este modelo acotado fue tratada en la sección 3.3 y en el Anexo C.

7.3 Análisis estático

7.3.1 Modelación estática previa a la imposición de asentamiento por disolución de sales u oquedad

Antes de realizar cualquier tipo de análisis, es necesario hacer un inicio secuenciado de las tensiones de los materiales para representar su estado *in situ*. También se debe considerar el incremento de módulo de elasticidad en cada etapa, el cual, de acuerdo con la caracterización geotécnica (ver tabla 14), es variable según la presión de confinamiento para el material del relave y el estrato de arenas y limos del suelo de fundación.

La simulación de la conformación de las capas de suelo y la construcción del tranque en el modelo se plantea con los siguientes pasos:

1. Se comienza con un modelo *null* (vacío) y luego se inician las propiedades de la primera capa de suelo (roca ígnea).
2. Se inicia la gravedad y se imponen las condiciones de borde que impiden movimiento en las caras laterales y en la base del modelo.
3. Se resuelve el modelo por primera vez con el comando *solve*.
4. Se quitan las condiciones de borde y se configuran en cero las velocidades y desplazamientos.
5. Se inician las propiedades de la siguiente unidad de suelo y se imponen las condiciones de borde nuevamente.
6. Se guardan las tensiones, desplazamientos y velocidades antes de resolver.
7. Se resuelve el modelo con el comando *solve*.
8. Se aplica el cambio de modulo elástico (incremento de rigidez) en todas las unidades afectadas por este fenómeno.
9. Se asignan las tensiones, desplazamientos y velocidades guardadas en el paso 6.
10. Se resuelve el modelo nuevamente y se repite desde el paso 4 hasta completar todas las unidades.

7.3.2 Simulación del asentamiento bajo el muro por disolución de sales solubles

Para la simulación del asentamiento bajo el muro producto de la disolución de sales solubles, se imponen las deformaciones estimadas de la tabla 12 para cada caso de análisis a través del comando *apply*. El asentamiento debe ser ingresado en forma de velocidad, ya que FLAC3D no permite la modificación directa de los desplazamientos en los nodos (*gridpoints*). Luego, se debe resolver el sistema a través del comando *step*. En FLAC3D la velocidad en vez de estar en función del tiempo se encuentra en función del

número de pasos (*steps*), con lo cual el comando *step* viene a ser un análogo del tiempo por lo que, por ejemplo, si la velocidad aplicada es de 0,001 (*m/steps*) y se resuelve el modelo con 1000 (*steps*), el desplazamiento final será de 1 (*m*).

Además de lo mencionado anteriormente, se debe tener en consideración que aplicar un asentamiento en la base del muro no solo afectará a sus elementos del mallado (muro), sino que también a los elementos del suelo de fundación circundante en términos de tensiones y deformaciones. Para corregir dicha situación, primero, se deben guardar las tensiones, desplazamientos y velocidades de los elementos del suelo de fundación antes de imponer el asentamiento, luego, se aplica el asentamiento en la base del muro y se resuelve el sistema. Una vez haya terminado de generarse el asentamiento los parámetros guardados son restituidos, solo para el suelo de fundación, y se resuelve nuevamente hasta llegar al equilibrio. A continuación, se presentan los pasos para aplicar el asentamiento en la base del muro por disolución de sales solubles.

1. Restaurar el modelo estático con el estado *in situ* del suelo y del muro previo a la imposición del asentamiento por disolución de sales solubles en la base del muro.
2. Guardar las tensiones, desplazamientos y velocidades del suelo de fundación.
3. Aplicar el asentamiento por disolución de sales solubles en la base del muro mediante los comandos *apply*, *zvel* y *step*.
4. Restaurar tensiones, velocidades y desplazamientos del suelo de fundación del paso 2.
5. Reiniciar velocidades y resolver con el comando *solve* hasta llegar al equilibrio.

7.3.3 Simulación de oquedad

La simulación de la oquedad correspondiente a los 3 casos de análisis señalados en el capítulo 4.4, se hace aplicando los comandos "*model mech null*" sobre el área afectada, esto genera una cavidad o espacio vacío en el modelo. Luego, se procede a resolver estáticamente el modelo. En este caso no es necesario guardar ni restaurar tensiones previas a la generación de la oquedad.

7.4 Análisis dinámico

El análisis dinámico busca estudiar la influencia del sismo de diseño sobre los asentamientos y el estado tensional final en los distintos casos de análisis. Cabe señalar que el comportamiento del muro no solo dependerá del sismo ingresado, sino que también de las condiciones previas de los casos de análisis estáticos. Para realizar el análisis dinámico, se deben seguir los siguientes pasos en FLAC3D:

1. Se restaura el modelo estático post colapso salino, o el modelo estático con oquedad, y se reinician las velocidades y desplazamientos con fin de que los resultados solo sean atribuibles a la condición dinámica.
2. Se cambian los módulos de deformación elásticos estáticos por los módulos de deformación sísmicos de todos los materiales.
3. Se eliminan las condiciones de borde estáticas y se aplican las condiciones de borde dinámicas, *free field boundary* en las caras laterales del modelo y *quiet boundary* en la fundación.
4. Se asignan los amortiguamientos.
5. Se asignan los puntos de control de deformación, aceleración y tensión en las zonas de interés.
6. Se aplica el sismo de diseño en la base del modelo en forma de tensiones producto de las condiciones de borde (*quiet boundary*).
7. Se resuelve el modelo de manera dinámica con el comando *solve age*, al cual se le asigna el tiempo de duración del sismo.

Una observación que se debe hacer en el paso 6 del procedimiento anterior, es que el sismo de diseño debe acondicionarse antes de ser ingresado en el modelo. Esto será explicado en más detalle en el siguiente acápite.

7.4.1 Acondicionamiento e ingreso del sismo de diseño al modelo dinámico

Debido a que el sismo de diseño fue generado escalando un registro semilla captado por un aparato instalado en superficie libre y en suelo duro o roca, se debe realizar un proceso de deconvolución para poder utilizarlo en la base del modelo numérico que se encuentra a 70 (m) de profundidad. En otras palabras, lo que se busca con este proceso es determinar el “input” sísmico a introducir en la base del modelo, de tal forma que en la superficie y campo libre se registre un sismo de las mismas características que el sismo de diseño original.

Para ello, se genera un modelo equivalente tipo “columna estratigráfica” de un solo material correspondiente a la unidad de roca basal (roca ígnea) con dimensiones en planta de 20 (m) X 20 (m) y una altura de 70 (m). Luego, se aplica la componente horizontal y vertical del sismo de diseño en la base y se comparan los espectros de respuesta de los registros de aceleración obtenidos en la superficie libre con los espectros de respuesta del sismo original, si no coinciden, se aplica un factor de escalamiento al input del sismo de diseño en la base del modelo y se resuelve otra vez, y así iterativamente hasta que los espectros de respuesta de aceleración se parezcan lo suficiente, o sean iguales, a los del sismo original. Se parte con un factor de escalamiento de 0,5 ya que, en teoría, este debiese ser aplicado por el efecto del paso de una onda sísmica por un medio elástico y su aparición en la superficie libre.

Se pudo corroborar que un escalamiento de 0,38 para ambos registros (horizontal y vertical) es suficiente. En la ilustración 51 se muestra la columna modelada que representa al modelo equivalente.

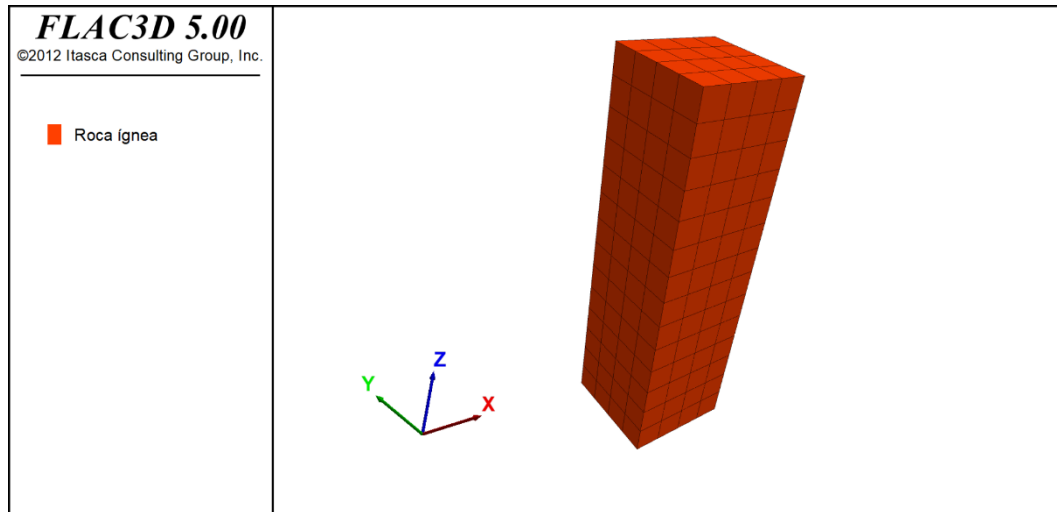


Ilustración 51. Modelo equivalente usado para acondicionar el sismo de diseño.

En la ilustración 52 se presenta un esquema de un afloramiento de roca basal y los estratos de suelo del modelo numérico. Como se puede apreciar, la señal que se ingresa en la base del modelo numérico corresponde al registro de velocidades del sismo de diseño, pero escalado a un factor "X" de tal manera que los espectros de respuesta de la señal que llega a la superficie libre de la roca basal (roca ígnea) sean iguales o parecidos a los espectros de respuesta del sismo de diseño original.

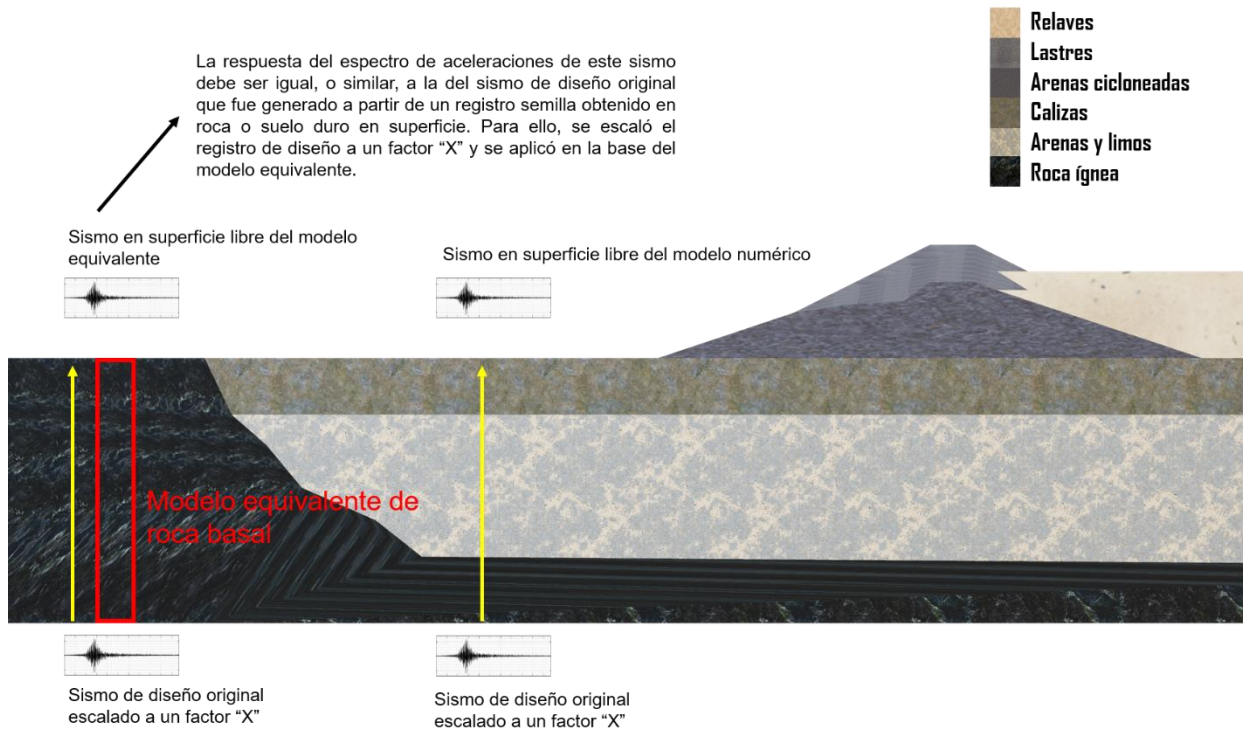


Ilustración 52. Esquema del modelo equivalente para la determinación de sismo a aplicar en la base del modelo numérico.

En la ilustración 53 se presentan los gráficos de los espectros de respuesta de aceleraciones horizontal y vertical del sismo de diseño original (target esperado en campo libre) y la salida de la columna de calibración aplicando un factor ("X") de 0,38 al sismo en la base.

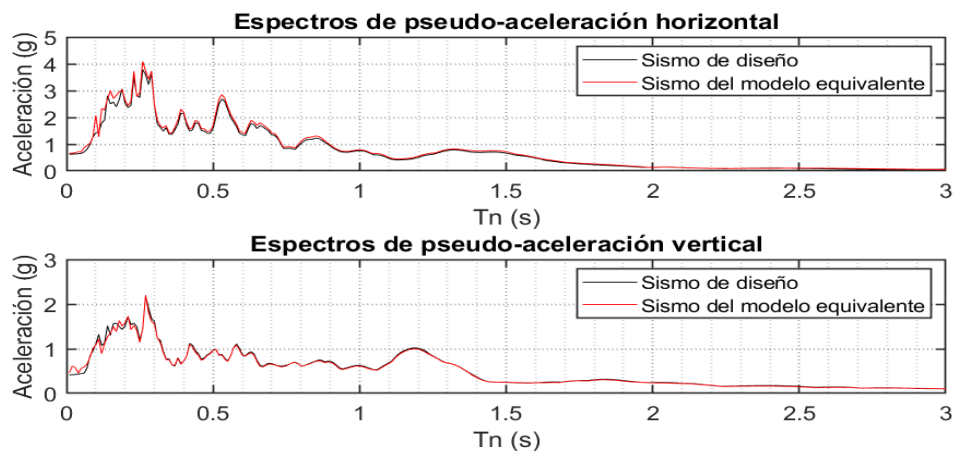


Ilustración 53. Espectros de respuesta de aceleración horizontal y vertical para los registros del sismo de diseño y del sismo en superficie libre del modelo equivalente. El espectro de respuesta del sismo en superficie libre del modelo equivalente fue obtenido a partir del análisis dinámico con el sismo de diseño ingresado en la base del modelo equivalente y escalado a 0,38.

7.4.2 Amortiguamientos

Los amortiguamientos de los materiales se estiman en función de los valores reportados por la literatura técnica (Kokusho,1987). Para ello, se aplica el sismo de diseño escalado en la base de un modelo que representa el caso base de análisis (caso libre de suelo salino u oquedades) y se varía la razón de amortiguamiento de los materiales hasta que las deformaciones angulares máximas sean compatibles con el nivel de amortiguamiento aplicado. En la ilustración 54 se presentan los gráficos utilizados para este propósito.

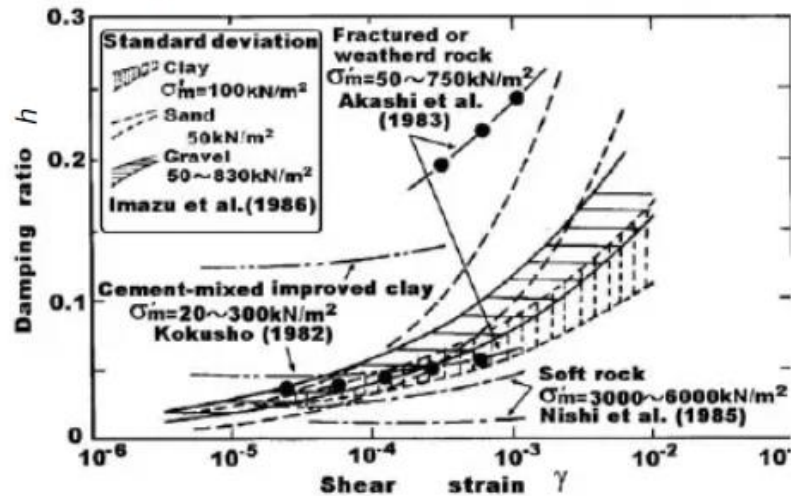


Ilustración 54. Curvas de amortiguamiento-deformación angular según Kokusho (1987).

En la tabla 19 se presentan los amortiguamientos finales adoptados para cada tipo de material.

Tabla 19. Amortiguamientos de los materiales.

Material	Amortiguamiento (%)
Relaves	6
Arenas cicloneadas	6
Lastres	6
Arenas y limos	6
Calizas	2
Roca ígnea	2

7.4.3 Definición de puntos de control

Los puntos de control registran la evolución de las deformaciones, aceleraciones y tensiones de un nodo de la malla en particular durante el transcurso del sismo. Para el análisis dinámico se establecen 2 puntos de control sobre el muro que se denominarán como “A” y “B”. Estos puntos estarán ubicados en el centro de la zona de afectada por sales y en contacto con la base del muro (Punto B), y su proyección en el coronamiento (Punto A). Se incluirá un tercer punto de control denominado “C” que se encontrará a 100 (m) del muro y que medirá la respuesta en campo libre.

La ubicación de los puntos de control se presenta de manera gráfica en las ilustraciones 55, 56 y 57.

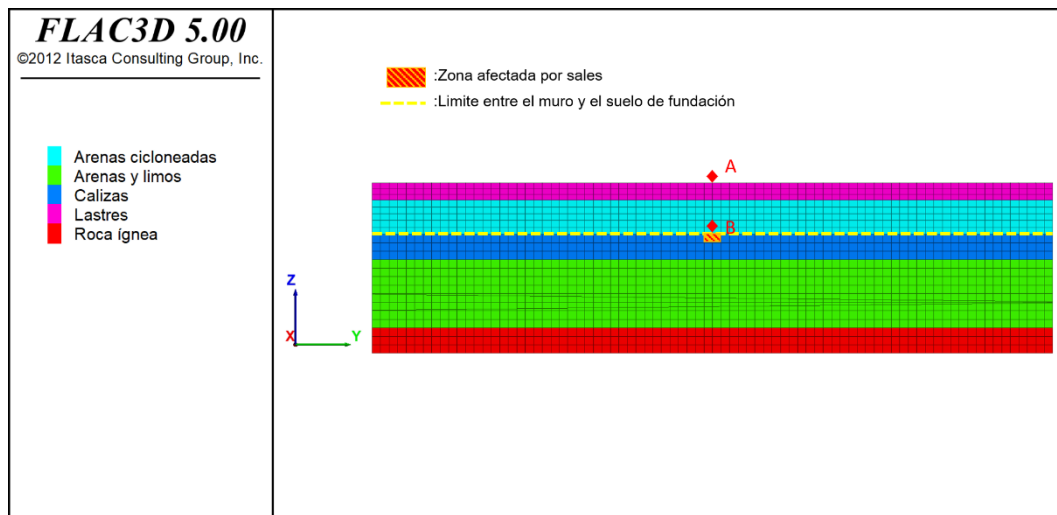


Ilustración 55. Puntos de control en el coronamiento y en la base del muro desde vista longitudinal para caso de análisis 2, zona salina de 10 (m) de ancho (ver tabla 13).

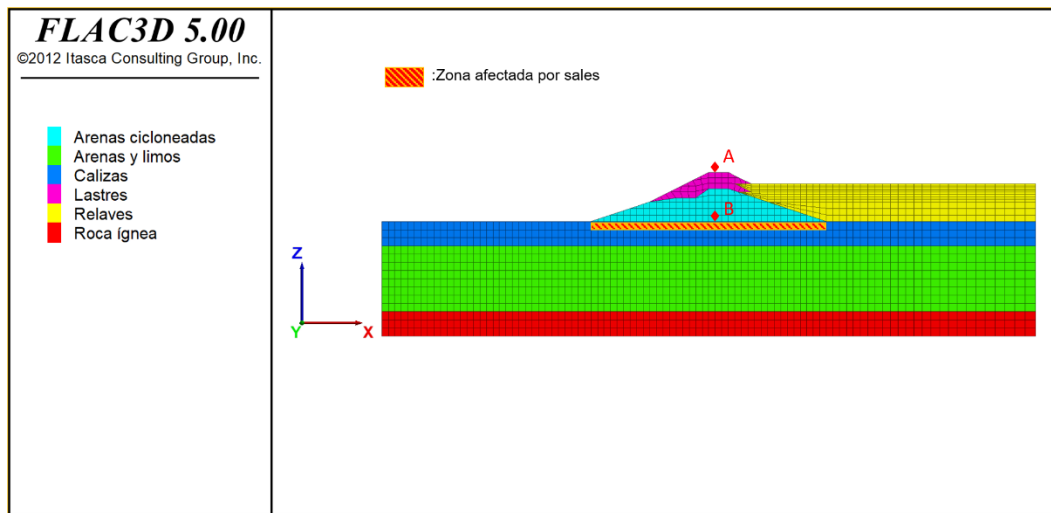


Ilustración 56. Puntos de control A y B desde vista frontal.

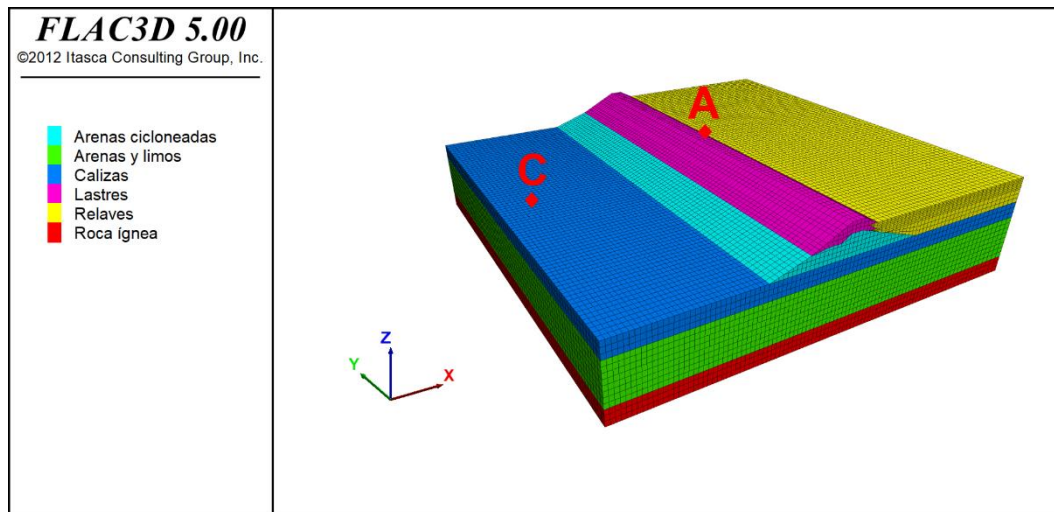


Ilustración 57. Punto de control en el campo libre (C).

Debido a que la zona afectada por sales puede cambiar de ancho (eje \hat{Y}), los puntos de monitoreo también deben hacerlo para ajustarse al centro geométrico de dicha zona, por lo tanto, la situación presentada en la ilustración 55 no es representativa de todos los casos de análisis y la locación de los puntos puede variar en el eje longitudinal (\hat{Y}). Lo mismo ocurre para los casos de análisis donde se presentan oquedades.

Capítulo VIII: Resultados

8.1 Convención de vistas para la presentación de resultados

Como convención, para mostrar el estado final de las deformaciones (transversales, longitudinales y verticales) y tensiones verticales, se utilizan los perfiles que cortan longitudinalmente el muro por la mitad del coronamiento (perfil L-L) y transversalmente al modelo por el centro del sector afectado por las sales u oquedad (perfil T-T), como se señala en las ilustraciones 58 y 59. Debido a que la ubicación del perfil T-T se encuentra en función del ancho de la zona afectada por sales u oquedades, su posición puede cambiar entre los distintos casos de análisis.

Para los casos de análisis dinámico, además de utilizar los perfiles mencionados en el párrafo anterior, se incluirán los gráficos de aceleraciones, deformaciones y tensiones principales medidos en los puntos de control señalados en la sección 7.4.3.

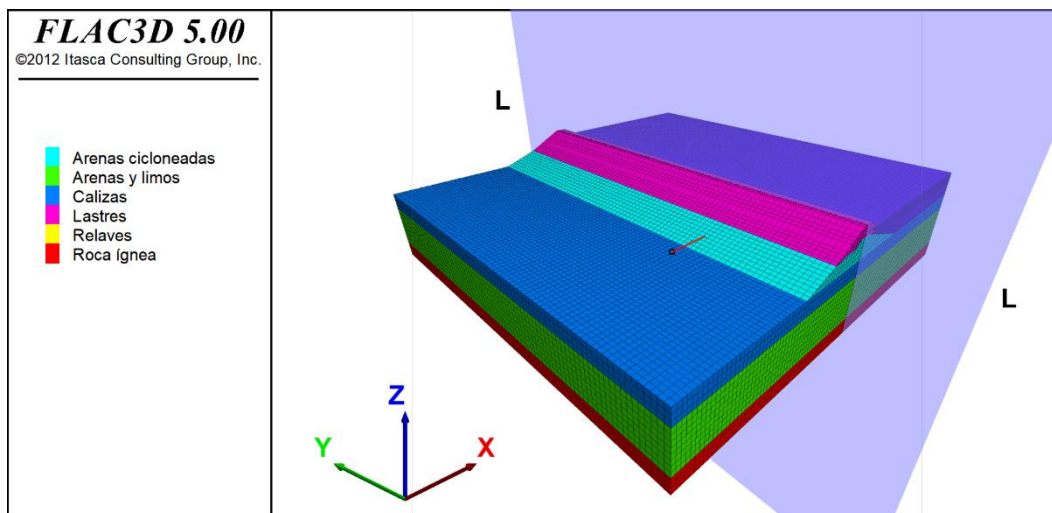


Ilustración 58. Perfil L-L que corta longitudinalmente el muro por la mitad del coronamiento.

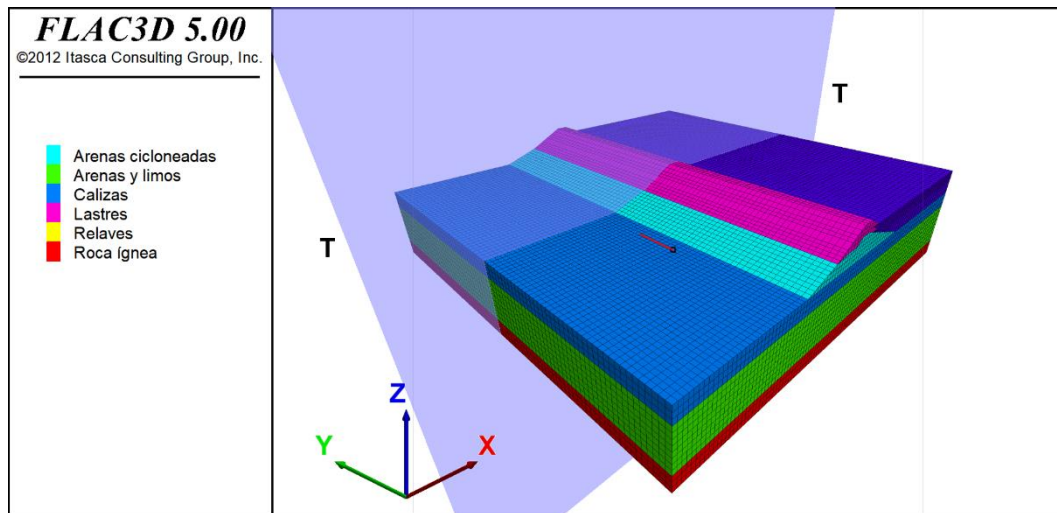


Ilustración 59. Perfil T-T que corta transversalmente el modelo por el centro de la zona afectada por sales u oquedades.

8.2 Resultados análisis estático

En esta sección se presentan los resultados de los casos de análisis estáticos que incluyen a las deformaciones horizontales (longitudinales paralelas al coronamiento y transversales al muro) y verticales, junto con el estado de las tensiones verticales finales alcanzadas.

Cabe destacar que los resultados que a continuación se presentan, corresponden solo al efecto producido por la disolución de sales directamente bajo el muro y a la existencia de una oquedad en el suelo de fundación definida por los casos de análisis, no incluyen el asentamiento producto de las etapas constructivas del muro previas a la disolución u oquedad.

8.2.1 Deformaciones en caso de análisis con asentamiento salino en la base del muro

Los contornos de deformaciones y tensiones verticales para los casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro se presentan de forma gráfica en las ilustraciones 60, 61, 62, 63, 64 y 65 .

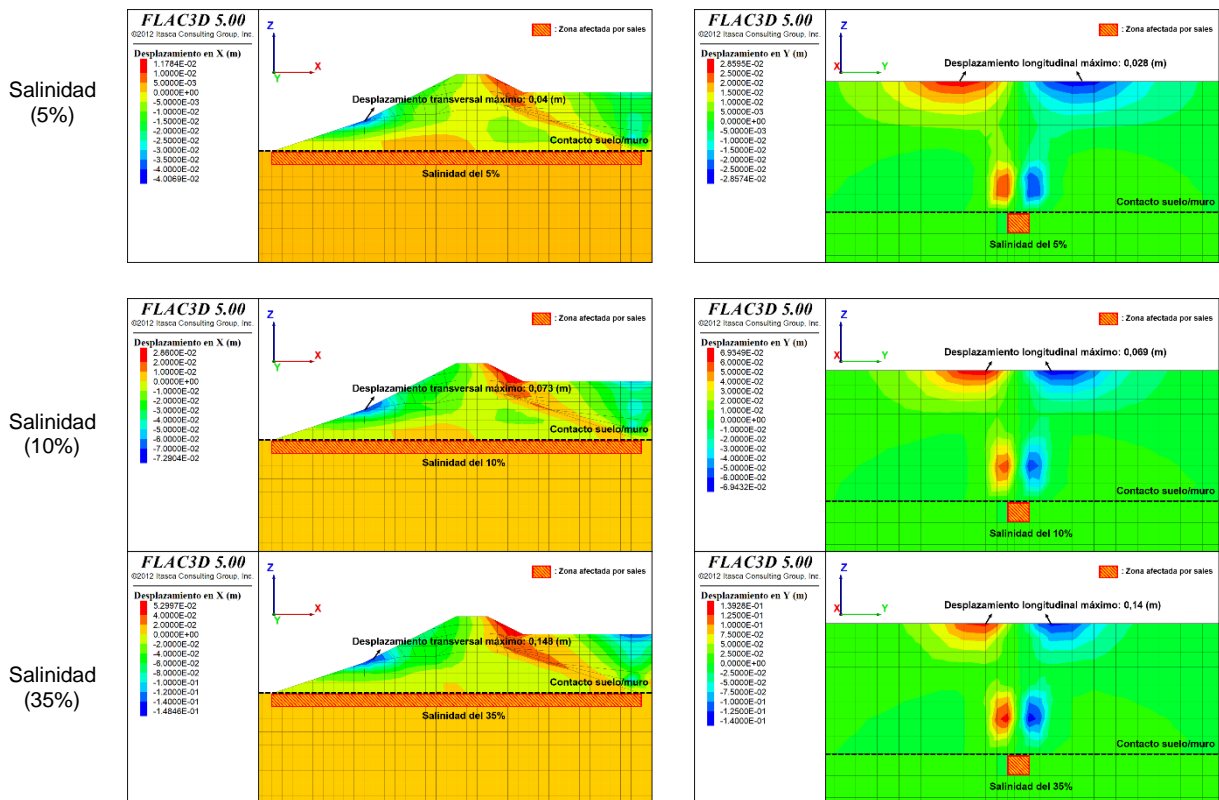


Ilustración 60. Deformaciones estáticas transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 5 (m) de ancho. Casos de análisis 1, 2 y 3 (ver tabla 13).

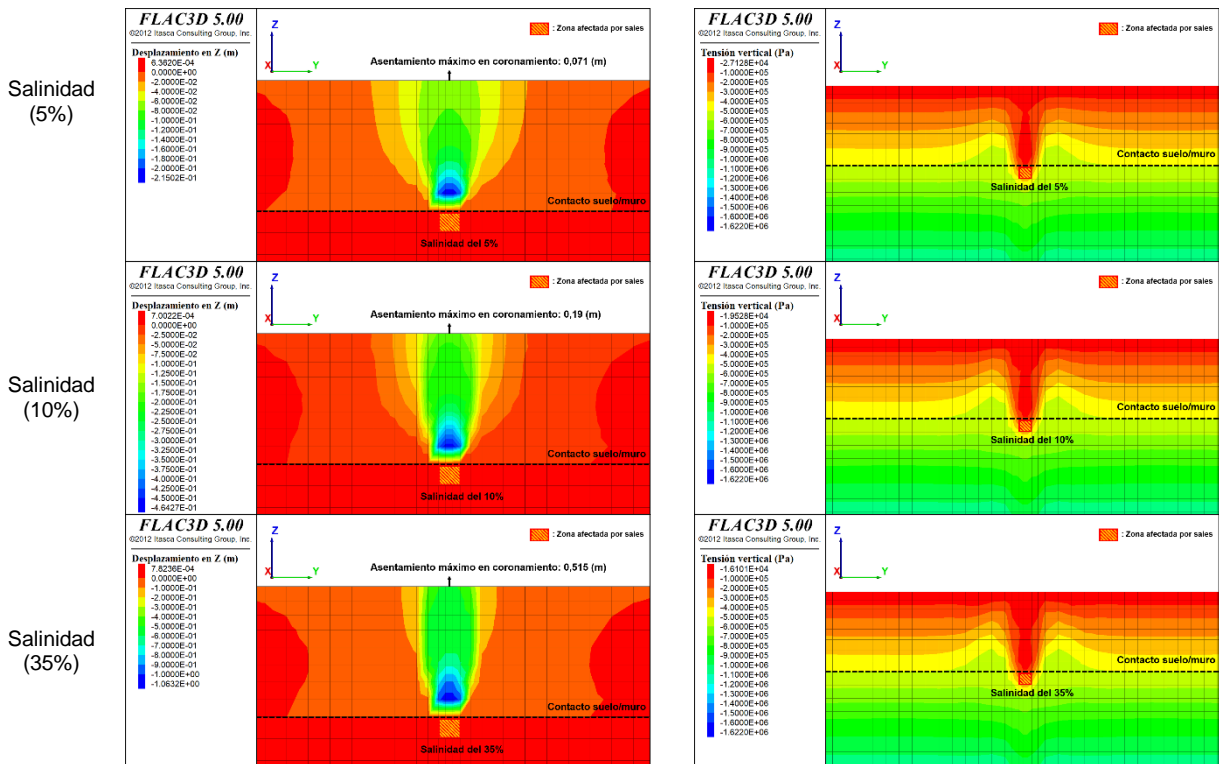


Ilustración 61. Deformaciones estáticas verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 5 (m) de ancho. Casos de análisis 1, 2 y 3 (ver tabla 13).

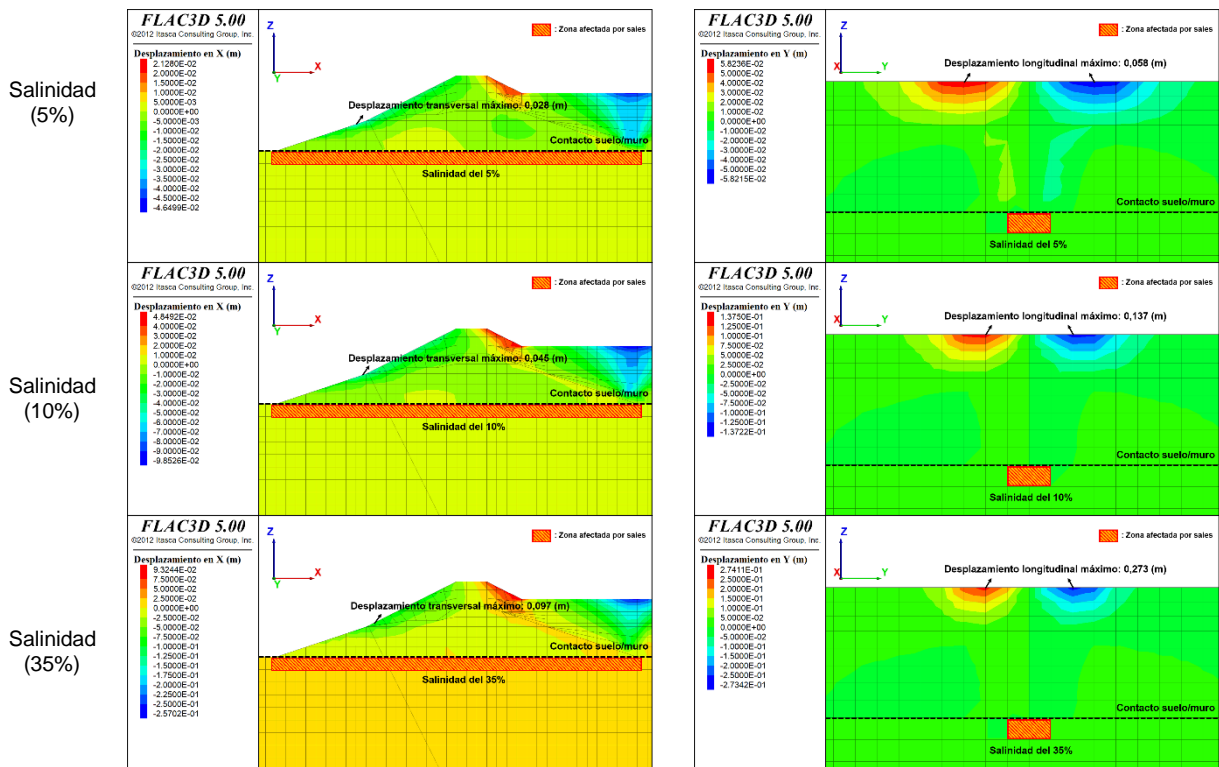


Ilustración 62. Deformaciones estáticas transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 10 (m) de ancho. Casos de análisis 4, 5 y 6 (ver tabla 13).

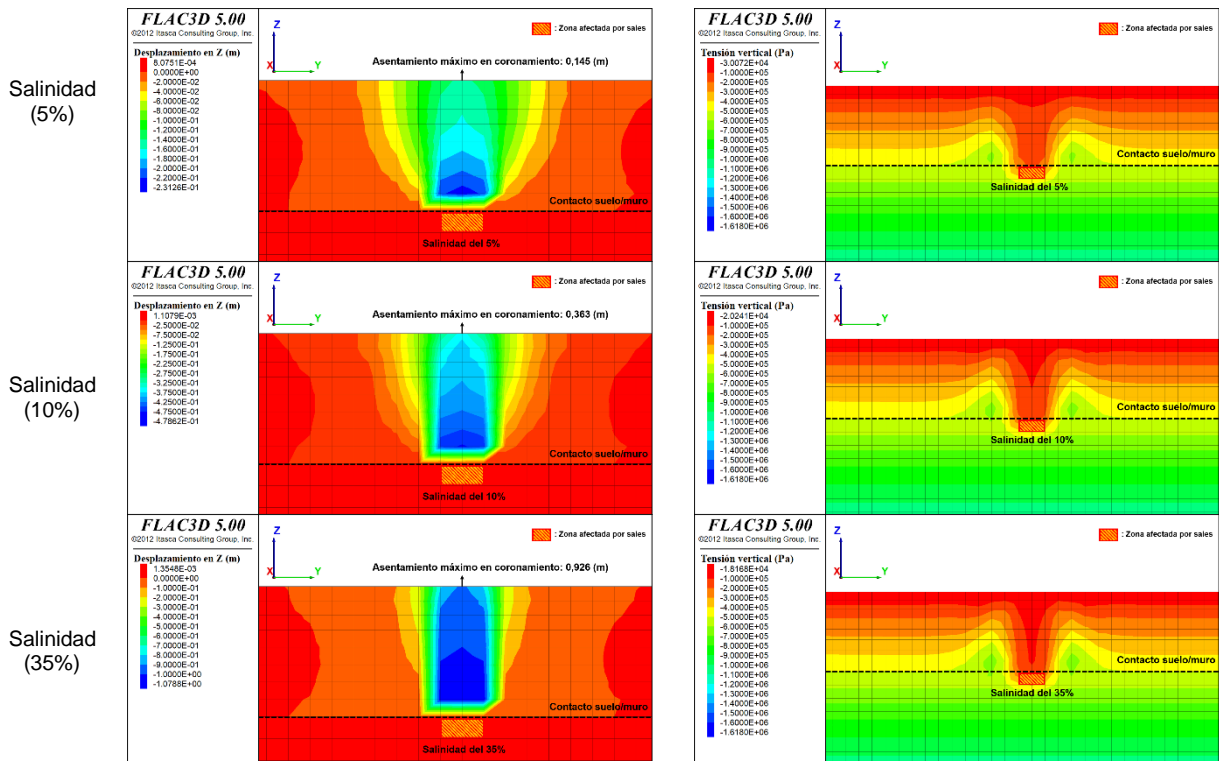


Ilustración 63. Deformaciones estáticas verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 10 (m) de ancho. Casos de análisis 4,5 y 6 (ver tabla 13).

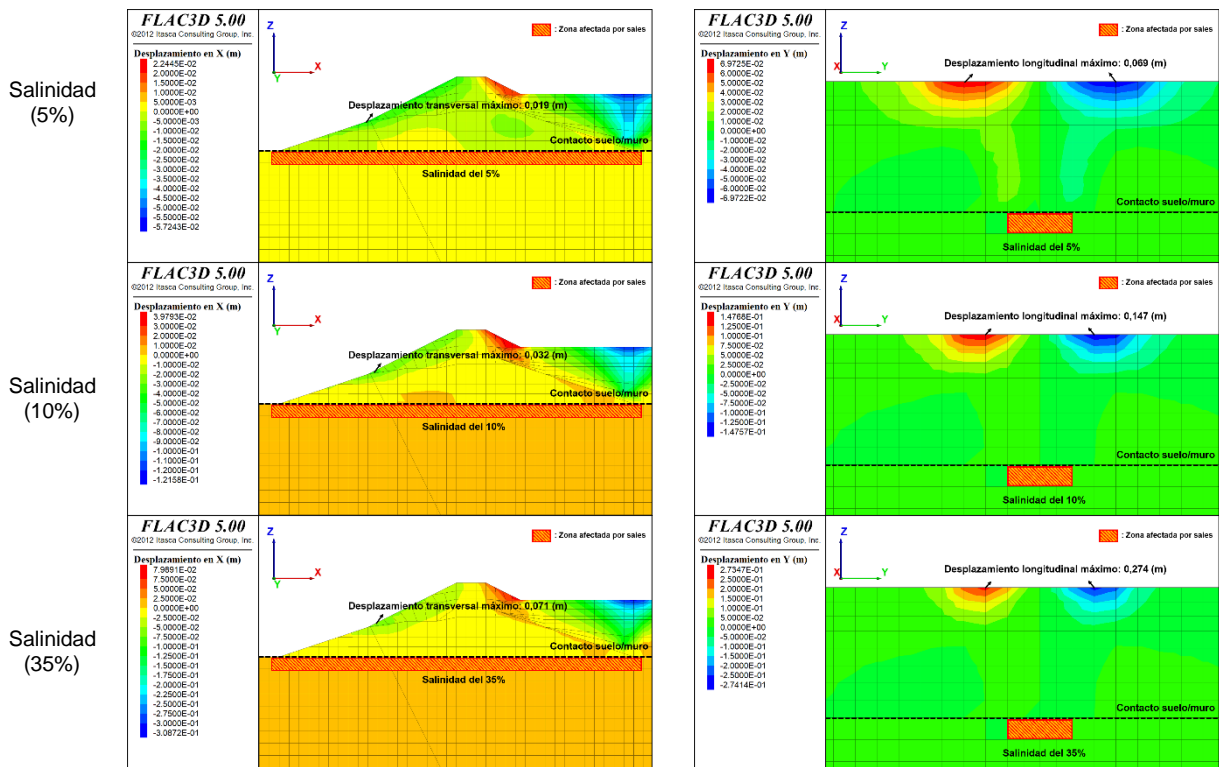


Ilustración 64. Deformaciones estáticas transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 15 (m) de ancho. Casos de análisis 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

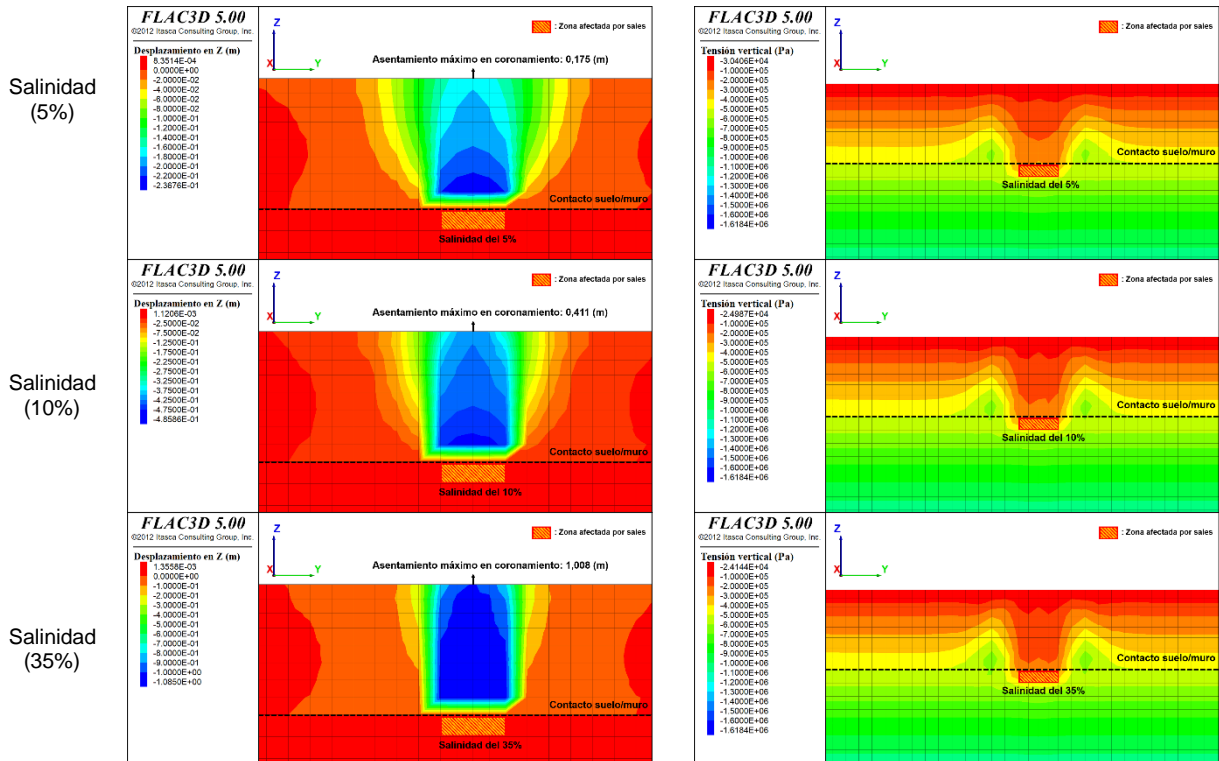


Ilustración 65. Deformaciones estáticas verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 15 (m) de ancho. Casos de análisis 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

8.2.2 Deformaciones en casos de análisis con oquedades en suelo de fundación

Los contornos de deformaciones y tensiones verticales para los casos de análisis con oquedades en el suelo de fundación se presentan de forma gráfica en las ilustraciones 66 y 67.

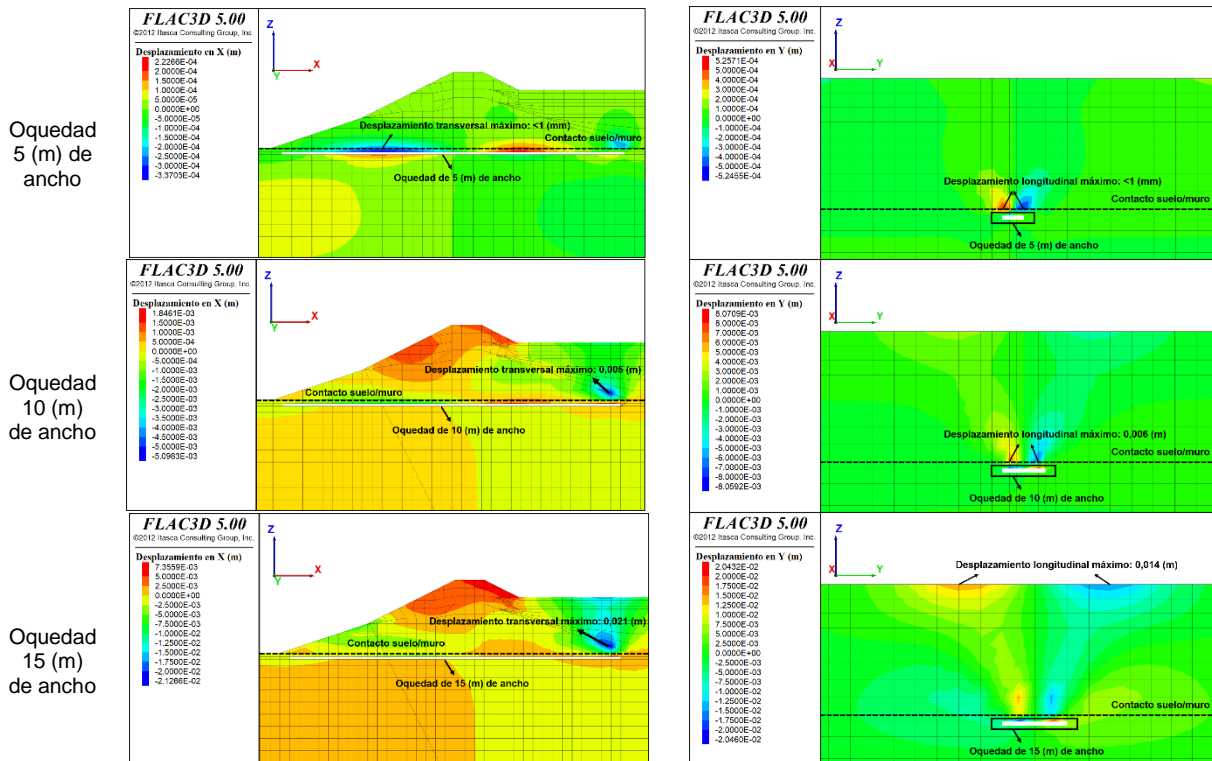


Ilustración 66. Deformaciones estáticas transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) para modelos con oquedad bajo el suelo de fundación de 5 (m), 10 (m) y 15 (m) de ancho. Casos de análisis 10, 11 y 12 (ver tabla 13).

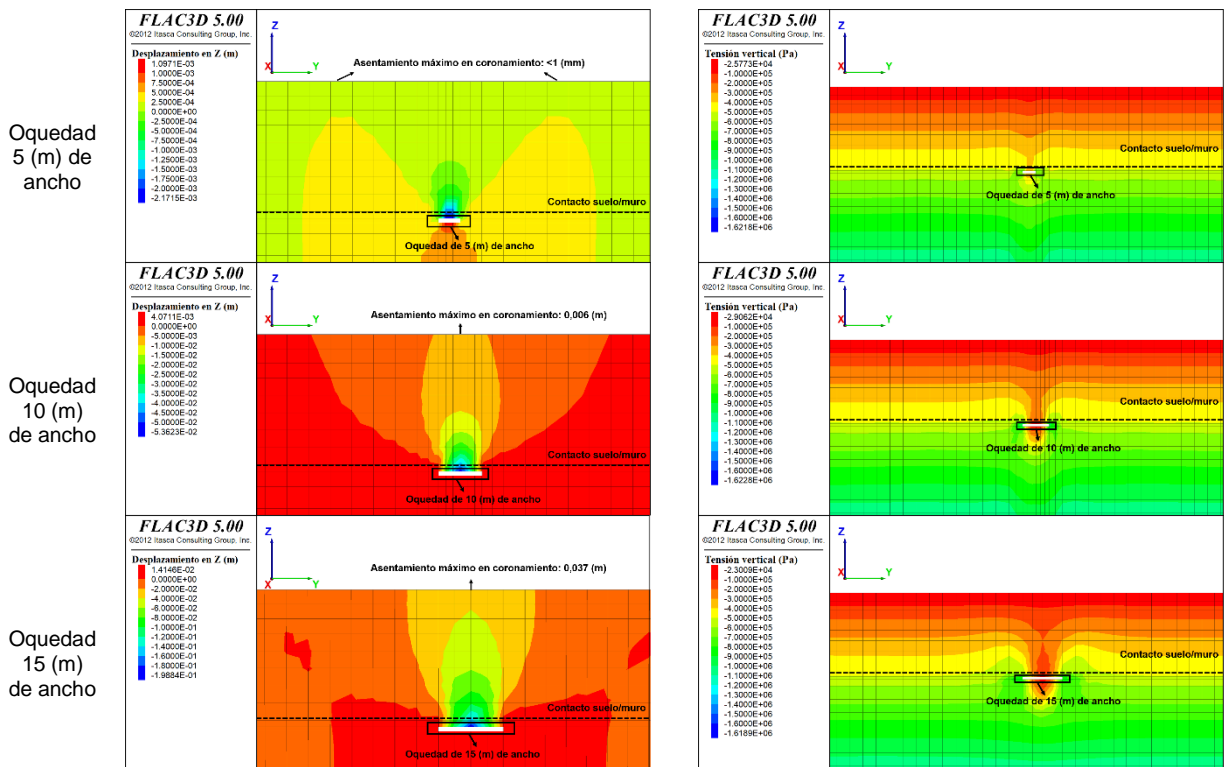


Ilustración 67. Deformaciones estáticas verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) para modelos con oquedad bajo el suelo de fundación de 5 (m), 10 (m) y 15 (m) de ancho. Casos de análisis 10, 11 y 12 (ver tabla 13).

8.2.3 Resumen de resultados en casos de análisis estático

En la tabla 20, se presenta un resumen de las deformaciones resultantes para cada caso de análisis en condición estática.

Tabla 20. Resumen de asentamientos y desplazamientos máximos para los casos de análisis estático.

Caso de análisis	Ancho de zona afectada por sales u oquedad (m)	Salinidad (%) /oquedad	*Asentamiento aplicado en la base del muro (m)	Deformaciones resultantes**		
				Asentamiento máximo en el coronamiento (m)	Desplazamiento longitudinal máximo (m)	Desplazamiento transversal máximo (m)
1	5	5	0,25	0,071	0,028	0,040
2		10	0,5	0,190	0,069	0,073
3		35	1,1	0,515	0,140	0,148
10		Oquedad	-	<1 cm	<1 cm	<1 cm
4	10	5	0,25	0,145	0,058	0,028
5		10	0,5	0,363	0,137	0,045
6		35	1,1	0,926	0,273	0,097
11		Oquedad	-	<1 cm	<1 cm	<1 cm
7	15	5	0,25	0,175	0,069	0,019
8		10	0,5	0,411	0,147	0,032
9		35	1,1	1,008	0,274	0,071
12		Oquedad	-	0,037	0,014	0,021

*Asentamiento solo producto de la disolución de sales en la base, no incluye el asentamiento producto de las etapas constructivas del muro previas a la disolución o por imposición de la oquedad.

** Deformaciones solo incluyen el efecto del asentamiento en la base por disolución salina y producto de la imposición de la oquedad en el suelo de fundación, no se incluyen deformaciones producto de las etapas constructivas

8.3 Resultados análisis dinámico

En esta sección se presentan los resultados de los casos de análisis dinámico en términos de deformaciones horizontales (longitudinales paralelas al coronamiento y transversales al muro) y verticales, junto con el estado de las tensiones verticales finales alcanzadas post sismo.

Cabe destacar que los resultados que a continuación se presentan corresponden solo a las deformaciones inducidas por el sismo, no incluyen a las deformaciones de los casos estáticos.

8.3.1 Resultados para caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedades)

A continuación, se presentan los contornos de deformaciones y tensiones verticales de los perfiles T-T y L-L (ver sección 8.1) post sismo junto con el gráfico de aceleraciones para el punto de control A del caso base de análisis (caso sin sales ni oquedades en el suelo de fundación).

También se incluyen los registros de aceleraciones del campo libre (punto de control C) y en la base del muro (punto de control B), y los espectros de respuesta de pseudo aceleración junto con la función de transferencia del muro.

8.3.1.1 Deformaciones para caso base de análisis

Los contornos de deformaciones y tensiones verticales post sismo para el caso base de análisis se presentan de forma gráfica en la ilustración 68.

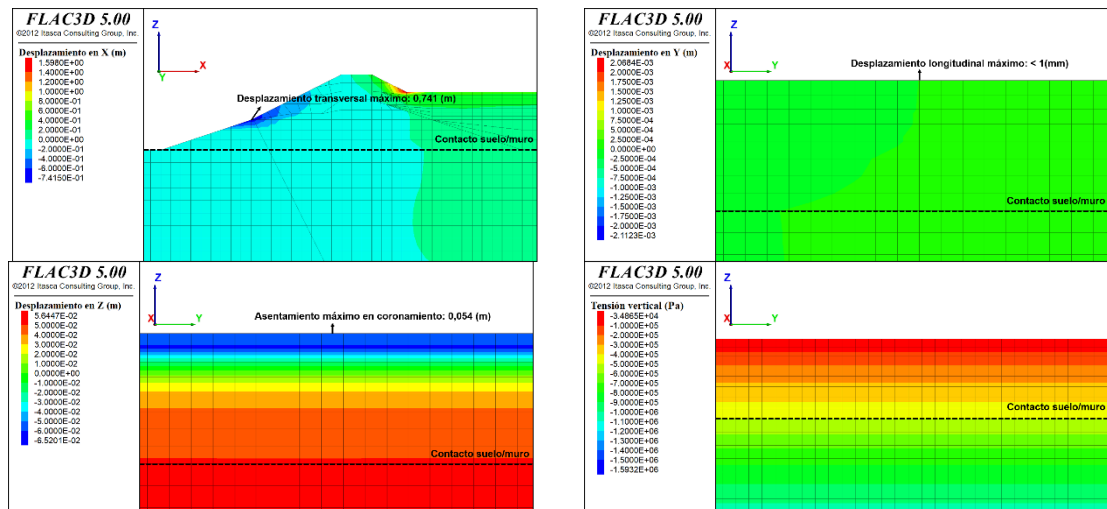


Ilustración 68. Deformaciones transversales (perfil T-T), deformaciones longitudinales (perfil L-L), deformaciones verticales (perfil L-L) y tensión vertical final (perfil L-L) post sismo para el caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedades).

8.3.1.2 Aceleraciones para caso base de análisis

Los registros de aceleraciones horizontales y verticales del punto de control A, B y C, para el caso base de análisis, se presentan en la ilustración 69.

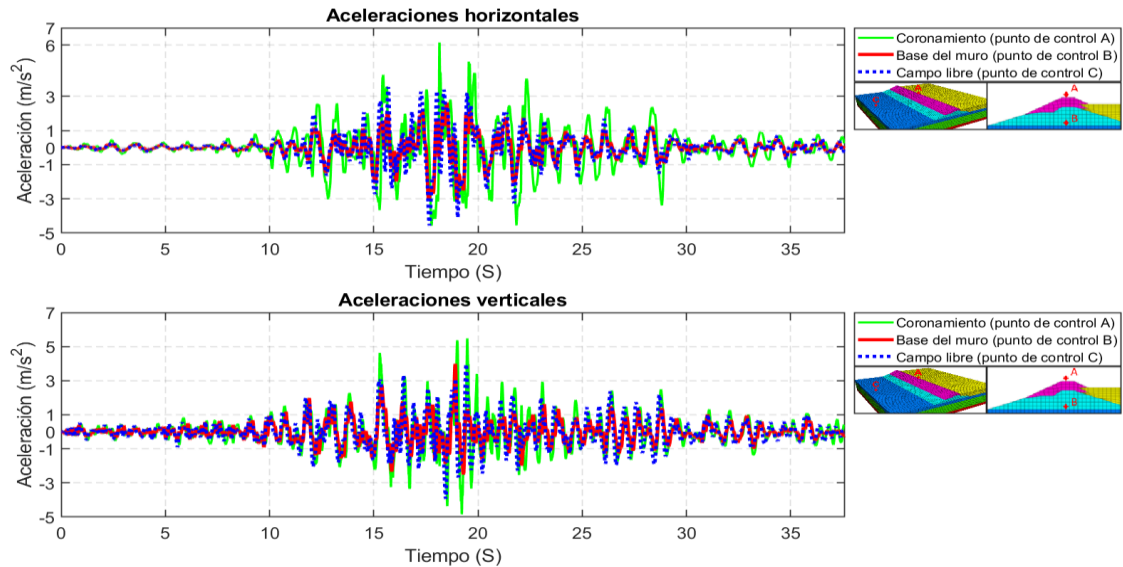


Ilustración 69. Aceleraciones horizontales y verticales registradas en el coronamiento del muro (punto de control A), base del muro (punto de control B) y campo libre (punto de control C) para el caso base de análisis.

8.3.1.3 Espectros de respuesta y función de transferencia

En la ilustración 70 se presentan los espectros de respuesta de pseudo aceleración, para una estructura con amortiguamiento del 5%, de los registros de aceleraciones horizontales obtenidos en la superficie libre del modelo equivalente en roca (ver sección 7.4.1) y en el campo libre del estrato de caliza (punto de control C).

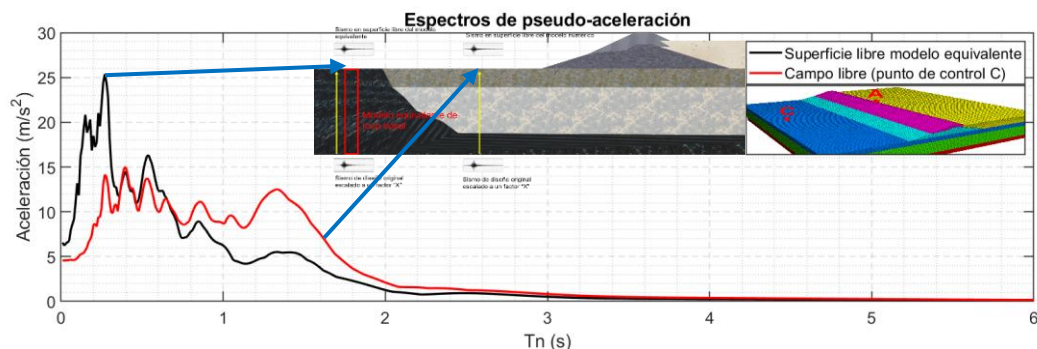


Ilustración 70. Espectros de respuesta de pseudo aceleración de la componente horizontal del registro de aceleraciones obtenido en la superficie libre del modelo equivalente (ver ilustración 52) y del registro obtenido en el estrato de caliza en campo libre (Punto C).

En la ilustración 71 se presenta la transformada de Fourier de los registros de aceleración en campo libre (punto de control C), en la base del muro (punto de control B) y en el coronamiento (punto de control A), junto a las funciones de transferencia entre el coronamiento/base del muro y el coronamiento/campo libre, respectivamente. Estas funciones se calculan mediante el cociente de los espectros de Fourier respectivos. Se indica, además, que a los denominadores se les sumo una constante equivalente al mayor valor observado en el espectro del campo libre dividido por 80. Esto último se debe a que algunos de los datos son cercanos a cero, por lo tanto, pueden ocurrir errores al momento de ser empleados en la división. (Besio & Verdugo, 2016)

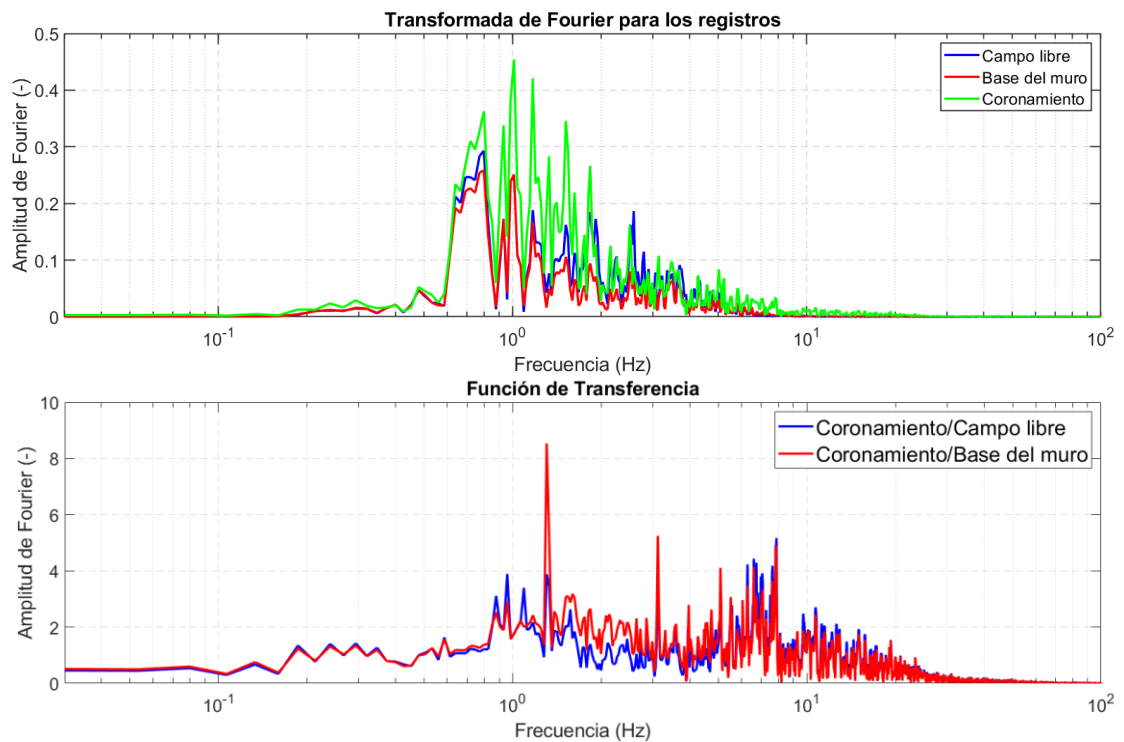


Ilustración 71. Transformada de Fourier y función de transferencia del muro.

8.3.2 Resultados para casos con imposición de asentamiento en la base del muro por disolución de sales

A continuación, se presentan los contornos de deformaciones y tensiones verticales de los perfiles T-T y L-L (ver sección 8.1) post sismo junto con los gráficos de aceleraciones y deformaciones para el punto de control A, y tensiones principales para los puntos de control A y B para los casos de análisis donde se impuso un asentamiento en la base del muro por disolución de sales.

8.3.2.1 Deformaciones para casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro

Los contornos de deformaciones y tensiones verticales post sismo para los casos de análisis con asentamiento en la base del muro se presentan de forma gráfica en las ilustraciones 72, 73, 74, 75, 76 y 77.

Los gráficos de deformaciones horizontales y verticales para el punto de control A se presentan en la ilustración 78.

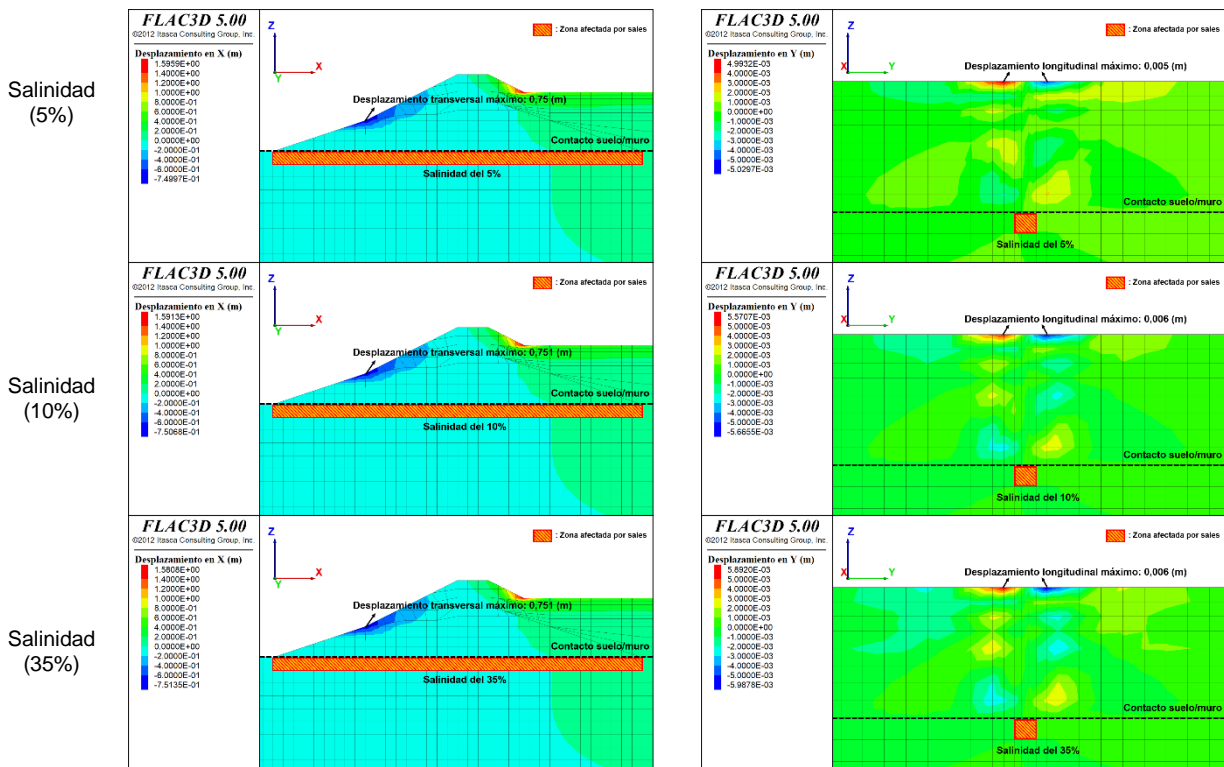


Ilustración 72. Deformaciones transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) post sismo para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 5 (m) de ancho. Casos de análisis 1, 2 y 3 (ver tabla 13).

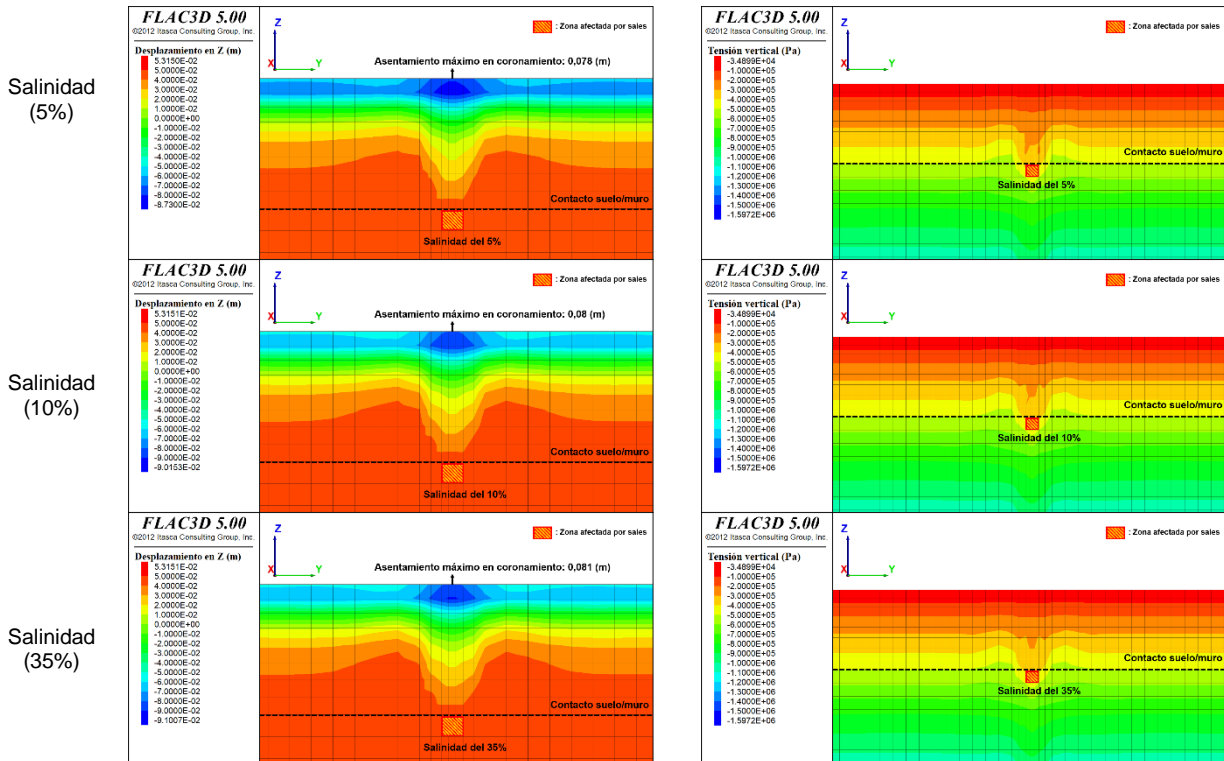


Ilustración 73. Deformaciones verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) post sismo para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 5 (m) de ancho. Casos de análisis 1, 2 y 3 (ver tabla 13).

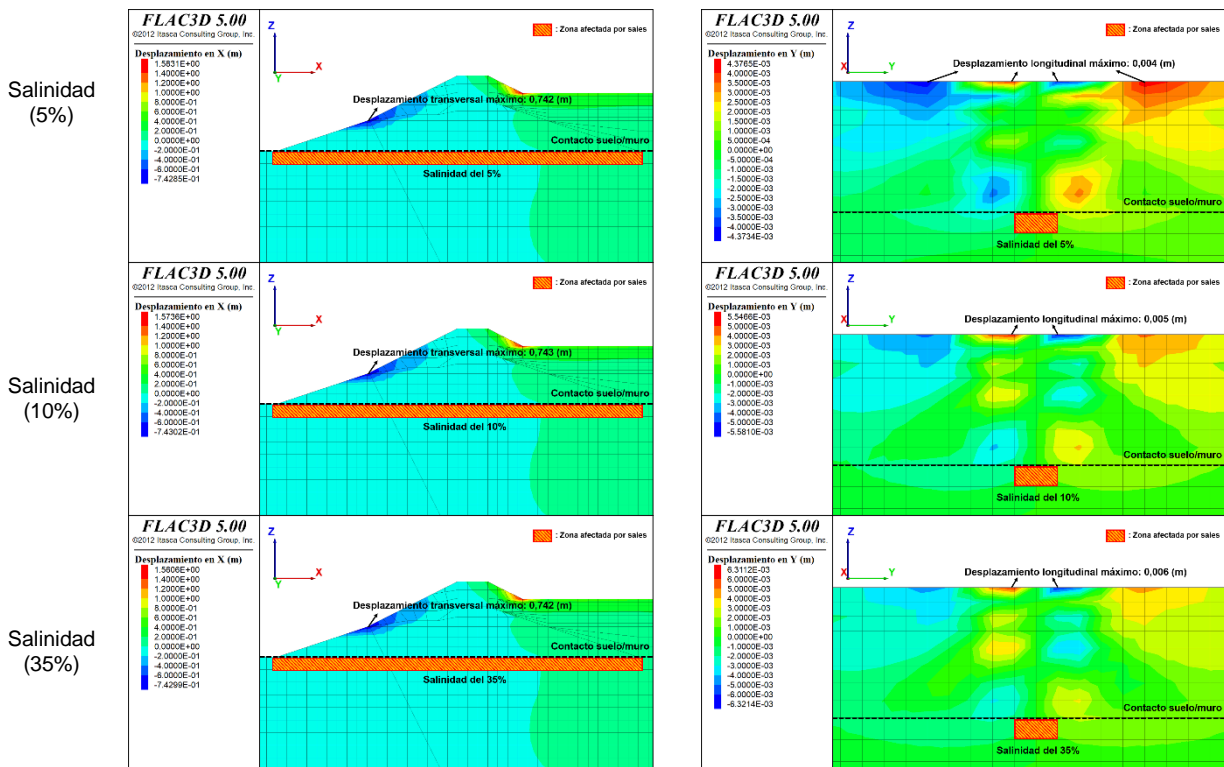


Ilustración 74. Deformaciones transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) post sismo para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 10 (m) de ancho. Casos de análisis 4, 5 y 6 (ver tabla 13).

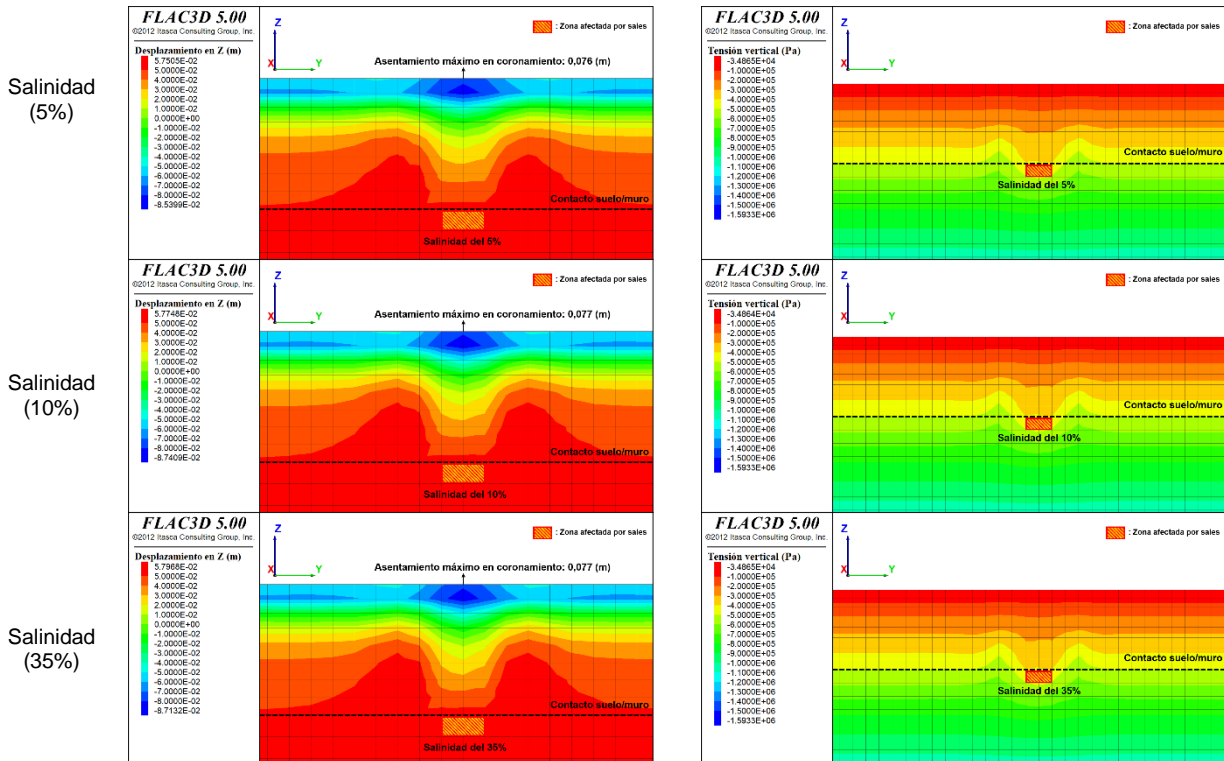


Ilustración 75. Deformaciones verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) post sismo para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 10 (m) de ancho. Casos de análisis 4, 5 y 6 (ver tabla 13).

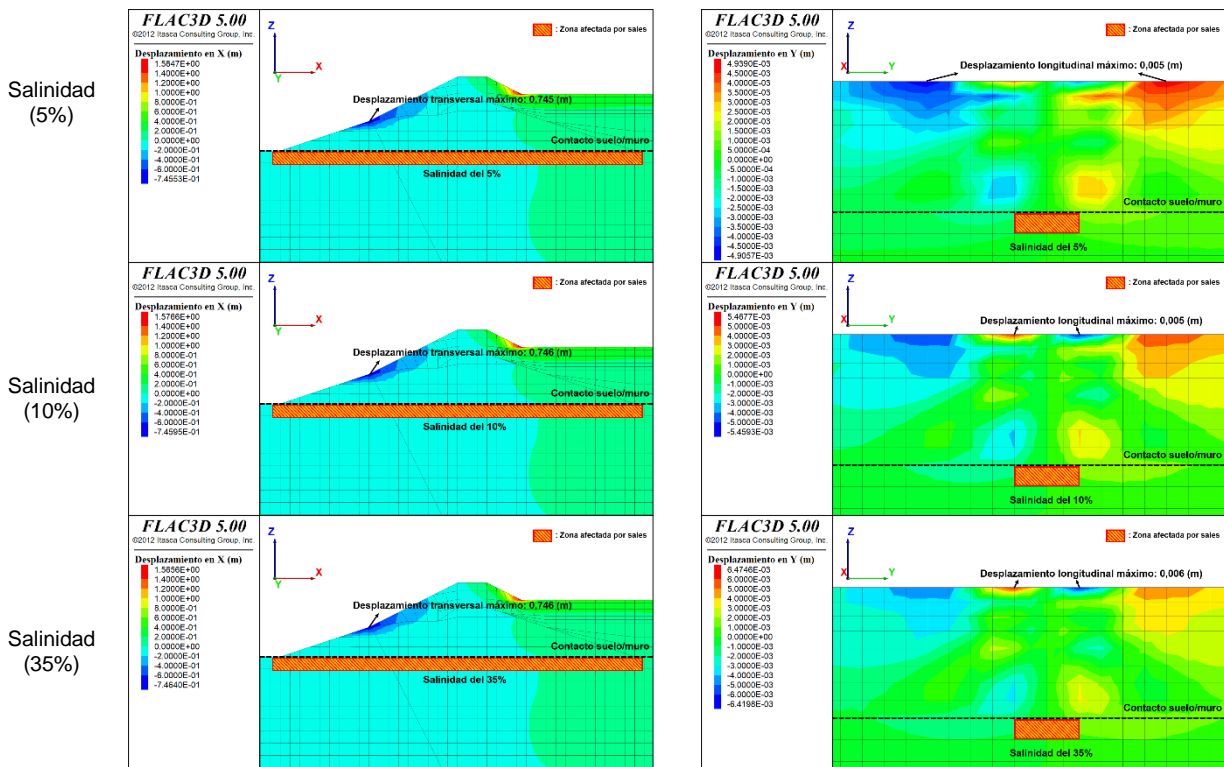


Ilustración 76. Deformaciones transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) post sismo para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 15 (m) de ancho. Casos de análisis 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

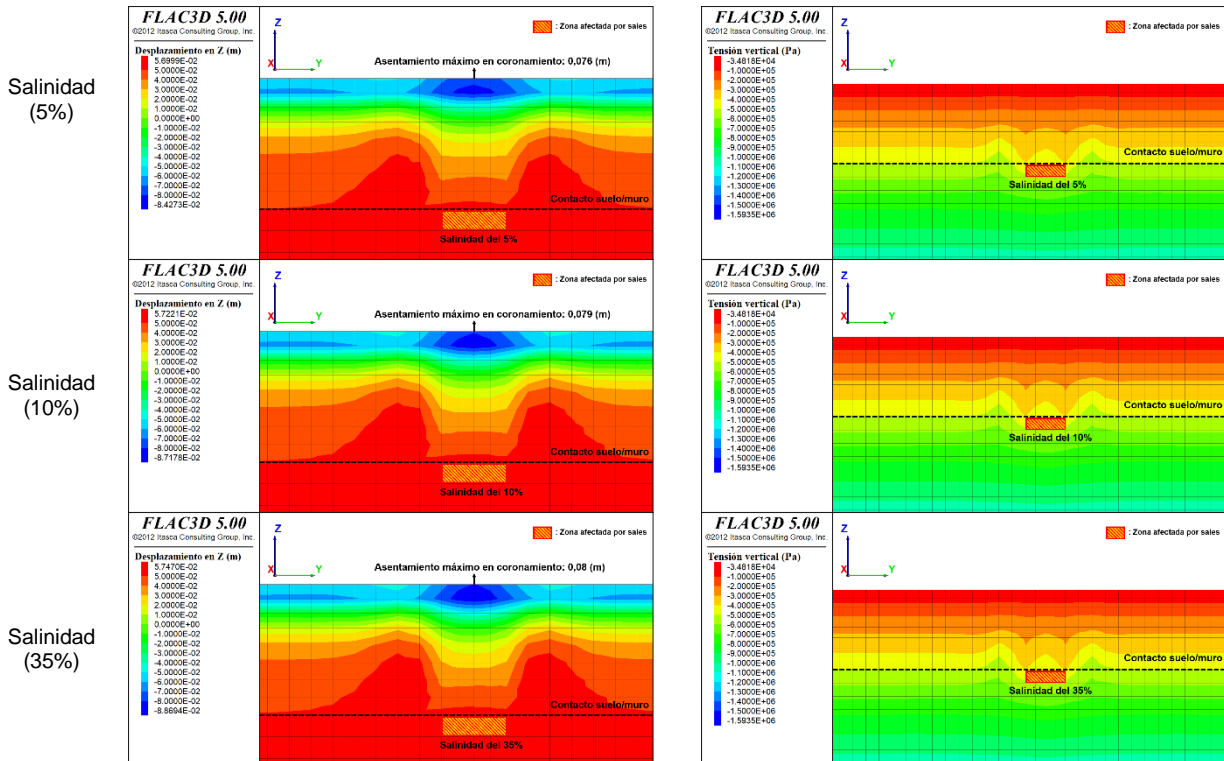


Ilustración 77. Deformaciones verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) post sismo para modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 15 (m) de ancho. Casos de análisis 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

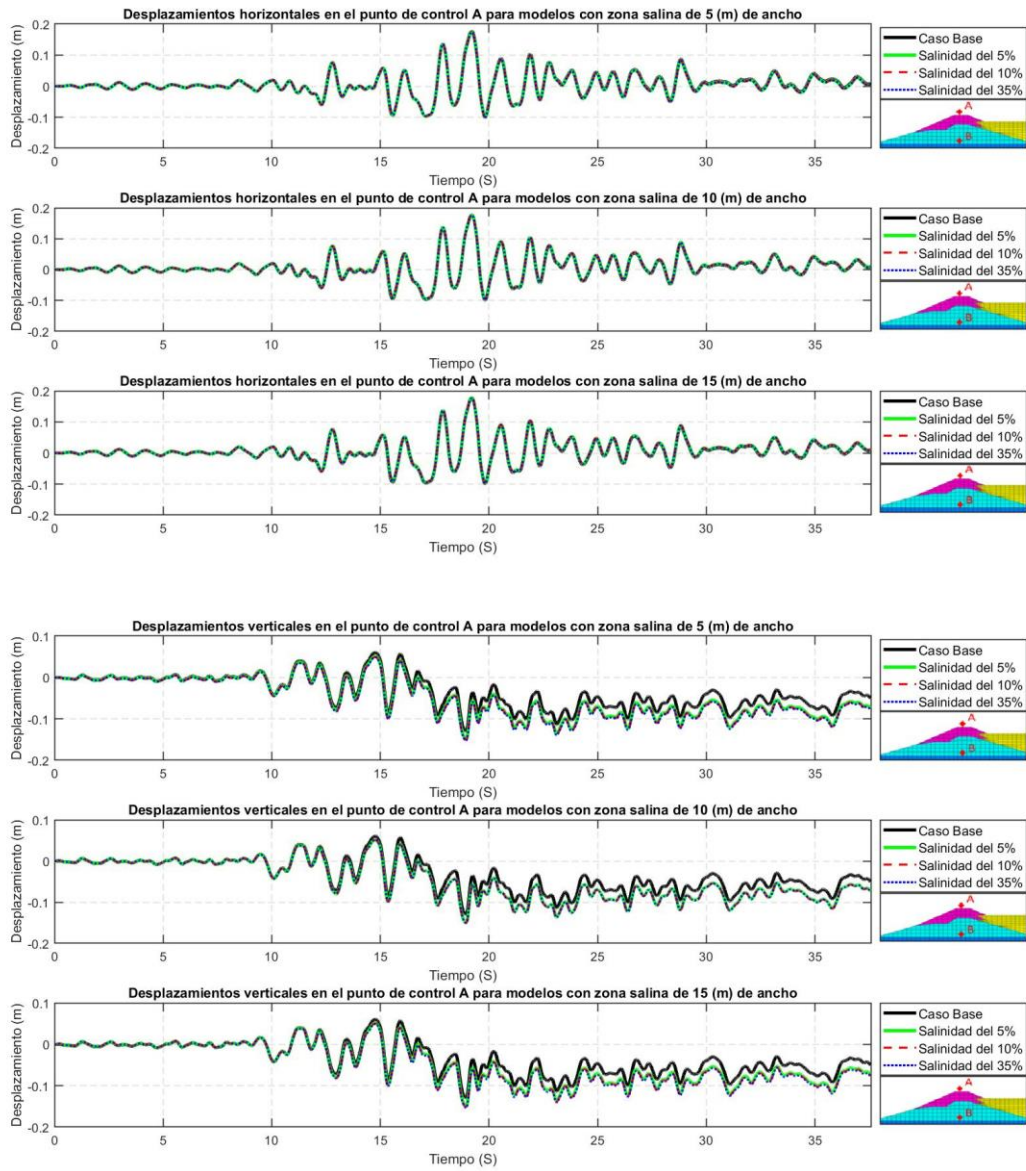


Ilustración 78. Desplazamientos horizontales y verticales durante el sismo en el punto de control A para los casos de análisis dinámico 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

8.3.2.2 Aceleraciones para casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro

Los gráficos de aceleraciones horizontales y verticales para el punto de control A se presentan en la ilustración 79.

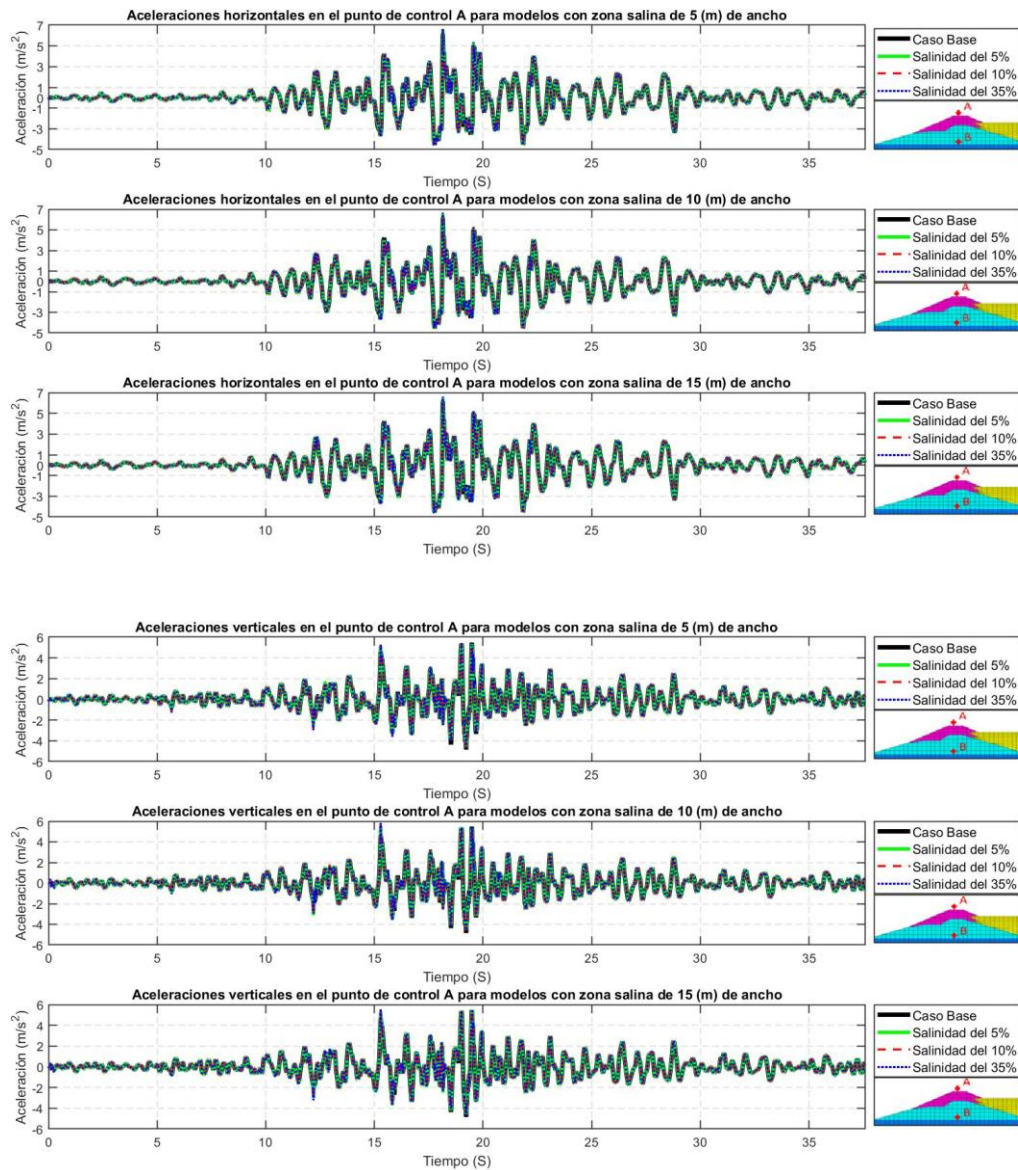


Ilustración 79. Aceleraciones horizontales y verticales durante el sismo en el punto de control A para los casos de análisis dinámico 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

8.3.2.3 Tensiones principales para casos de análisis con asentamiento salino en la base del muro

Los gráficos de tensiones principales para el punto de control A y B se presentan en las ilustraciones 80 y 81.

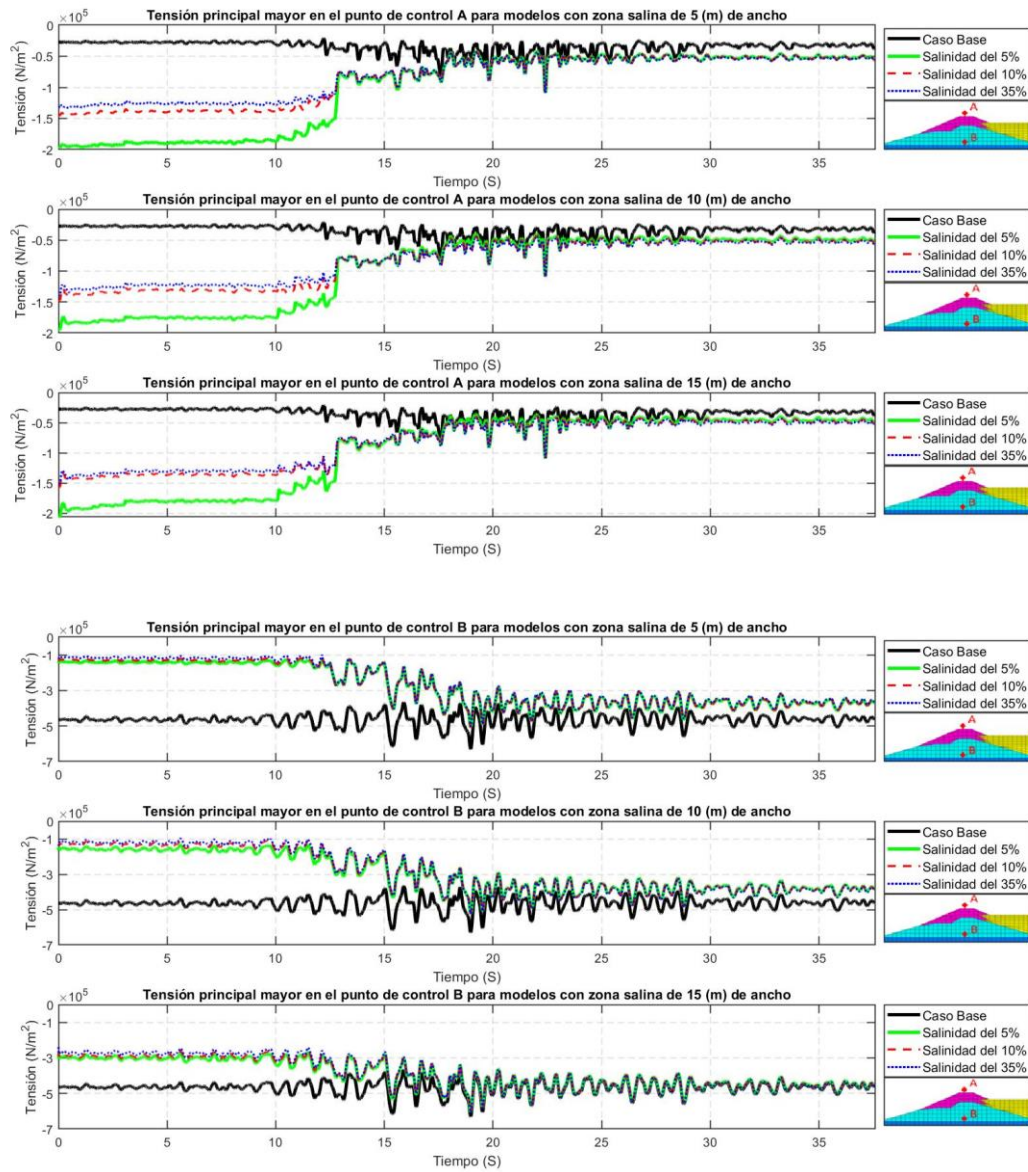


Ilustración 80. Tensiones principales mayores durante el sismo en los puntos de control A y B para los casos de análisis dinámico 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

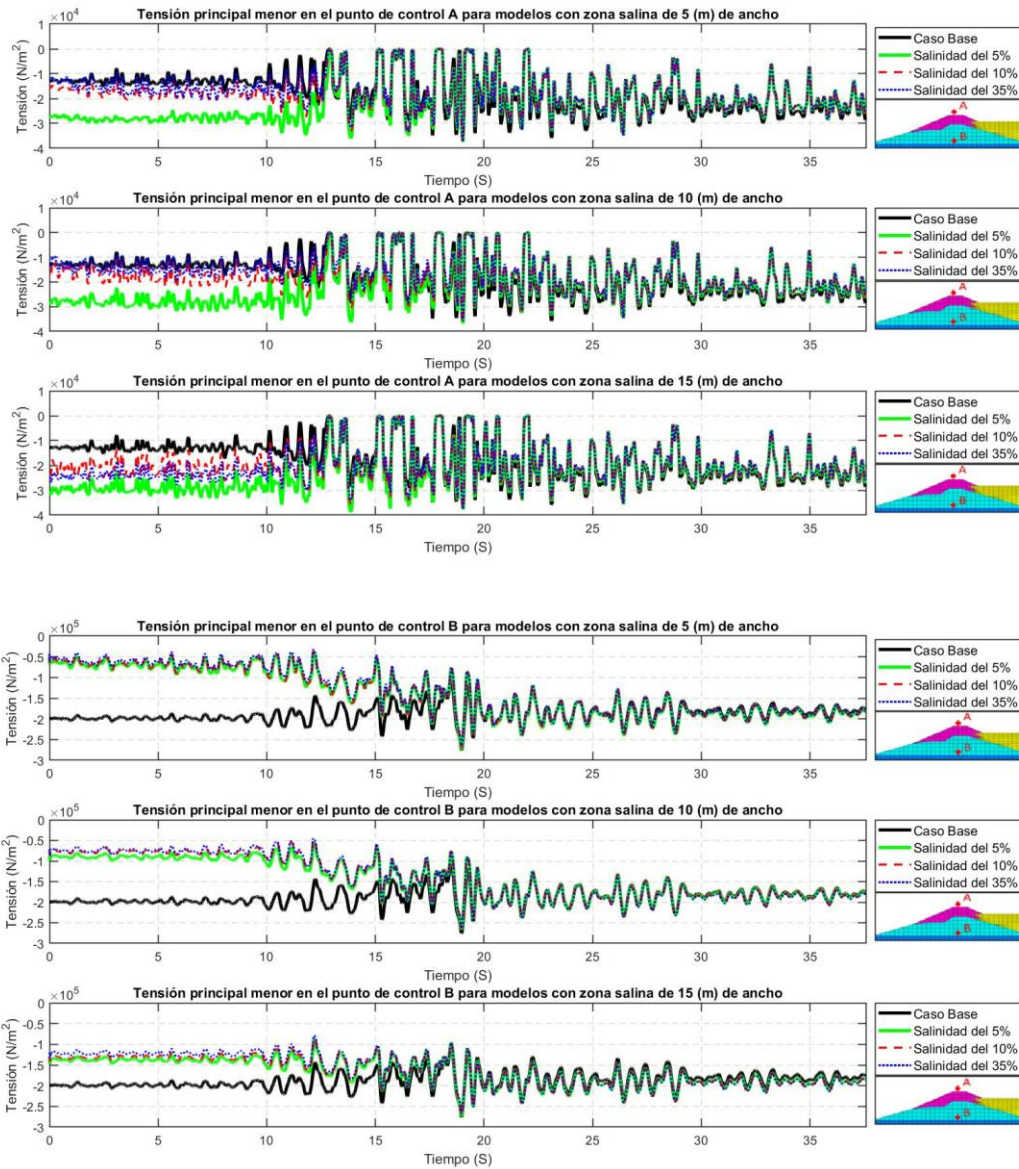


Ilustración 81. Tensiones principales menores durante el sismo en los puntos de control A y B para los casos de análisis dinámico 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

8.3.3 Resultados para casos con imposición de oquedad en el suelo de fundación

Los contornos de deformaciones y tensiones verticales de los perfiles T-T y L-L (ver sección 8.1) post sismo se presentan en las ilustraciones 82 y 83.

Los gráficos de aceleraciones y deformaciones para el punto de control A se presentan en las ilustraciones 84 y 85.

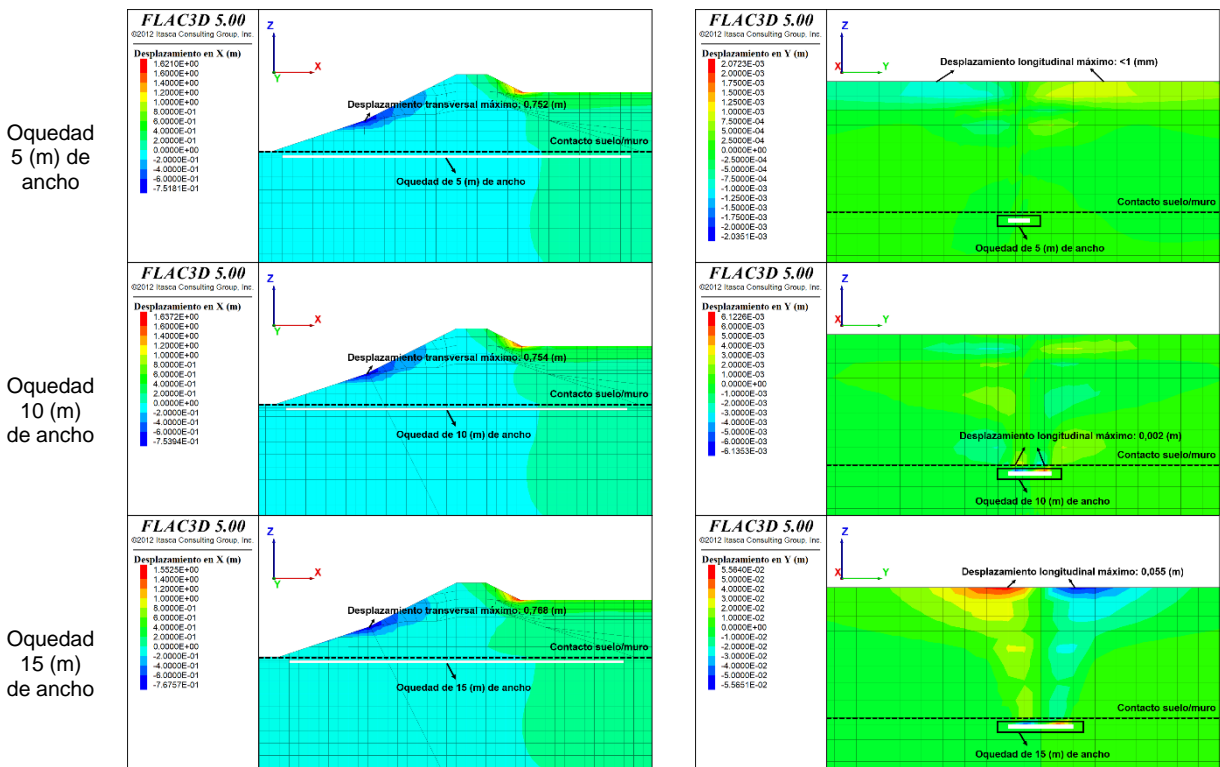


Ilustración 82. Deformaciones transversales (perfil T-T) y longitudinales (perfil L-L) post sismo para modelos con oquedad bajo el suelo de fundación de 5 (m), 10 (m) y 15 (m) de ancho. Casos de análisis 10, 11 y 12 (ver tabla 13).

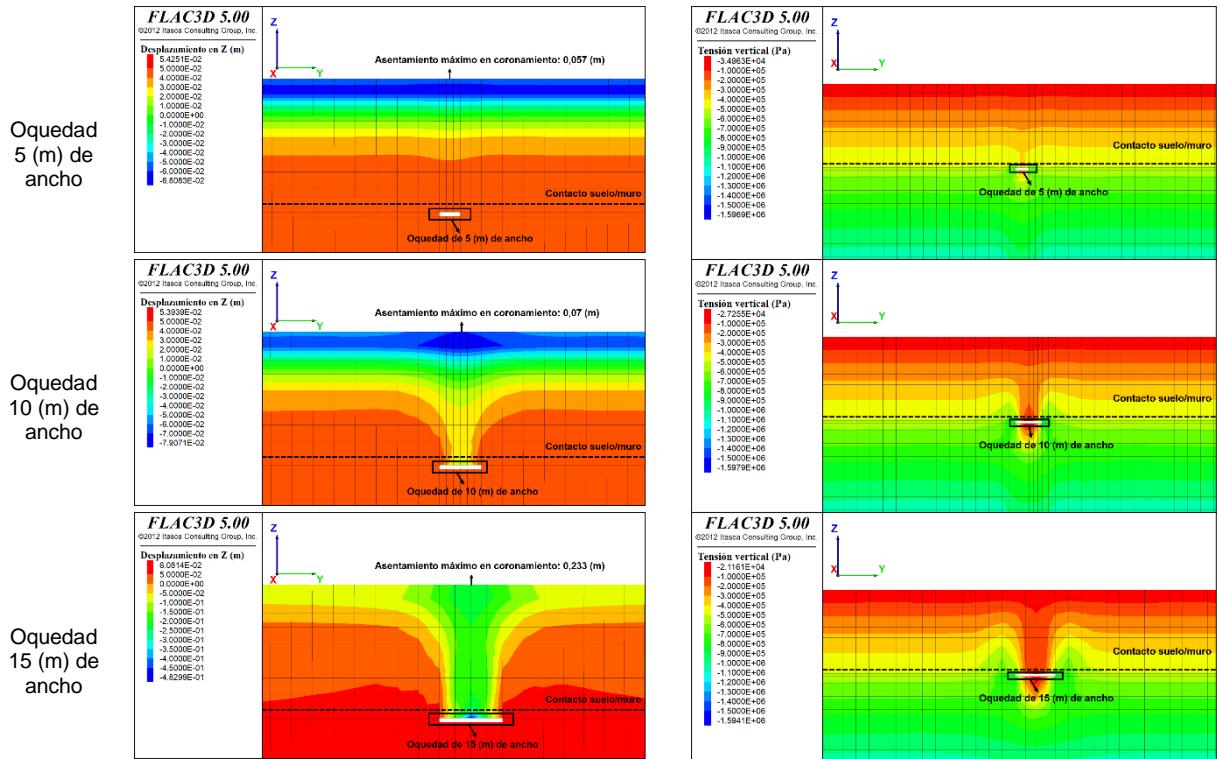


Ilustración 83. Deformaciones verticales (perfil L-L) y tensión vertical (perfil L-L) post sismo para modelos con oquedad bajo el suelo de fundación de 5 (m), 10 (m) y 15 (m) de ancho. Casos de análisis 10, 11 y 12 (ver tabla 13).

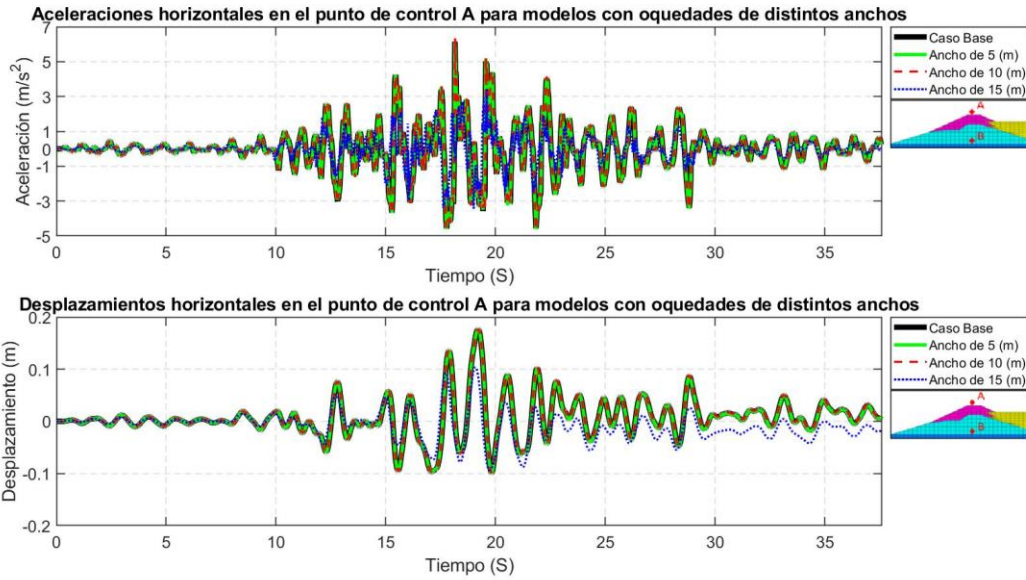


Ilustración 84 Aceleraciones y desplazamientos horizontales durante el sismo en el punto de control A para los casos de análisis dinámico 10, 11 y 12 (ver tabla 13).

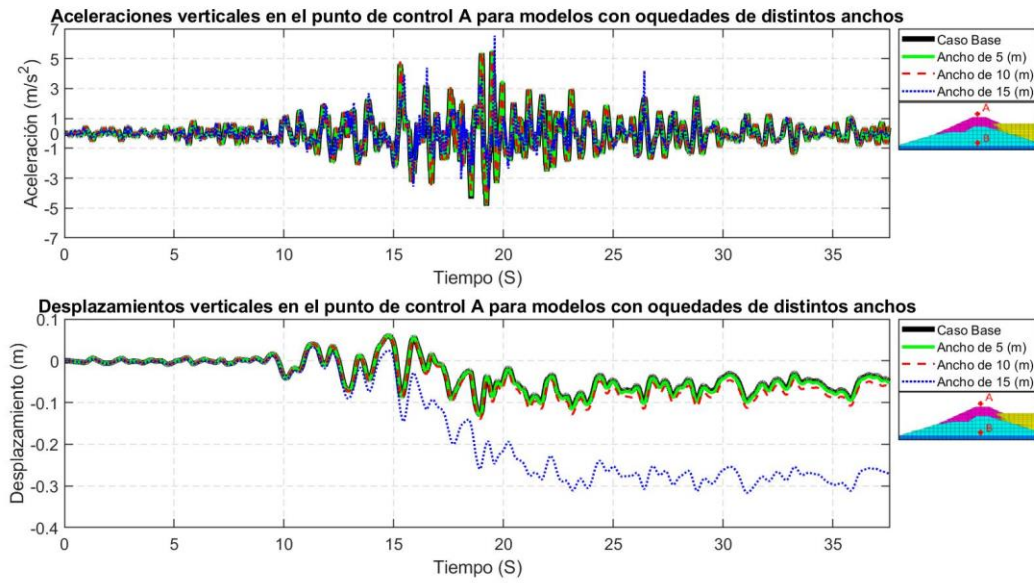


Ilustración 85. Aceleraciones y desplazamientos verticales durante el sismo en el punto de control A para los casos de análisis dinámico 10, 11 y 12 (ver tabla 13).

8.3.4 Resumen de resultados en casos de análisis dinámico

En la tabla 21, se presenta un resumen de las deformaciones post sismo resultantes para cada caso de análisis incluyendo el caso base.

Tabla 21. Resumen de asentamientos y desplazamientos máximos para los casos de análisis dinámico.

Caso de análisis	Ancho de zona afectada por sales u oquedad (m)	Salinidad (%) /oquedad	Asentamiento aplicado en la base del muro (m)	Deformaciones resultantes*		
				Asentamiento máximo en el coronamiento (m)	Desplazamiento longitudinal máximo (m)	Desplazamiento transversal máximo (m)
1	5	5	0,25	0,078	<1 cm	0,750
2		10	0,5	0,080	<1 cm	0,751
3		35	1,1	0,081	<1 cm	0,751
10		Oquedad	-	0,057	<1 cm	0,752
4	10	5	0,25	0,076	<1 cm	0,742
5		10	0,5	0,077	<1 cm	0,743
6		35	1,1	0,077	<1 cm	0,742
11		Oquedad	-	0,070	<1 cm	0,754
7	15	5	0,25	0,076	<1 cm	0,745
8		10	0,5	0,079	<1 cm	0,746
9		35	1,1	0,080	<1 cm	0,746
12		Oquedad	-	0,233	0,055	0,768
Caso base de análisis		-	-	0,054	<1 cm	0,741

*Solo considera la deformación dinámica, no considera deformaciones estáticas.

Capítulo IX: Análisis y discusión de resultados

9.1 Análisis de deformaciones

9.1.1 Deformaciones en caso estático

- **Asentamientos:**

Los asentamientos en el coronamiento del muro, para todos casos de análisis donde existe una inducción de asentamiento en la base del muro, son proporcionales al ancho de la zona afectada por sales y el nivel de salinidad, sin embargo, esta relación no es lineal ya que según los resultados presentados en la tabla 20, se observa que existe una reducción considerable de los asentamientos en el coronamiento cuando el ancho de la zona afectada por sales es menor a 10 (m). En la ilustración 86 se presenta de manera gráfica la razón entre los asentamientos máximos del coronamiento y el asentamiento inducido en la base de los distintos casos de análisis.

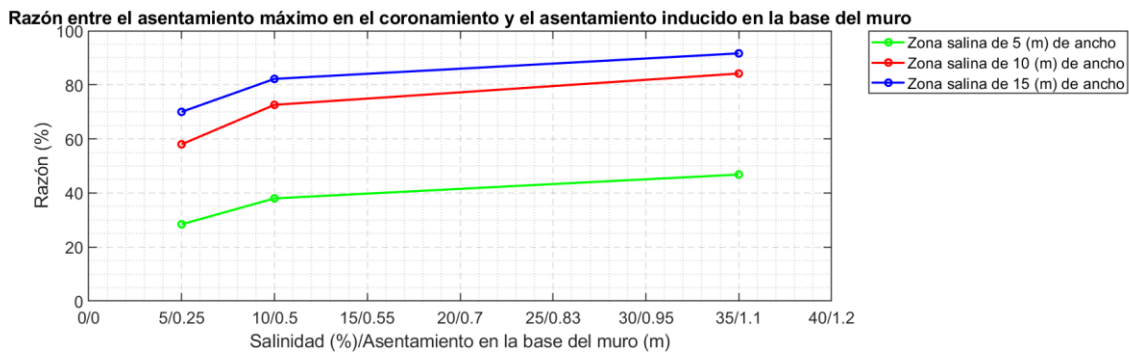


Ilustración 86. Razón entre el asentamiento máximo en el coronamiento y el asentamiento impuesto en la base del muro para los casos de análisis 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

Como se puede apreciar en la ilustración 86 para un ancho de la zona afectada por sales de 5 (m), los asentamientos máximos en el coronamiento son siempre menores al 50% del valor del asentamiento inducido en la base del muro. Por otro lado, en los casos con zonas afectadas por sales con ancho de 10 (m) y 15 (m) y con niveles de salinidad altos (>10%), los asentamientos máximos en el coronamiento son aproximadamente entre un 70% y 90% del asentamiento inducido en la base del muro. Lo descrito anteriormente se atribuye al efecto arco de tensiones y a la influencia de la superficie de roce, entre la masa de suelo móvil y el resto del muro, sobre el centro de la zona afectada por sales (ver sección 2.4). En la ilustración 87 se presenta de manera gráfica lo planteado anteriormente.

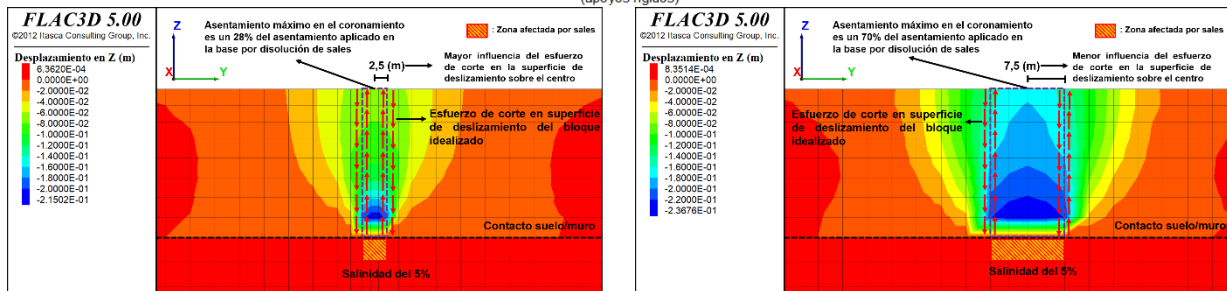
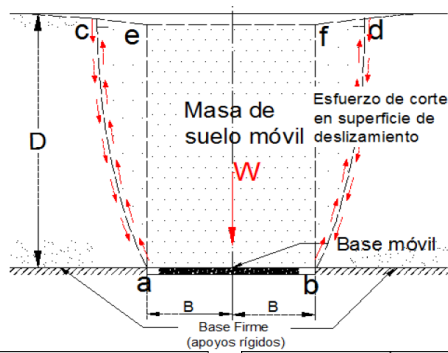


Ilustración 87. Cuadro comparativo de la influencia de la zona donde se produce la resistencia a la masa movilizada del suelo. Se presentan los casos de análisis 1 y 7, respectivamente (ver tabla 13).

En los casos de análisis donde existen oquedades en el suelo de fundación, se puede observar que la forma de las deformaciones verticales es similar a los casos donde se impuso un asentamiento en la base del muro, sin embargo, la magnitud de estas es muy diferente. En los casos de análisis con oquedades de 5 (m) y 10 (m) de ancho, los asentamientos máximos en el coronamiento son despreciables, menores a 0,006 (m). Solo cuando la oquedad tiene 15 (m) de ancho, se presentan asentamientos máximos en el coronamiento del orden de 0,037 (m) y deformaciones verticales máximas en la base del muro de 0,19 (m). Esto último no constituye una evidencia suficiente para afirmar la existencia del colapso del suelo de fundación en condición estática, por lo cual se entiende que el estrato de caliza, incluso con una oquedad extendida por todo el largo del muro con 15 (m) de ancho y 1 (m) de espesor, podría ser capaz de resistir las cargas estáticas del muro.

- **Desplazamientos transversales:**

Los desplazamientos transversales máximos, en los modelos donde se indujo asentamiento en la base del muro, ocurren en la superficie del talud aguas abajo. Estos presentan una tendencia a incrementar proporcionalmente en función del nivel de salinidad. Sin embargo, se observa una relación inversa en las deformaciones con respecto al ancho de la zona afectada por sales, es decir, mientras mayor es el ancho de la zona afectada por sales, menor son las deformaciones transversales máximas. Una posible explicación de este fenómeno tendría relación con el mayor traspaso de asentamiento o deformación vertical desde el muro hacia el interior de la zona afectada por sales, lo que vectorialmente se traduce en un desfavorecimiento de las deformaciones en la dirección transversal del talud del muro. Los valores máximos de deformación resultantes no superan los 0,15 (m) en ningún caso.

En la ilustración 88 se presenta un gráfico con los valores de desplazamiento transversal máximo para cada caso. En la ilustración 89 se presenta una comparación entre el caso con inducción de asentamiento salino en la base del muro con zona afectada por sales de 5 (m) de ancho y 35% de salinidad, y el caso con inducción de asentamiento en la base del muro con zona afectada por sales de 15 (m) de ancho y salinidad del 35%. Se observa que el vector de desplazamiento en el segundo caso tiende a desplazarse levemente menos que en el primero en la dirección transversal.

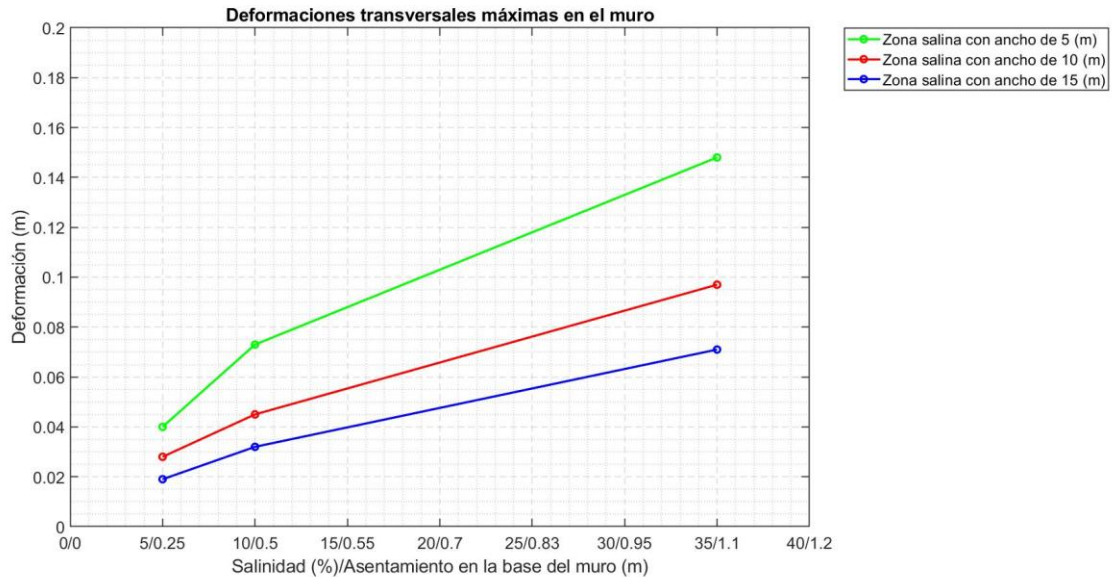


Ilustración 88. Resumen de los desplazamientos transversales máximos en el muro en los casos de análisis estáticos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

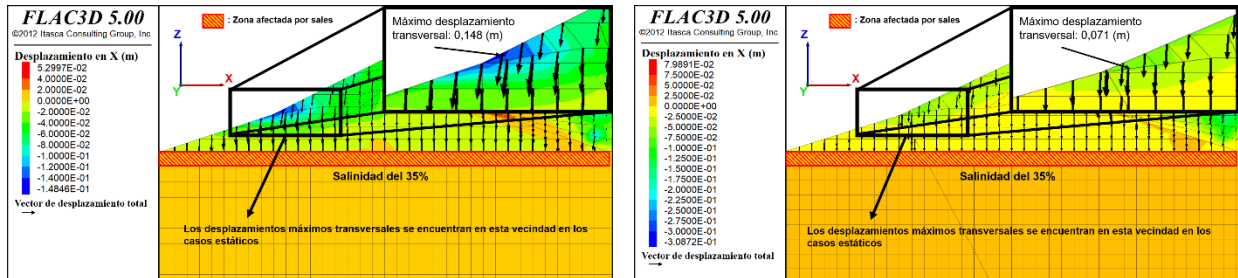


Ilustración 89. Zona donde se presentan los desplazamientos máximos transversales y vector de desplazamiento total para el caso 3 y 12 (ver tabla 13).

En cuanto a los casos de análisis donde existen oquedades en el suelo de fundación, se observa que los desplazamientos transversales en el coronamiento del muro y en los taludes aguas arriba y aguas abajo son despreciables (menores a 0,01 (m)). Los valores máximos se presentan en zonas puntuales cercanas a la base del muro aguas arriba bajo los relaves (ver ilustración 90) y no sobrepasan los 0,021 (m).

En la ilustración 90, se presenta una comparación de la distribución de asentamiento en la base del muro y los contornos de deformación transversal alcanzados para los casos con imposición de asentamiento en la base del muro con zona afectada por sales de 15

(m) de ancho y 35% de salinidad, con el caso de análisis con oquedad de 15 (m) de ancho. En este último caso se observa que la deformación trasversal es consistente con la distribución del asentamiento en la base del muro.

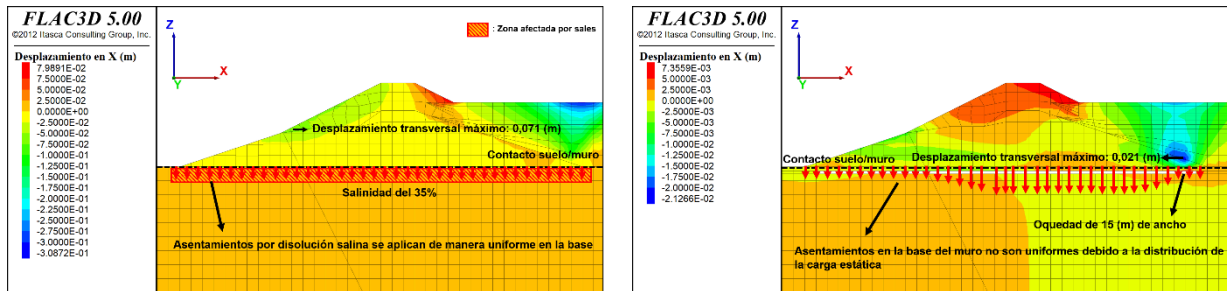


Ilustración 90. Contorno de desplazamientos en dirección transversales y representación de la distribución de los asentamientos en la base del muro para casos de análisis 9 y 12 (ver tabla 13).

- **Desplazamientos longitudinales:**

Los gráficos de contorno de desplazamientos longitudinales y verticales resultantes, en los casos de análisis con inducción asentamiento en la base del muro presentados en la sección 8.2.1 (ver ilustraciones 60, 61, 62, 63, 64 y 65), muestran que las deformaciones en el coronamiento inducidas por el asentamiento de la base del muro tienen una forma similar a las logradas empíricamente con el ensayo “trapdoor” (ver ilustración 23 de la sección 2.4).

Los desplazamientos longitudinales en el coronamiento, en los casos donde se induce asentamiento en la base del muro, presentan una clara tendencia a aumentar en proporción al ancho de la zona afectada por sales y el nivel de salinidad. Los valores máximos son del orden de 0,27 (m) y ocurren en los casos con anchos de zona salina de 10 (m) y 15 (m) y salinidad del 35%. Además, se tiene que las deformaciones longitudinales máximas sobre el coronamiento en los casos donde existe una salinidad del 5%, se encuentran a 10 (m) aproximadamente desde el borde de la zona donde ocurre el colapso bajo el muro, mientras que para los casos con salinidad del 10% y 35% estos se encuentran a 5 (m) de la zona mencionada. Lo enunciado anteriormente se presenta de manera gráfica en la ilustración 91.

Debido a los resultados obtenidos, se plantea que existe una relación entre la zona donde se encuentra el desplazamiento longitudinal máximo con el asentamiento máximo alcanzado en el coronamiento.

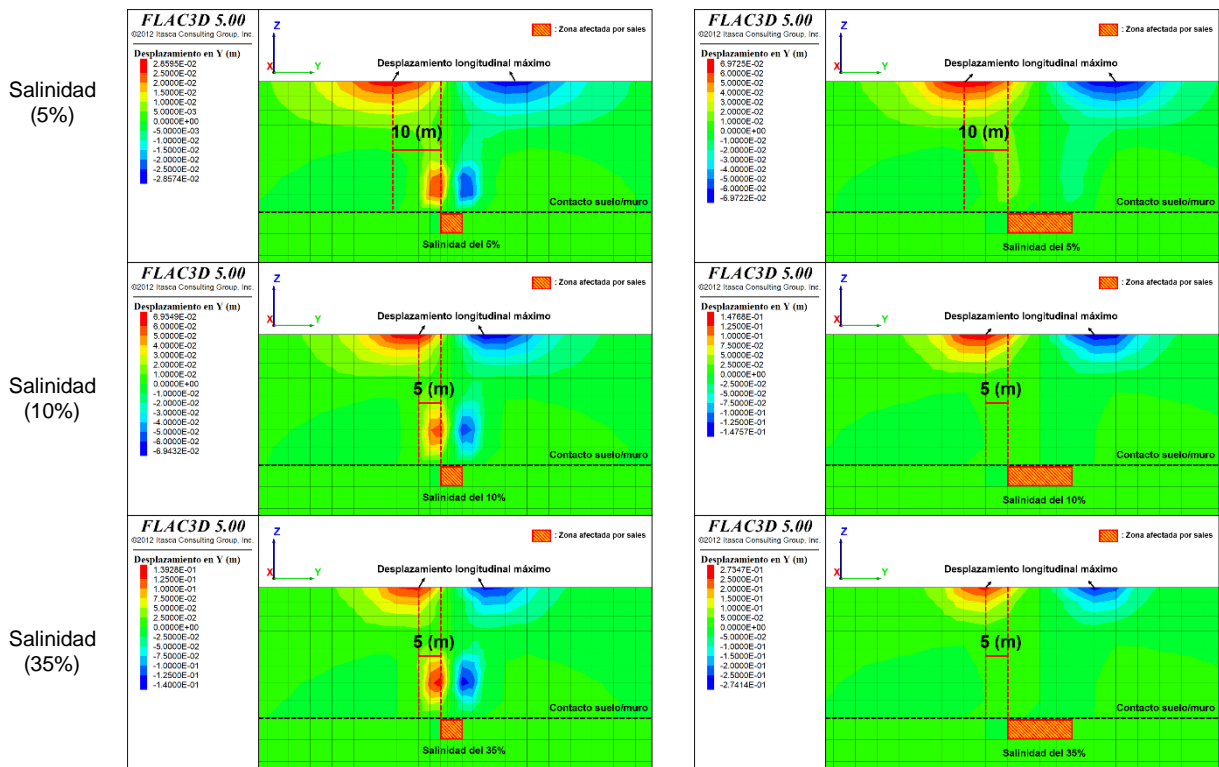


Ilustración 91. Ubicación de desplazamientos máximos longitudinales (perfil L-L) para el caso estático en modelos con zona afectada por sales bajo el muro de 5 (m) y 15 (m) de ancho. Casos de análisis 1, 2, 3, 7, 8 y 9 (ver tabla 13).

Por otro lado, en los casos de análisis en que se impuso una oquedad en el suelo de fundación de 5 (m) o 10 (m) de ancho, los desplazamientos longitudinales en el muro son prácticamente inexistentes. Sin embargo, para el modelo con oquedad con 15 (m) de ancho se aprecia que las deformaciones longitudinales máximas en el coronamiento son de 0,014 (m) y las deformaciones en la base del muro, cercano a la oquedad, alcanzan los 0,02 (m). Complementariamente en la ilustración 92, se presenta una comparación entre las deformaciones longitudinales alcanzadas en el caso con oquedad en el suelo de fundación de 15 (m) de ancho, con el caso con inducción de asentamiento en la base del muro con zona salina de 5 (m) de ancho y 5% de salinidad. Se comparan estos dos casos debido a la mayor similitud en términos de deformaciones entre todos los casos analizados.

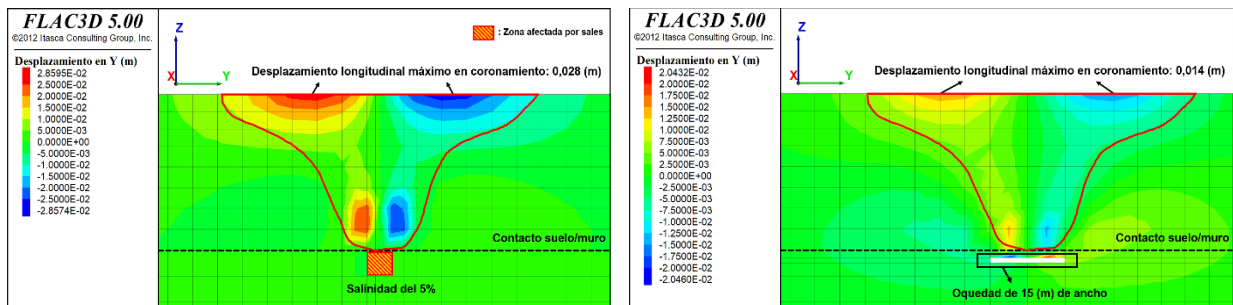


Ilustración 92. Comparación entre los casos de análisis 1 y 12 (ver tabla 13). Se observa que el contorno de deformación es similar, pero los valores máximos para el desplazamiento longitudinal en el coronamiento varían un 50%.

9.1.2 Deformaciones en caso dinámico

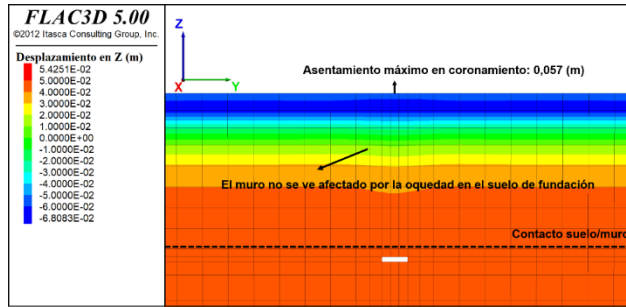
- **Asentamientos:**

Los asentamientos post sismo, para todos los casos de análisis donde se indujo un asentamiento en la base del muro, presentaron un leve incremento del orden de 0,03 (*m*), con respecto a los asentamientos post sismo alcanzados en el caso base de análisis (caso sin zona salina ni oquedades). Por lo tanto, se plantea que el mayor asentamiento producto por las sales ocurre en el caso estático dejando un bajo porcentaje remanente de asentamiento para la fase dinámica.

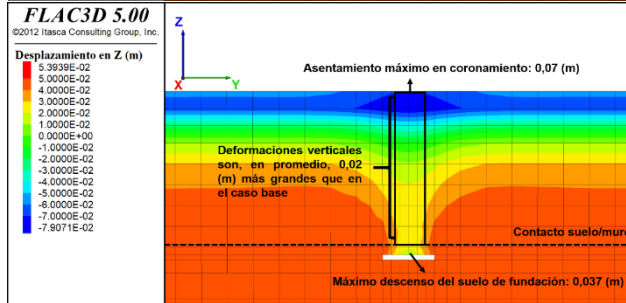
Para los casos con oquedades, en el modelo con 5 (*m*) de ancho (oquedad) afectado, las deformaciones verticales no muestran diferencias significativas con respecto al caso base de análisis (caso sin zona salina ni oquedades). Por otro lado, en el modelo con 10 (*m*) de ancho de oquedad, existe un leve incremento de los desplazamientos verticales en la columna o bloque del muro que se encuentra directamente sobre la oquedad y que son, en promedio, 0,02 (*m*) mayores que en la misma área en el caso base de análisis. También se observa que el suelo de fundación bajo la base del muro y sobre la oquedad, registra un asentamiento máximo de 0,037 (*m*).

Finalmente, y uno de los resultados más destacables de este estudio, es que para el caso con oquedad de 15 (*m*) de ancho, se tiene que el asentamiento máximo post sismo en el coronamiento es de 0,233 (*m*), más de 0,17 (*m*) que en el caso base dinámico. Además, se observa que se forma un bloque completo que desciende del orden de 0,2 (*m*) en el centro del muro. En el suelo de fundación, bajo la base del muro y sobre la oquedad, se registra un descenso máximo de 0,49 (*m*), lo que es aproximadamente un 50% del espesor de la oquedad. En las ilustraciones 93 y 94 se presenta lo descrito anteriormente.

Asentamientos en caso con oquedad de 5 (m) de ancho



Asentamientos en caso con oquedad de 10 (m) de ancho



Asentamientos en caso con oquedad de 15 (m) de ancho

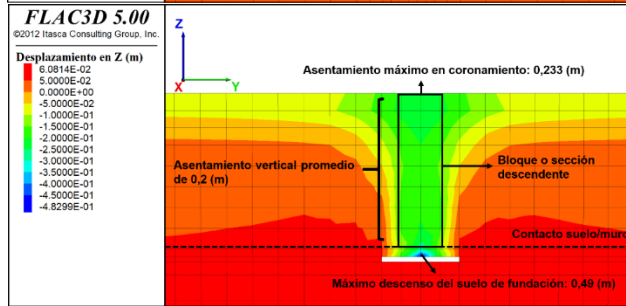


Ilustración 93. Asentamientos en el muro en los casos de análisis dinámicos en modelos con oquedades de 5 (m), 10 (m) y 15 (m) de ancho.

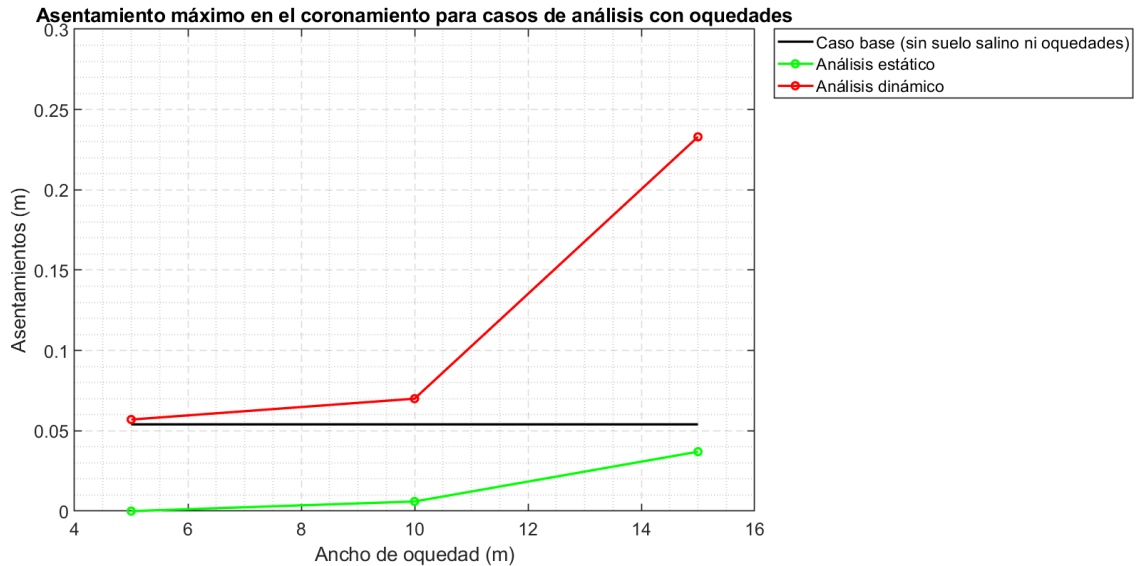


Ilustración 94. Asentamientos máximos en coronamiento post sismo para casos de análisis con oquedades en el suelo de fundación y caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedades).

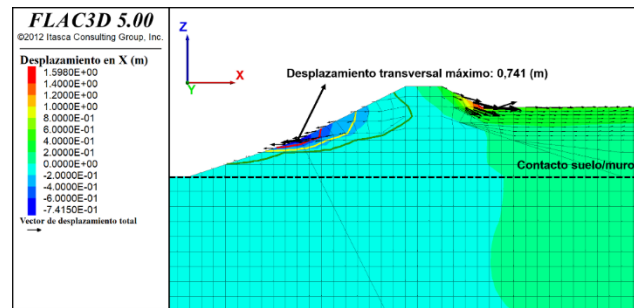
Con la información presentada en las ilustraciones 93 y 94, se puede deducir que la capa superior del estrato de caliza que se encuentra sobre la oquedad e inmediatamente bajo el muro (1,5 (m) de espesor) resiste de forma apropiada, tanto estática como dinámicamente, cuando la oquedad tiene un ancho menor o igual 10 (m). Sin embargo, para el caso de 15 (m) de ancho post sismo, se observó que las magnitudes y forma de las deformaciones podrían indicar un colapso del suelo de fundación en el caso dinámico.

Adicionalmente se plantea que para el caso con oquedad de 15 (m), los asentamientos en el muro podrían ser mayores a los obtenidos en el modelamiento ya que se está utilizando un software de elementos continuos, en otras palabras, no se está modelando una posible discontinuidad.

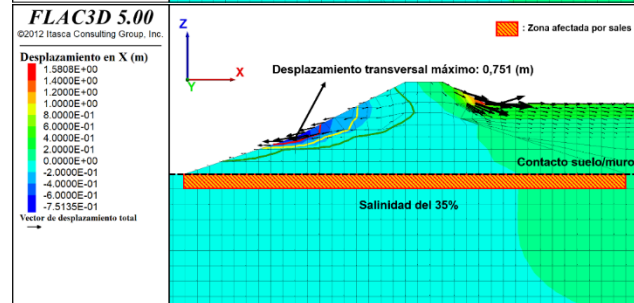
- **Desplazamientos transversales:**

Las deformaciones transversales post sismo, en todos los casos de análisis incluyendo el caso base, fueron prácticamente idénticas tanto en forma como magnitud. En la ilustración 95 se muestra una comparación entre el caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedades) con el caso con asentamiento inducido en la base del muro con ancho de zona salina de 5 (m) y salinidad del 35%, y el caso con oquedad con ancho de 15 (m). Se incluyen los vectores de desplazamiento total (flechas negras) y las isolíneas de desplazamiento transversal de 0,5 (m), 0,25 (m) y 0,1 (m) en color rojo, amarillo y verde, respectivamente.

Desplazamientos transversales en caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedad).



Desplazamientos transversales en caso con asentamiento en la base del muro y ancho de zona salina de 5 (m) y salinidad del 35%.



Desplazamientos transversales en caso con oquedad de 15 (m) de ancho.

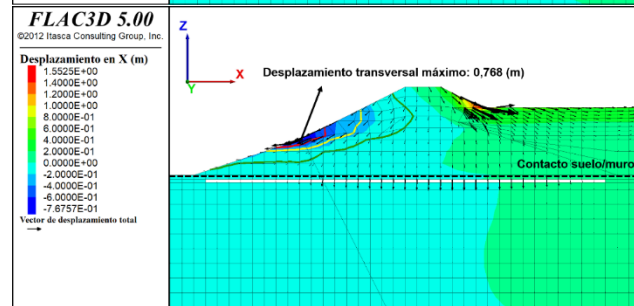


Ilustración 95. Desplazamientos transversales en distintos casos de análisis e isolíneas de desplazamiento transversal para 0,5 (m), 0,25 (m) y 0,1 (m) en rojo, amarillo y verde, respectivamente.

Los vectores de desplazamiento total representados por las flechas negras junto con las isolíneas de desplazamiento transversal en la ilustración 95, muestran que para todos los casos la zona propensa a formar un deslizamiento superficial del talud aguas abajo se encuentra en el cambio de pendiente del talud (tramo medio). El máximo valor de deformación en esta zona fue siempre menor a 0,77 (m), mientras que los desplazamientos trasversales en el coronamiento y en el suelo de fundación son menores a 10 (cm).

Por otro lado, los desplazamientos transversales máximos en el sector del endentado aguas arriba son del orden de 1,6 (m). Sin embargo, estos resultados solo son referentes, ya que las deformaciones generadas en el modelo numérico dependen directamente de las propiedades geotécnicas del material. En este caso, no se tomaron en cuenta factores como la consolidación o densificación del material de relave sobre el cual se apoya el muro debido a que no forma parte de este estudio.

- **Desplazamientos longitudinales:**

Las deformaciones longitudinales máximas post sismo se registran en el coronamiento, y en la mayoría de los casos estas rondan valores entre los 0,004 (m) y 0,006 (m), con excepción del modelo con oquedad de 15 (m) de ancho donde los desplazamientos longitudinales máximos en el coronamiento alcanzaron valores de 0,055 (m).

9.2 Análisis de aceleraciones

En la sección 8.3.2.2 se observa que la mayoría de los registros de aceleraciones en el punto de control A sobre el coronamiento, no muestran diferencias significativas con respecto al caso base de análisis (sin suelo salino ni oquedades). Sin embargo, en la ilustración 84, del caso donde se impuso una oquedad de 15 (m) de ancho en el suelo de fundación, se observa una reducción de los peaks de aceleración horizontal en aproximadamente un 50% del caso base. Esto podría ser atribuible a un efecto de la discontinuidad en el estrato de caliza que impide el paso de la onda hacia el muro. En la ilustración 96 se presenta gráficamente lo señalado.

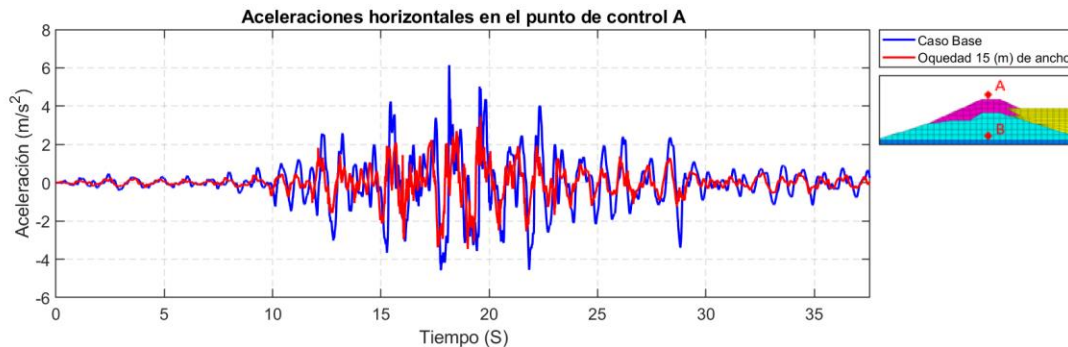


Ilustración 96. Comparación entre el registro de aceleración horizontal del caso base y del caso con oquedad de 15 (m) de ancho en el punto de control A.

En general, los peaks máximos de aceleraciones horizontales y verticales en el punto de control A (coronamiento) de los casos de estudiados, son aproximadamente de 6,5 (m/s^2) y 5,4 (m/s^2), respectivamente. Por otro lado, las aceleraciones máximas (PGA) horizontales y verticales medidas en el campo libre (ver ilustración 69), arrojan valores de 4,6 (m/s^2) y 3,8 (m/s^2), respectivamente. Por lo que, de la comparación de estos registros, se obtienen factores de amplificación sísmica del coronamiento/campo libre de 1,44 y 1,42 para las componentes horizontales y verticales, respectivamente.

9.3 Análisis de espectros de respuesta y frecuencia fundamental del muro

El espectro de respuesta de aceleraciones del sismo obtenido en el campo libre muestra que existe una reducción (amortiguamiento) de la aceleración horizontal máxima en superficie de 0,14 (g) (ver ilustración 70), con respecto a la aceleración horizontal superficial en el modelo equivalente de suelo/roca (ver sección 7.4.1). Este fenómeno tendría relación con el efecto de amortiguamiento producido por la configuración estratigráfica compuesta por un estrato de suelo blando (arenas y limos) que se encuentra entre dos capas de suelo más rígidas (roca ígnea y calizas). Así mismo, se observa que a partir de un periodo de 0,6 (s) los espectros de respuesta del registro obtenido en campo libre son superiores a los del sismo de diseño considerado en roca (ver ilustración 70), esto tiene sentido dado que a pesar de que la configuración de una capa blanda de suelo confinada por dos estratos rígidos produce un amortiguamiento en términos de la señal máxima, también produce un amplificación en los periodos más largos por su baja rigidez.

En cuanto a la función de transferencia del muro, se observa a primera vista que la amplificación de la señal es muy parecida entre el coronamiento/campo libre y el coronamiento/base del muro. La mayor respuesta se da marcadamente a los 1,3 (Hz) con una amplificación aproximada de 8,5 veces la señal, sin embargo, en el sistema coronamiento/campo libre, a esta misma frecuencia, la amplificación no sobrepasa un factor de 4 (ver ilustración 71).

En un estudio publicado por Öner & Erdik (1981) que se encuentra en la sección de referencias, se presentan varios casos de muros de presas de tierra con dimensiones parecidas a las del muro utilizado en este trabajo, donde se señalan periodos fundamentales que varían entre los 0,35 (s) y 0,64 (s), lo que equivale a frecuencias fundamentales entre los 1,56 (Hz) y 2,85 (Hz). Por lo tanto, el valor de frecuencia fundamental de 1,3 (Hz) obtenido para el muro de este trabajo de memoria se encuentra dentro del rango esperable.

Debido a la proximidad de la frecuencia natural del muro (1,3 Hz) con la frecuencia fundamental del sismo de diseño (1,8 Hz), el modelo se encuentra cercano a la resonancia, por lo que las deformaciones obtenidas en los resultados forman parte de uno de los escenarios más desfavorable para la sollicitación sísmica considerada.

Capítulo X: Conclusiones y recomendaciones

10.1 Conclusiones

En este trabajo de memoria se estudió el comportamiento estático y dinámico de un muro de tranque de relaves emplazado sobre suelo con alto contenido de sales afectas a disolución. Para lograr los objetivos de este trabajo, se modeló en FLAC3D la situación descrita utilizando dos metodologías para simular el efecto de la disolución de sales sobre el muro y suelo de fundación: (1) Inducir un asentamiento en la base del muro equivalente al hipotético colapso generado por disolución de sales; (2) Generar un espacio vacío (oquedad) con geometría regular en el interior del suelo de fundación cercano a la superficie. Para el método (1) se evaluaron zonas afectadas por sales de 144 (m) de largo, 5 (m) de espesor, anchos variables de 5 (m), 10 (m) y 15 (m), y salinidades del suelo de fundación de 5%, 10% y 35%; traduciéndose en 9 casos de análisis. Para el método (2) se evaluaron oquedades ubicadas a 1,5 (m) de profundidad desde el contacto muro/suelo, con 136 (m) de largo, 1 (m) de espesor, y anchos variables de 5 (m), 10 (m) y 15 (m); traduciéndose en 3 casos de análisis.

En el análisis dinámico, de los casos señalados anteriormente, se aplicó un sismo en la base de los modelos con una aceleración máxima horizontal de 0,6 (g), generado a partir de un registro real de un sismo interplaca.

Sobre el análisis de los resultados de los casos de estudio presentados se puede concluir que:

I. En los casos de análisis estático del método (1), los asentamientos máximos registrados en el coronamiento del muro presentaron un comportamiento proporcional a la salinidad y al ancho de la zona afectada por sales. Este último parámetro (ancho), para un mismo contenido de sales, demostró ser la variable controladora de la magnitud de los asentamientos en el coronamiento. En los casos con 5 (m) de ancho para la zona afectada por sales, los asentamientos en el coronamiento fueron menores al 50% del asentamiento impuesto (colapso) en la base del muro, esto para todos los contenidos de sales estudiados. En los otros casos (10 (m) y 15 (m) de ancho), se observó que para salinidades altas (>10%) los asentamientos en el coronamiento fueron aproximadamente entre un 70-90% del asentamiento impuesto en la base del muro (colapso).

En los casos de análisis dinámico del método (1), no se observan mayores diferencias en los asentamientos con respecto al caso base de análisis (caso sin suelo salino ni oquedades), en otras palabras, los mayores efectos en términos de asentamientos del coronamiento se producen en el caso estático.

- II. En los casos de análisis estático y dinámico del método (2), para los casos con oquedades con anchos menores a 10 (*m*), no se presentan evidencias del colapso de la sección de caliza que se encuentra entre la base del muro y la oquedad.

En el caso con oquedad de 15 (*m*) de ancho en el análisis estático, se mostraron asentamientos máximos en el coronamiento de 3,7 (*cm*) y deformaciones puntuales máximas de 19 (*cm*) en el suelo de fundación, particularmente en el estrato de caliza entre la base del muro y la oquedad, no se observa la aparición de una columna o bloque descendente en el muro sobre la zona afectada por la oquedad. Sin embargo, en el análisis dinámico de este mismo caso, se generó una columna o bloque descendente en el interior del muro que se reflejó con un asentamiento aproximado de 23,3 (*cm*) en el coronamiento, junto con una deformación vertical máxima en la capa de caliza ubicada entre la base del muro y la oquedad del orden de 49 (*cm*). Por lo tanto, se plantea que el suelo de fundación colapso en el caso dinámico. Considerando lo anterior, este caso de análisis fue el que entregó mayores diferencias en términos de asentamientos del coronamiento entre la condición estática y dinámica, dicha diferencia es del orden de 20 (*cm*).

- III. Las deformaciones transversales obtenidas en el análisis dinámico en los casos estudiados con el método (1) y el método (2), no presentan grandes variaciones con respecto al caso base de análisis (caso sin zona afectada por sales ni oquedades). La zona más solicitada fue el cambio de pendiente del talud aguas abajo, donde se presentaron valores máximos de desplazamientos transversales del orden de 0,77 (*m*), aunque estos se reducen rápidamente cuando se aleja de dicha zona. En el coronamiento y en el suelo de fundación se observaron deformaciones transversales menores 0,1 (*m*). Considerando lo anteriormente expuesto, no se evidencia una falla global del talud aguas abajo para los casos de análisis utilizados en este trabajo de memoria.

- IV. Los registros de aceleraciones resultantes en el coronamiento no mostraron diferencias significativas entre el caso base de análisis y los casos con inducción de asentamiento salino en la base del muro, método (1). Se observa que la amplificación de los peaks de aceleraciones entre el coronamiento/campo libre es del orden de 1,44 y 1,42 veces para el registro horizontal y vertical, respectivamente.

En base a los resultados obtenidos en este trabajo se estima que la frecuencia fundamental del muro es de 1,3 (*Hz*) aproximadamente.

De los resultados y conclusiones más importantes de este trabajo de título, considerando las características de los casos de análisis, la estratigrafía y geometría del muro y del suelo de fundación, junto con la metodología utilizada para simular la disolución de sales se recalca que: En caso de producirse disolución de sales en el suelo de fundación en contacto directo con la base del muro, el efecto de esta disolución se expresaría en asentamientos en el suelo de fundación que se transmitirían al coronamiento y que se evidenciarían en condiciones estáticas. Un sismo no generaría asentamientos extras considerables. En el caso que se genere una oquedad en profundidad en el suelo de fundación, en una capa de suelo rígido (en este caso caliza), estáticamente puede que no existan deformaciones en el coronamiento del muro que den cuenta de este fenómeno, pero si en condiciones dinámicas dependiendo de las características geométricas y de resistencia de la capa de suelo que se encuentra entre la base del muro y la oquedad. Para ejemplificar lo anterior, en el caso de análisis con oquedad de 15 (*m*) de ancho paralelo al muro (ver ilustración 41), de 1 (*m*) de espesor y que se encuentra a 1,5 (*m*) de profundidad bajo el contacto suelo/muro, que esquematiza una situación posible de observarse en terreno (ver ilustración 14), arrojó como resultados en el caso estático un asentamiento máximo en el coronamiento de 3,7 (*cm*), mientras que en el caso dinámico se presentó un asentamiento máximo en el coronamiento de 23,3 (*cm*). Este último asentamiento excede en más de 17 (*cm*) al caso base de análisis dinámico sin sales donde se observó un asentamiento máximo en el coronamiento de 5,4 (*cm*).

10.2 Recomendaciones

Para futuros trabajos en los cuales se estudie el fenómeno de asentamiento salino u oquedades sobre estructuras de depósitos de relaves, se recomienda dar énfasis en la información que se tiene disponible sobre la distribución de las sales en el terreno, ya que como se evidenció en los antecedentes junto con la revisión bibliográfica, la presencia de sales solubles en suelo o roca natural es altamente variable, incluso en una zonificación pequeña, lo que puede generar resultados particulares con las muestras que se ensayan y que no son representativos de una condición general. También es necesario hacer estudios específicos sobre el tipo de sales presentes y su potencial de solubilidad en terreno, así como tener claro el estado inicial de las muestras ensayadas ya que, por ejemplo, dos muestras con una misma salinidad pueden variar enormemente sus deformaciones dependiendo de la graduación de las partículas no solubles o por el índice de vacío inicial.

A pesar de que FLAC3D demostró ser un software muy versátil y potente, se recomienda que cuando se trate de realizar el modelamiento de una geometría compleja, como lo puede ser el endentado de un muro, se busquen otras herramientas de dibujo que permitan crear un mallado acorde. Por otro lado, es importante tener en consideración las características del hardware que se está ocupando ya que, por ejemplo, si el modelo generado tiene muchos elementos para calcular, pueden aparecer problemas de memoria y procesamiento. En particular, se recomienda utilizar computadores con procesadores potentes y memorias RAM que superen los 10 (GB) o 12 (GB).

La zona del endentado aguas arriba del muro demostró ser difícil de modelar, no tan solo por su geometría terminada en punta, sino que por la definición de las propiedades geotécnicas del relave subyacente. El uso de un módulo elástico en función del confinamiento puede generar problemas de asentamientos en las zonas más someras. Por lo tanto, se recomienda que dentro de los estudios geotécnicos pertinentes se subcategorice el material de relave subyacente al endentado de los muros, y que se realicen ensayos específicos para obtener las propiedades físicas y mecánicas que caracterizan al material a bajas profundidades.

Si bien el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb puede replicar de manera simple la plasticidad de un material, tiene como limitante la incapacidad de reproducir la degradación del módulo de corte junto con el amortiguamiento histerético asociado. Tampoco es capaz de generar un cambio de rigidez por ciclo de carga y descarga, por lo tanto, los resultados obtenidos en este trabajo de memoria constituyen una primera aproximación, que debe ser complementada y perfeccionada por trabajos posteriores, para el estudio de muros de tranques de relaves construidos sobre suelos salinos. Se aconseja utilizar modelos constitutivos más avanzados como el hiperbólico, Cysoil, u otros, a modo de representar mejor el comportamiento del suelo durante la acción sísmica. Además, se recomienda incluir el nivel freático junto con la incorporación de amortiguamiento histerético para obtener resultados más detallados.

La representación del fenómeno de asentamiento por disolución de sales resultó ser un proceso particularmente complejo, debido a que se pueden emplear distintas metodologías que suponen ventajas y desventajas. En este caso, si bien la imposición directa de un desplazamiento en la base del muro pudo reproducir de forma satisfactoria las deformaciones esperadas en el cuerpo del muro, este método demostró ser análogo a la aplicación de una fuerza, por lo que inevitablemente se generaron tensiones extras en los nodos más profundos de la zona afectada por sales. Si estas tensiones remanentes no son corregidas, generan condiciones artificiales que podrían conllevar a errores numéricos posteriores.

Por la metodología utilizada durante el modelamiento numérico, no se reemplazaron las propiedades de la zona salina una vez ocurrido el asentamiento o colapso bajo el muro. Esto teóricamente no es correcto, ya que el material remanente de esta área está constituido por las partículas insolubles del estrato de caliza que quedaron, por lo que se recomienda que en estudios posteriores se incluya esta característica y se evalúe, entre otras cosas, el efecto de amplificación sísmica.

Finalmente, se recomienda el uso de otros sismos con diferentes contenidos de frecuencias, así como el uso de distintas configuraciones de los estratos de suelo para evaluar la influencia podrían tener sobre la estructura (por ejemplo, como lo ocurrido en este trabajo donde se observó que existe un amortiguamiento de la señal sísmica debido a una capa de suelo blando ubicada entre dos capas de suelo rígido). También se debe tener en consideración que es muy importante hacer un filtrado prolijo de frecuencias y una corrección por línea base, ya que un mal procedimiento en esta parte podría alterar los resultados de manera significativa.

FINIS

Bibliografía

- Acevedo, P., Foncea, C., & Olguín, R. (2004). Suelos salinos del norte de Chile Parte I: Origen, distribución y características de los depósitos. *V congreso chileno de ingeniería geotécnica*. Santiago.
- Aguilar, J. (2008). *Caracterización geotécnica y estructural de la rampa de exploración y del túnel de drenaje, Mina Chuquicamata*. Memoria para optar al título de geólogo, Universidad de Chile, Departamento de geología, Santiago, Chile.
- Aguirre-Urreta, B., Tunik, M., Naipauer, M., Pazos, P., Ottone, E., Fanning, M., & Ramos, V. (2011). Malargüe group (Maastrichtian-Danian) deposits in Neuquén Andes, Argentina: implications for the onset of the first Atlantic transgression related to western Gondwana break-up. *Gondwana Research*, 19, 482-494.
- Allaby, M. (2008). *A dictionary of earth sciences* (Third ed.). Great Britain: Oxford University Press.
- Antonioletti, R., Schneider, H., Borcosque, J., & Zarate, E. (1972). Características climáticas del Norte chico (26° a 33° latitud sur). 102. Santiago: Instituto de Investigación de Recursos Naturales.
- Araya, R., & Saragoni, G. (1984). Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. *8th World Conference on Earthquake Engineering*. San Francisco, United States of America.
- Arcadis. (2017). *Análisis de asentamientos y estabilidad muro existente*. Santiago, Chile.
- Arias, A. (1970). A Measure of Earthquake Intensity. En R. Hansen (Ed.), *Seismic design for nuclear power plants* (págs. 438-483). Cambridge, MA: M.I.T Press.
- Barrios, D. (2019). *Análisis de deformaciones de depósitos de relaves con muros de material de empréstito sometidos a sismos chilenos*. Memoria para optar al título de ingeniera civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago.
- Bathe, K. (2014). *Finite Element Procedures* (Second ed.). Watertown, MA, United States of America: Prentice Hall, Pearson Education, Inc.
- Besio, G., & Verdugo, R. (2016). Evaluación empírica del periodo fundamental de depósitos de suelo. *IX congreso chileno de ingeniería geotécnica*. Santiago, Chile.
- BioBioChile. (30 de 03 de 2015). El Melón, la localidad que sufrió el mismo dolor que viven los damnificados del norte. Chile. Recuperado el 02 de 09 de 2020, de <https://www.biobiochile.cl/noticias/2015/03/30/el-melon-la-localidad-que-sufrio-el-mismo-dolor-que-viven-los-damnificados-del-norte.shtml>
- Biot, M. (1932). *Transient Oscillations in Elastic Systems*. Ph.D Thesis, California Institute of Technology, Aeronautics Department, Pasadena, California.
- Boroschek, R., Yáñez, F., Bejarano, I., Molnar, S., & Torres, A. (2012). *Caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile*. Universidad de Chile, IDIEM.

- Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. *Física de la Tierra*, 11, 81-111.
- Carvajal, M. (2018). *Desarrollo de una metodología para análisis de estabilidad física de depósitos de relaves*. Memoria para optar al título de ingeniera civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago.
- Centro sismológico nacional. (2013). *Sismicidad y terremotos en Chile*. Universidad de Chile.
- Centro sismológico nacional. (2019). *Resumen actividad sísmica anual en Chile 2018*. Reporte para Onemi, Universidad de Chile.
- Céspedes, S., Boroschek, R., & Ruiz, R. (2019). Modelos de movimiento fuerte para duración e intensidad de Arias para registros de movimiento fuerte en Chile. *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA*. Valdivia, Chile.
- Chang, R., & Williams, C. (2002). *Química* (Séptima ed.). México, D.F: Mcgraw-Hill.
- Charrier, R., Ramos, V., Tapia, F., & Sangripanti, L. (2014). Tectono-stratigraphic evolution of the Andean orogen between 31 and 37°S (Chile and western Argentina). *Geological Society, London, Special Publications*, 399.
- Chong, G. (1984). Die Salare in Nordchile-geologie, Struktur und geochemie. *Geotektonische Forschungen*, 67, 1-147.
- climatologia.meteochile.gob.cl*. (s.f.). Recuperado el 13 de 04 de 2021, de <https://climatologia.meteochile.gob.cl/application/index/productos/RE3006>
- CMGI. (2013). *Mecánica de suelos aplicada a suelos salinos*. Cámara Chilena de la Construcción.
- Cochilco. (2017). *Anuario de Estadísticas del Cobre y Otros Minerales 1997-2016*. Santiago, Chile.
- Consejo Minero. (2020). *Cifras actualizadas de la minería: Agosto 2020*. Recuperado el 11 de 09 de 2020, de <https://consejominero.cl/chile-pais-minero/cifras-actualizadas-de-la-mineria/>
- Consejo Minero. (2020). *Minería en números* (cuarta ed.). Santiago, Chile.
- csn.uchile.cl*. (s.f.). Recuperado el 28 de 09 de 2020, de <http://www.csn.uchile.cl/sismologia/grandes-terremotos-en-chile/>
- data.worldbank.org*. (s.f.). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de <https://data.worldbank.org/country/chile?view=chart>
- earthquake.usgs.gov*. (s.f.). Recuperado el 03 de 09 de 2020, de https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/#%7B%22autoUpdate%22%3A%5B%22autoUpdate%22%5D%2C%22basemap%22%3A%22grayscale%22%2C%22feed%22%3A%221day_m25%22%2C%22listFormat%22%3A%22default%22%2C%22mapposition%22%3A%5B%5B11.178401873711785%2C-145.81054
- Ericksen, G. (1981). *Geology and Origin of the Chilean Nitrate Deposits*. Washington, Unites States of America: Geological Survey.

- Figueroa, A., Solans, D., Gonzalez, C., & Campaña, J. (2017). Comportamiento sísmico de presas de relaves construidas aguas abajo y línea central. *Obras y proyectos*, 21, 30-37.
- Foncea, C., Acevedo, P., & Olguín, R. (2004). Suelos salinos del norte de Chile Parte III: A-Asentamientos para diferentes estructuras de suelo B-lineamientos de nuevas etapas de desarrollo. *V Congreso chileno de ingeniería geotécnica*. Santiago.
- Fuentes, C. (2020). *uchile.cl*. Recuperado el 01 de 09 de 2020, de <https://www.uchile.cl/noticias/166476/descubren-dos-generos-de-plesiosaurios-que-habitaron-el-norte-de-chile>
- Gajardo, A., & Carrasco, R. (2010). *Salares en el Norte Grande de Chile: Potenciales Fuente de Litio*. Sernageomin, Santiago.
- geologyscience.com*. (2018). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de <https://geologyscience.com/minerals/>
- Helms, S. (1981). *Jawa: The lost city of the black desert* (First ed.). Methuem.
- Hudson, D. (1979). *Reading and interpreting strong motion acelerograms*. Pasadena, California: Earthquake Engineering Research Institute.
- ICOLD. (2001). Tailings dams-risk of dangerous occurrences, lessons learnt from practical experiences. *United environmental Programme (UNEP), Division of technology, Industry and Economics (DTIE) and International Commision on Large Dams (ICOLD), Bulletin 121*.
- IDIEM. (2019). *Estudio de sales suelos de fundación muros tranque Talabre*. Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- IDIEM. (2020). *Informe geotécnico muro norte*. Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- IDIEM. (2020). *Informe geotécnico muro Oeste*. Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- IDIEM. (2020). *Informe geotécnico muro sur*. Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Idini, B. (2016). *Curvas de atenuación para terremotos intraplaca e interplaca en la zona de subducción chilena*. Tesis para optar al grado de magíster en ingeniería, mención ingeniería sísmica; Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago, Chile.
- Itasca Consulting Group Inc. (2012). Flac3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions; User's Guide.
- Itasca Consulting Group Inc. (s.f.). *www.itascacg.com*. Recuperado el 03 de 09 de 2020, de <https://www.itascacg.com/software/scripting-fish-in-flac3d-1>
- iugs.org*. (2018). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de <https://www.iugs.org/ics>
- Jorquera, R. (2014). *Catálogo de terremotos subductivos chilenos para la generación de curvas de fragilidad*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago, Chile.
- Klohn Crippen Berger. (2016). Geotechnical Investigation of the Mount Polley Dam Failure.

- Kokusho, T. (1987). In-situ dynamic soil properties and their evaluations. *Proc. 8th Asian Regional Conference on SMFE, ICSMFE*, 2, págs. 215-240.
- Kuhlemeyer, R., & Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *J. Soil Mech. & Foundations, Div. ASCE(99)*, 421-427.
- Lara, J. (2013). Experiencia de operación de depósitos de relaves espesados y filtrados. Lima.
- Lay, T., & Wallace, T. (1995). *Modern Global Seismology*. USA: Academic Press.
- Leyton, F., Ruiz, S., & Sepúlveda, S. (2010). Reevaluación del peligro sísmico probabilístico en Chile central. *Andean Geology*, 37(2), 455-472.
- Lobo, A. (07 de 06 de 2015). Las casi mil casas de Alto Hospicio amenazadas por socavones. *La Tercera*.
mathworks.com. (s.f.). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de
https://www.mathworks.com/help/matlab/referencelist.html?type=function&listtype=cat&category=index&blocktype=all&capability=&s_tid=CRUX_lftnav
- May, G., Hartley, A., Chong, G., Stuart, F., Turner, P., & Kape, S. (2005). Eocene to Pleistocene lithostratigraphy, chronostratigraphy and tectono-sedimentary evolution of the Calama Basin, Northern Chile. *Revista Geológica de Chile*, 32(1), 33-58.
- McDougall, J., Fleming, I., Thiel, R., Dewaele, P., Parker, D., & Kelly, D. (2013). Mass loss and volume change: from sand-salt analogues to MSW.
- Medina, F., Harmsen, S., & Barrientos, S. (2017). Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Chile. *16th World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago, Chile.
- meteochile.cl*. (s.f.). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de
http://www.meteochile.cl/climas/climas_segunda_region.html
- mineriaenlinea.com*. (s.f.). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de
https://mineriaenlinea.com/rocas_y_minerales/
- Ministerio de Minería. (2007). *Decreto supremo N° 248: Reglamento para la aprobación de proyectos de diseño, construcción, operación y cierre de los depósitos de relaves*.
- Ministerio de obras publicas. (2015). Decreto 50: Aprueba reglamento a que se refiere el artículo 295 inciso 2°, del código de aguas, estableciendo las condiciones técnicas que deberán cumplirse en el proyecto, construcción y operación de las obras hidráulicas identificadas en el artículo 294. *del referido texto legal*.
- Ministerio de obras publicas. (2018). *Manual de carreteras volumen n°3: Instrucciones y criterios de diseño*. Dirección de vialidad.
- Moore, D., Stephens, C., & Joyner, W. (2002). Comments on Baseline Correction of Digital Strong-Motion Data: Examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(4), 1543-1560.
- Moreno, T., & Gibbon, W. (2007). *The Geology of Chile*. London, United Kingdom: The Geological Society.

Naranjo, J., & Paskoff, R. (1981). Estratigrafía de los Depósitos Cenozoicos de la Región de Chiuchiu-Calama, Desierto de Atacama. *Revista Geológica de Chile*(13-14), 79-89.

ngdc.noaa.gov. (s.f.). Recuperado el 26 de 09 de 2020, de

https://www.ngdc.noaa.gov/nndc/struts/results?bt_0=&st_0=&type_17=EXACT&query_17=160&op_12=eq&v_12=CHILE&type_12=Or&query_14=None+Selected&type_3=Like&query_3=&st_1=&bt_2=&st_2=&bt_1=&bt_4=&st_4=&bt_5=&st_5=&bt_6=&st_6=&bt_7=&st_7=&bt_8=&st_8=&bt_9=&st_9=

Norma de diseño sísmico de edificios NCh433. (2012). *Diseño sísmico de edificios*. Chile.

Norma de suelo salino NCh3394. (2017). *Requisitos geotécnicos y de instalaciones sanitarias para diseño y ejecución de obras*. Chile.

Núñez, I. (2014). *Nuevo Peligro Sísmico para Chile*. Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago.

Olguín, R. (2006). *Geotecnia de los suelos salinos del norte grande*. Tesis para optar al título de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería geotecnia, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago, Chile.

Olguín, R., Foncea, C., & Acevedo, P. (2004). Suelos salinos del norte de Chile Parte II: Estructura y propiedades índices - metodología. *V Congreso chileno de ingeniería geotécnica*. Santiago.

Öner, M., & Erdik, M. (1981). Dynamic Properties of Embankment Dams. *First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*. Missouri.

Ortega, E. (2020). Atacama no es un desierto cualquiera. Recuperado el 11 de 09 de 2020, de https://viajes.nationalgeographic.com.es/a/atacama-no-es-desierto-mas_15111/1

Pardo, G. (2013). *Estudio experimental y numérico del efecto arco*. Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago, Chile.

Pardo, M. (2019). Apuntes de clases de sismología (GF4001).

Pastén, C. (2007). *Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería geotécnica; Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago, Chile.

Pérez, A. (2013). *Origen del Yodo y Cromo en los nitratos del desierto de Atacama, Chile*. Tesis para optar al grado de magíster en ciencias, mención geología. Memoria para optar al título de geólogo, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de geología, Santiago, Chile.

Pueyo, J., Chong, G., & Vega, M. (1998). Mineralogía y evolución de las salmueras madres en el yacimiento de nitratos Pedro de Valdivia, Antofagasta, Chile. *Revista geológica de Chile*, 25(1).

- Ramos, V. (1994). Terranes of southern Gondwanaland and their control in the Andean structure (30-33°S latitude). En K. Reutter, E. Scheuber, & P. Wigger, *Tectonics of the southern central Andes, structure and evolution of an active continental margin* (págs. 249-261). Springer.
- Ramos, V., & Kay, S. (1991). Triassic rifting and associated basalts in the Cuyo basin, central Argentina. En R. Harmon, & C. Rapela, *Andean magmatism and its tectonic setting* (Vols. 265,79-71, págs. 79-92). Geological Society of America.
- Ramos-Gómez, M., Avelar, J., Medel-Reyes, A., Yamamoto, L., Godinez, L., Ramirez, M., . . . Rodríguez, F. (2012). Movilidad de metales en jales procedentes del distrito minero de Guanajuato, México. *Revista internacional de contaminación ambiental*, 28(1).
- RBA. (2018). *Estimación de Espectro de Sitio Tranque Talabre*. Santiago, Chile.
- renadic.cl. (s.f.). Recuperado el 28 de 09 de 2020, de <http://www.renadic.cl/>
- Richter, G. (1972). Geology of saline deposits. *Proc. of the Hannover symposium 1968*. UNESCO, Paris.
- Rojas, F. (2018). Apuntes de clases de dinámica de estructuras (CI4203).
- Sáez, M. (2016). *Correlación cruzada de ruido sísmico para la obtención de perfiles profundos de velocidad de onda de corte en la cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de magister en ingeniería sísmica, Memoria para optar al título de ingeniero civil, Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas; Departamento de ingeniería civil, Santiago.
- Salazar, D., Jackson, D., & Jackson, D. (2011). Early Hunters-Gatherers and Miners (ca. 12,000 CALYBP) in the Arid Coast of Northern Chile. *Current Research in the Pleistocene*, 28, 121-122.
- Saragoni, G., & Concha, P. (2004). Damaging capacity of Cascadia subduction earthquakes compared with Chilean subduction. *Proceedings of the 13th World Conference on earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- Saragoni, G., Astroza, M., & Ruiz, S. (2005). Relación entre la alta frecuencia característica o cruces por cero de los terremotos chilenos y el daño observado. *Congreso chileno de sismología e ingeniería antisísmica, IX jornadas, 16-19 de Noviembre del 2005*. Concepción, Chile.
- Senet, S., Lemos, J., & Jimenez, R. (2015). Análisis del efecto arco en suelos no-cohesivos a partir de modelos numéricos continuos (Flac) y discretos (PFC2D) . *Congreso de Métodos numéricos em engenharia* . Lisboa, Portugal.
- Sernageomin. (2017). *Geoquímica de superficie de depósitos de relaves de Chile*. Ministerio de Minería, Depósitos de relaves, Santiago, Chile.
- Sernageomin. (2018). *Guía Metodológica para Evaluación de la Estabilidad Física de Instalaciones Mineras Remanentes*. Ministerio de Minería, Santiago, Chile.
- Sernageomin. (2019). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de <https://www.sernageomin.cl/datos-publicos-deposito-de-relaves/>
- Sernageomin. (2020). Recuperado el 02 de 09 de 2020, de <https://www.sernageomin.cl/preguntas-frecuentes-sobre-relaves/>

- sismologia.cl*. (2020). Recuperado el 27 de 09 de 2020, de <http://www.sismologia.cl/>
- Spilsbury, M., & Euceda, A. (2016). Transformada Rápida de Fourier. *Revista de la escuela de física, UNAH*, 4(2), 45-52.
- Spiros, B., & Chong, G. (1996). Origin of sulfate in the Salar de Atacama and the Cordillera de la Sal. Initial results of an isotropic study. *Actas de Tercer Simposio Internacional sobre la Geodinámica Andina*, (págs. 703-706). Rennes, Saint Malo, France.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York, USA: John Wiley and sons, inc.
- Troncoso, J. (1997). Geotechnics of tailings dams and sediments, SOA. *Environmental Geotechnics*, 2, 1405-1423.
- United States Society on Dams. (2014). *Observed Performance of Dams During Earthquakes Volume III*. USA.
- USCOLD. (1994). Tailings dams incidents. *USCOLD Committee on Tailings Dams*.
- Van-Mort, J. (1985). Natural Enrichment Processes of Nitrate, Sulphate, Chloride, Iodate, Borate, Perchlorate and Chromate in the Caliches of Northern Chile. *IV Congreso geológico chileno, Universidad del Norte*. Antofagasta, Chile.
- Vargas, G. (2016). Apuntes de clases de geología (GL3101).
- Verdugo, R. (2004). Apuntes de clases de dinámica de suelos (CI-79F).
- Verdugo, R., Villalobos, F., Yasuda, S., Konagai, K., Sugano, T., Okamura, M., . . . Torres, A. (2010). Description and analysis of geotechnical aspects associated to the large 2010 Chile earthquake. *Obras y proyectos*(8), 27-33.
- Vila, T. (1975). Geología de los depósitos salinos Andinos, Provincia de Antofagasta, Chile. *Revista Geológica de Chile*(2), 41-55.
- Vilera, L., Rivero, P., & Lobo, W. (2008). Efectos sísmicos de la componente vertical en edificios aporticados de acero. *Revista ciencia e ingeniería*, 29(1), 79-88.
- Villavicencio, G., Espinace, R., Palma, J., Fourie, A., & Valenzuela, P. (2014). Failures of sand tailings dams in a highly seismic country. *Canadian Geotechnical Journal*, 51, 449-464.
- Wet, C., Godfrey, L., & Wet, A. (2015). Sedimentology and stable isotopes from a lacustrine-to-palustrine limestone deposited in an arid setting, climatic and tectonic factors: Miocene-Pliocene Opache Formation, Atacama Desert, Chile. *Palaeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*(426), 46-67.

Anexo A: Tratamiento de señales y respuesta de estructuras

- **Corrección por línea base:**

Para la corrección por línea base se utiliza la función “`Polifit(x,y,n)`” que recupera los coeficientes de un polinomio (“`p(x)`”) de grado “`n`” que se ajustan mejor a la curva o set de datos “`y`”. Además, junto a la función “`Polival(p,x)`” donde se ingresan los coeficientes “`p(x)`” en el dominio “`x`”, se genera la curva polinomial correspondiente (mathworks.com). Si se ocupa “`n=1`”, “`y`” como los datos sísmicos y “`x`” como el vector de tiempo, se obtendrá la línea recta correspondiente al error de línea base. Luego se ha de restar esta curva con los datos originales.

- **Filtro de Frecuencias:**

La función “`Butter(n,wn,ftype)`” genera los coeficientes de la función de transferencia (b,a) de orden “`n`” para un filtro digital Butterworth normalizado a la frecuencia de corte “`wn`” del tipo “`ftype`” (pasa alto, pasa baja, pasa banda, elimina banda), junto a la función “`Filter(b,x,a)`”, a la cual se le ingresan los coeficientes de la función de transferencia racional (b,a) y el registro que se quiere filtrar “`x`” (mathworks.com), se genera el filtro de frecuencias. Se debe tener en consideración que el orden que se escoja para los filtros debe ser del tipo “`2n`”, es decir, múltiplos de dos. Por otro lado, se tiene que la frecuencia de corte “`wn`” debe estar expresada como $\frac{H_z}{Nyquist/2}$, donde H_z es la frecuencia de corte en Hertz y $Nyquist$ es la frecuencia de muestreo de la señal.

- **Transformada de Fourier:**

La transformada rápida de Fourier se implementa a través de la función “`fft(x)`”, donde “`x`” es el registro de aceleraciones que debe ser ingresado en forma de vector y que devuelve como respuesta un vector con la transformada. Sin embargo, este vector resultante debe ser modificado para poder ser graficado. Para ello, se deben obtener solo los valores absolutos de las amplitudes calculadas y normalizarlos a la cantidad de datos de la señal. También se tiene en cuenta que debido a que “`fft(x)`” es una función simétrica, se han de considerar solo la mitad de los datos a graficar porque la otra mitad es un reflejo de la primera parte, además, deben ser amplificados por dos.

Para crear el vector de frecuencias que representa la abscisa del gráfico de la transformada de Fourier, se tiene que definir un dominio entre cero y la mitad de la frecuencia de muestreo con un intercalamiento de datos correspondiente al inverso de la mitad de la frecuencia de muestreo.

- **Respuesta de estructuras ante cargas aplicadas en la base, espectros y pseudo espectros elásticos de respuesta:**

La ecuación de movimiento para una estructura de un grado de libertad y con amortiguamiento está dada por:

$$\ddot{u}(t) + 2\beta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = -\ddot{u}_s(t) \quad (\text{A.1})$$

Donde:

$\ddot{u} \left(\frac{m}{s^2}\right)$: Aceleración relativa al suelo.

$\dot{u} \left(\frac{m}{s}\right)$: Velocidad relativa al suelo.

$u \text{ (s)}$: Desplazamiento relativo al suelo.

$\ddot{u}_s \left(\frac{m}{s^2}\right)$: Aceleración aplicada en la base.

$\beta \text{ (\%)}$: Amortiguamiento de la estructura.

$\omega_n \left(\frac{rad}{s}\right)$: Frecuencia angular natural de la estructura.

En la ilustración 97 se puede observar que la componente de aceleración total se expresa como la suma de la componente de la base y relativa.

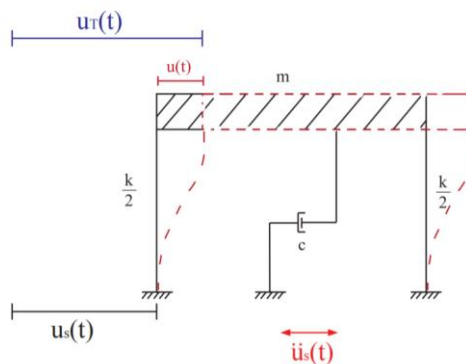


Ilustración 97. Estructura de 1 GDL con carga arbitraria aplicada en la base. (Rojas, 2018)

Existe un concepto muy importante dentro del análisis dinámico de estructuras denominado como espectro de respuestas que fue introducido por Maurice Biot (1932) en su tesis doctoral. En palabras simples, un espectro de respuestas es aquella función que relaciona el valor de aceleración, velocidad o desplazamiento máximo alcanzado por una estructura de un grado de libertad, y en régimen lineal, ante una carga arbitraria aplicada en su base y evaluado en distintas frecuencias de resonancia del oscilador (estructura).

Para obtener los espectros de respuesta de manera analítica se utiliza la integral de Duhamel, que permite calcular la respuesta de un sistema expuesto a cargas arbitrarias

usando como referencia la respuesta de un oscilador ante un impulso corto en el tiempo (Rojas, 2018). Si se toman condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento nulas, la expresión que calcula el desplazamiento de un sistema de un GDL con una carga arbitraria está dada por:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n\sqrt{1-\beta^2}} \int_0^t F(\tau) e^{-\beta\omega_n(t-\tau)} \sin(\omega_D[t-\tau]) d\tau \quad (A.2)$$

Donde:

$F(\tau)$ ($\frac{m}{s^2}$): Fuerza externa aplicada al sistema.

ω_D ($\frac{rad}{s}$): Frecuencia de oscilación amortiguada, equivalente a $\omega_n\sqrt{1-\beta^2}$.

Si se deriva la expresión anterior una y dos veces, se obtiene el equivalente para la velocidad y la aceleración total del sistema. El problema fácil de detectar en este punto es la alta complejidad implícita en la resolución de las ecuaciones de manera analítica (Rojas, 2018). Por lo que, para sortear este problema se aproxima el valor de $\sqrt{1-\beta^2}$ a uno, ya que el valor β generalmente es cercano a cero, ello conlleva a una reducción drástica de la complejidad que se ve reflejada en las ecuaciones A.3 y A.4.

$$\dot{u}(t) = -1 \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) \cos(\omega_n\sqrt{1-\beta^2}[t-\tau]) d\tau \approx -1 \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) \sin(\omega_n\sqrt{1-\beta^2}[t-\tau]) d\tau \approx \omega_n u(t) \quad (A.3)$$

$$\ddot{u}_\tau(t) = \omega_n \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) \sin(\omega_n\sqrt{1-\beta^2}[t-\tau]) d\tau \approx \omega_n^2 u(t) \quad (A.4)$$

Si se toman solo los valores máximos de las ecuaciones A.2, A.3 y A.4, se obtienen los espectros de respuesta de desplazamiento, pseudo velocidad y pseudo aceleración de la estructura, respectivamente. Distintos autores han demostrado empíricamente que los pseudo espectros de aceleración y velocidad, si bien, no coinciden completamente con los valores los espectros, se parecen mucho y son confiables al momento de realizar un análisis dinámico.

Entonces, se tiene que los pseudo espectros de respuesta son iguales a:

$$SD(\omega_n, \beta) = |u(t)|_{m\acute{a}x}(t, \omega_n, \beta) \quad (A.5)$$

$$PSV(\omega_n, \beta) = \omega_n SD(t, \omega_n, \beta) \quad (A.6)$$

$$PSA(\omega_n, \beta) = \omega_n^2 SD(t, \omega_n, \beta) \quad (A.7)$$

Donde:

$SD(m)$: Espectro de desplazamiento.

$PSV(m)$: Espectro de Pseudo velocidad.

$PSA(m)$: Espectro de Pseudo aceleración.

- **Métodos de integración numérica paso a paso para el problema de un GDL:**

En el acápite anterior se estudió la solución analítica para la obtención de los pseudo espectros de respuesta de aceleración y velocidad, con lo que se pudo constatar la alta complejidad del problema cuando se quieren calcular los espectros puros.

Con el desarrollo de la computación en el último medio siglo, en la actualidad, existen métodos y algoritmos para la resolución de estas ecuaciones de forma discreta. Entre estos métodos y algoritmos se pueden distinguir el de Newmark o Newmark- β , Wilson- θ , diferencia central, Runge-Kutta, aceleración lineal, aceleración promedio, etc. (Rojas, 2018).

A continuación, se describe el método de aceleración promedio. Se escoge este método para ser programado en MATLAB.

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i \quad (\text{A.8})$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad (\text{A.9})$$

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (\text{A.10})$$

Las expresiones A.8, A.9 y A.10, denotan el paso $i + 1$ para los desplazamientos, velocidades y aceleraciones con un incremento delta respectivo. Este último se observa en las ecuaciones A.11, A.12 y A.13.

$$\Delta u_i = \hat{K}^{-1} \Delta \hat{F}_i \quad (\text{A.11})$$

$$\Delta \dot{u}_i = \left(\frac{2}{\Delta t} \right) \Delta u_i - 2\dot{u}_i \quad (\text{A.12})$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{4}{\Delta t^2} (\Delta u_i - \Delta t \dot{u}_i) - 2\ddot{u}_i \quad (\text{A.13})$$

Los términos en las ecuaciones A.12 y A.13 son conocidos, ya que provienen del paso anterior del registro de velocidad, desplazamiento y aceleración. En cambio, \hat{K} significa la rigidez equivalente del sistema, mientras que $\Delta \hat{F}_i$ es el incremento de fuerza efectivo del sistema. Se tiene entonces que:

$$\hat{K} = \frac{4m}{\Delta t^2} + \frac{2c}{\Delta t} + k \quad (\text{A.14})$$

$$\Delta \hat{F}_i = (F_{i+1} - F_i) + \frac{4m}{\Delta t} \dot{u}_i + 2m\ddot{u}_i + 2c\dot{u}_i \quad (\text{A.15})$$

Donde:

F_i (N): Fuerza externa aplicada en paso i .

m (Kg): Masa del sistema.

c ($\frac{N}{m/s}$): Coeficiente de amortiguamiento.

k ($\frac{N}{m}$): Rigidez.

Δt (s): Diferencia de tiempo entre pasos.

Como se puede observar, los únicos inputs que se deben tener en consideración son F_i , c , k y m . El primero viene dado por el registro sísmico que se debe ingresar con signo negativo. El segundo y tercer término se pueden derivar imponiendo los valores de ω_n y β si se considera la masa como unitaria.

Anexo B: Rutinas de MATLAB

La rutina “*Rutina_SismoDiseño*” aplica un filtrado de señales tipo pasa banda junto con la corrección por línea base de los registros sísmicos de aceleraciones. También se calcula la velocidad y se le aplica una corrección por línea base con la curva cuadrática que mejor se ajusta a los datos. De este modo se asegura que los desplazamientos obtenidos a partir de las velocidades no presenten un corrimiento significativo por pequeñas diferencias en el proceso de integración. Además, se incluye el factor de escalamiento para las aceleraciones, cálculo de la intensidad de Arias, intensidad de cruces por cero, poder destructivo, duración de movimiento fuerte, valores mínimo y máximo de aceleración y el cortado de la señal. Los registros de aceleración deben ser ingresados como una sola fila de datos como se aprecia en la ilustración 98.

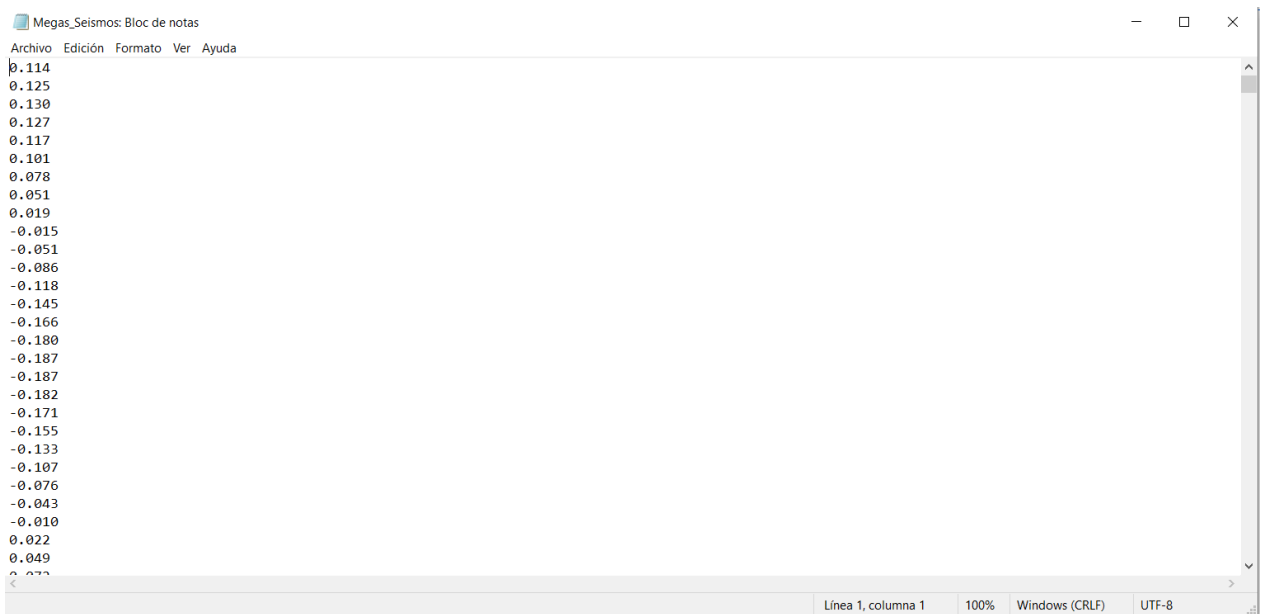


Ilustración 98. Datos de aceleración de los registros sísmicos.

-----Rutina_SismoDiseño-----

```
ID=fopen('Megas_Seismos.txt','r');
formato='%f';
A=fscanf(ID,formato);
A=A*#; % Escalamiento # del registro de aceleraciones.
n=#; % Número de datos.
dt=#; % Espaciamiento de tiempo en segundos.
filtroalto=#; % Frecuencia de corte pasa alto.
filtrobajo=#; % Frecuencia de corte pasa bajo.
t=(n*dt)-dt;
tiempo=0:dt:t;
tiempo2=transpose(tiempo); % Vector de tiempo.
D_t=n*dt;
```

```

P=polyfit(tiempo2,A,1); %Coeficientes de polinomio grado 1.
V=polyval(P,tiempo2); % Polinomio grado 1 que se ajusta a las
aceleraciones.
A_limpio=A-V;

[b,a]=butter(4,filtroalto/(1/dt/2),'high');
A_limpio=filter(b,a,A_limpio); %Filtro pasa alto.
[b,a]=butter(4,filtrobajo/(1/dt/2),'low');
A_limpio=filter(b,a,A_limpio); % Filtro pasa bajo.

suma=0; % Cálculo de velocidad.
V=[];
for i=1:n
    suma=suma+A_limpio(i,1)*dt;
    V(i,1)=suma;
end

T_C=#; % Tiempo de primera llegada de la onda.
n_primerallegada=T_C/n;
P=polyfit(tiempo2(n_primerallegada:end),V(n_primerallegada:end),2
); %Coeficientes de polinomio grado 2 de la velocidad desde la
primera llegada de la señal.
Arreglo=polyval(P,tiempo2(n_primerallegada:end));
% Polinomio grado 2 que se ajusta a las velocidades desde la
primera llegada de ondas.

V(n_primerallegada:end)=V(n_primerallegada:end)-Arreglo
% Velocidad corregida.

T_in=#; % Tiempo de inicio del registro cortado.
T_su=#; % Tiempo de fin del registro cortado.
n_in=T_in/dt;
n_su=T_su/dt;
n2=n_su-n_in; % Cantidad de datos del registro cortado.

texto=fopen(Aceleraciones_H.txt','w'); % Abre el archivo para
guardar los datos de aceleraciones.
fprintf(texto,'%s','Sismo_Acc_H');
fprintf(texto,'\n%i',n2);
fprintf(texto,'\t%f',dt);
for c=1:length(A_limpio)
    if c>=n_in & c<=n_su
        fprintf(texto,'\n%.3f',A_limpio(c,1));
    end
end
end

```

```

texto=fopen('Velocidades_H.txt','w'); % Abre el archivo para
guardar los datos de velocidades.
fprintf(texto,'%s','Sismo_Vel_H');
fprintf(texto,'\n%i' ,n2);
fprintf(texto,'\t%f' ,dt);

for c=1:length(V)
    if c>=n_in & c<=n_su
        fprintf(texto,'\n%.3f',V(c,1));
    end
end

suma=0; % Cálculo de intensidad de Arias.
for i=2:n-1
    suma=suma+A_limpio(i,1)^2;
end
IA=(pi/(2*9.81))*(((dt/2)*(A_limpio(1,1)^2+A_limpio(n,1)^2))+dt*suma); % Intensidad de Arias.
IA5=0.05*IA; % 5% de la Intensidad de Arias.
IA95=0.95*IA; % 95% de la Intensidad de Arias.

cont=0; % Cálculo de tiempos a los cuales se alcanza el 5% y 95%
de la intensidad de Arias.
contA=0;
cont2=0;
cont2A=0;
suma=(dt/2)*(A_limpio(1,1)^2);
for i=2:n-1
    suma=suma+A_limpio(i,1)^2;
    if suma>=IA5 & contA==0
        cont=i;
        contA=contA+1;
    elseif suma>=IA95 & cont2A==0
        cont2=i;
        cont2A=cont2A+1;
    end
end
t005=dt*cont; % Tiempo al cual se alcanza el 5% de la intensidad
de Arias.
t095=dt*cont2; % Tiempo al cual se alcanza el 95% de la
intensidad de Arias.

simbolo=A_limpio(cont,1)/abs(A_limpio(cont,1)); % Cálculo de
cruces por cero.
contador=0;

```

```

for i=cont+1:cont2
    if A_limpio(i,1)/abs(A_limpio(i,1))==simbolo
        contador=contador;
    else
        simbolo=simbolo*(-1);
        contador=contador+1;
    end
end
V0=contador/(t095-t005); % Intensidad de cruces por cero.
PD=IA/(V0^2); % Intensidad de Arias.
D=D095-D005; % Duración de tiempo fuerte.
Max=max(A_limpio); % Valor máximo de aceleración.
Min=min(A_limpio); % Valor mínimo de aceleración.

```

-----Rutina_SismoDiseño-----

La rutina “*Fourier*” calcula el espectro de Fourier de los registros sísmicos utilizando la transformada rápida de Fourier (fft). Estos se grafican en escala semilogarítmica.

-----Fourier-----

```

ID=fopen('Magna_Terraemoto.txt','r');
formato='%f';
A=fscanf(ID,formato);
A_registro=A(1:end);
n=# % Número de datos del registro.
dt=# % Espaciamiento de tiempo en segundos.
t=(0:n-1)*dt;

FFT=fft(A_registro); % Calcula la transformada rápida de Fourier.
P2=abs(FFT/n);
P1=P2(1:n/2+1); % Vector de amplitudes (mitad).
P1(2:end-1)=2*P1(2:end-1); % Amplificar al doble vector de
amplitudes.
frecuencia=(1/dt)*(0:n/2)/n; % Vector de frecuencias que se pueden
representar.

Figure % Gráfico de Fourier.
subplot(1,1,1);
semilogx(frecuencia,P1,'color','k');
grid on;
title('Transformada de Fourier para el registro', 'FontName',
'Arial')
xlabel('Frecuencia (Hz)');
ylabel('Amplitud de Fourier (-)', 'FontName', 'Arial');
xlim([0.01 100])

```

-----Fourier-----

La rutina “*Espectros*” se encarga de calcular los espectros de respuesta de aceleración, velocidad, desplazamiento, pseudo aceleración y pseudo velocidad para los registros sísmicos. Estos se calculan con el método de aceleración promedio visto del Anexo A.

-----**Espectros**-----

```

ID=fopen('Sismo_acc_H.txt','r');
formato='%f';
A=fscanf(ID,formato);
A_n=#); % Número de datos del registro.
A_t=#; % Espaciamiento de tiempo en segundos.
A_registro=-1*A(1:end); % Se toma el valor opuesto de aceleraciones
según el método.

beta=0.02; % Amortiguamiento.
Tn=0.01:0.01:100; % Vector de frecuencias a evaluar.
Tn=transpose(Tn);

t=0:A_t:A_t*A_n-A_t; % Vector de tiempo.
t=transpose(t);

ED=[]; % Vector de espectro de desplazamiento.
EV=[]; % Vector de espectro de velocidad.
EA=[]; % Vector de espectro de aceleración.
PSV=[]; % Vector de espectro de pseudo velocidad.
PSA=[]; % Vector de espectro de pseudo aceleración.
for n=1:length(Tn)
    u=zeros(length(t),1); % Vector de desplazamientos según
frecuencia.
    v=zeros(length(t),1); % Vector de velocidades según frecuencia.
    a=zeros(length(t),1); % Vector de aceleraciones según
frecuencia.
    umax=0; % Máximo desplazamiento.
    vmax=0; % Máxima velocidad.
    amax=0; % Máxima aceleración.
    wn=2*pi/Tn(n,1); % Frecuencia fundamental que se ocupa.
    masa=1; % Masa unitaria.
    k=(masa)*(wn)^2; % Rigidez.
    c=beta*2*wn*masa; % Amortiguamiento.
    k_efec=(4*masa/(A_t^2))+(2*c/A_t)+k; % Rigidez efectiva.

for m=1:(length(t)-1)
DF=A_registro(m+1,1)-A_registro(m,1);
DF_efec=DF+(4*masa/A_t)*v(m,1)+(2*masa*a(m,1))+(2*c*v(m,1));
Du=DF_efec/k_efec;
Dv=(2/A_t)*Du-2*v(m,1);
Da=(4/A_t^2)*(Du-A_t*v(m,1))-2*a(m,1);

```

```

u(m+1,1)=u(m,1)+Du;
v(m+1,1)=v(m,1)+Dv;
a(m+1,1)=a(m,1)+Da;

% Encontrar los máximos valores para esta frecuencia.

    if umax<=abs(u(m,1))
        umax=abs(u(m,1));
    end
    if vmax<=abs(v(m,1))
        vmax=abs(v(m,1));
    end
    if amax<=abs(a(m,1))
        amax=abs(a(m,1));
    end
end

    ED(n,1)=umax; % Actualización vector de espectro de
desplazamientos.
    EV(n,1)=vmax; % Actualización vector espectro de velocidades.
    PSV(n,1)=wn*ED(n,1); % Actualización vector de pseudo espectro
de velocidades.
    EA(n,1)=amax; % Actualización vector de espectro de
aceleraciones.
    PSA(n,1)=ED(n,1)*wn^2; % Actualización vector de pseudo espectro
de aceleraciones.
End
-----Espectros-----

```


Anexo C: Modelamiento numérico

- **Ingreso de sismos en el sistema:**

FLAC3D otorga múltiples alternativas para poder ingresar el sismo al sistema, entre ellas, se incluye el ingreso a nodos tanto al interior del modelo como en las regiones límites de los bordes. En este caso, solo se contempla la segunda opción, ya que en este trabajo se aplicará una excitación sísmica en la base del modelo que corresponde al límite del borde inferior.

El ingreso de los registros sísmicos puede hacerse en forma de aceleraciones, velocidades, tensiones o fuerzas. El problema que radica con las dos primeras alternativas es que no son aplicables a modelos con condiciones de borde absorbentes, ya que, de ser así, las aceleraciones y velocidades serán absorbidas por la base de manera inmediata. Por ello, se deben ingresar los registros en forma de tensiones mediante las fórmulas C.1 y C.2 que transforman historiales de velocidades de onda (de corte y normales) en tensiones:

$$\sigma_n = 2(\rho C_p)v_n \quad (\text{C.1})$$

$$\sigma_s = 2(\rho C_s)v_s \quad (\text{C.2})$$

Donde:

σ_n (N/m^2): Tensión normal aplicada al modelo.

σ_s (N/m^2): Tensión de corte aplicada al modelo.

ρ (Kg/m^3): Densidad de medio.

C_p (m/s): Velocidad de onda P del medio.

C_s (m/s): Velocidad de onda S del medio.

v_n (m/s): Input de velocidad normal.

v_s (m/s): Input de velocidad de corte.

Se debe tener en consideración que los historiales de velocidades deben ingresarse en forma de tablas. Estas pueden tener un formato de archivo tipo “.txt” donde la primera fila debe contener el nombre de la tabla. La segunda fila tiene dos columnas donde la primera corresponde al número de datos de la tabla y la segunda columna corresponde al escalamiento temporal de datos. Finalmente, el resto de las filas son los datos de velocidades correspondientes al sismo. En la ilustración 99 se ejemplifica el formato utilizado.

Ilustración 99. Formato de registros sísmicos utilizados por FLAC3D.

- **Tamaño de los bloques de la grilla:**

Los softwares que utilizan el método de diferencias finitas ven afectados sus resultados debido al efecto de distorsión de la onda a través de los elementos, esto ocurre cuando el tamaño de los elementos es muy grande con respecto a la frecuencia y velocidad a la cual la onda se transmite en el medio, lo que hace que la representación de dichos elementos sea muy vaga con respecto a la onda real.

Para solventar este problema, Kuhlemeyer y Lysmer (1973) proponen que el largo de los elementos que componen la malla, debe ser menor a aproximadamente entre un octavo o un décimo de la longitud de onda asociada a la mayor frecuencia observada en el registro que se ingresa al modelo. Esto se muestra en la ecuación C.3.

$$L_{min} = \frac{V_s}{8f} \quad (C.3)$$

Donde:

L_{min} (m): Tamaño mínimo de elemento.

V_s (m/s): Velocidad de onda de corte del medio.

f (Hz): Frecuencia de corte del registro.

- **Condiciones de borde:**

Para los análisis estáticos, primero, se procedió a establecer los nombres y el conjunto de nodos que componen los planos de los bordes, esto se hace con el comando “range”

al cual se le ingresan las coordenadas que describen un volumen que contiene dichos planos. A continuación, se muestra el código utilizado:

```
"range name 'cara_1' x 388.9,389.1
range name 'cara_2' x -11.1,-10.9
range name 'cara_3' y -0.1,0.1
range name 'cara_4' y 399.9,400.1
range name 'fundacion' z -0.1,0.1"
```

Lo anterior se entiende que, por ejemplo, la "cara_1" es el volumen comprendido entre las coordenadas "x" de 388,9 a 389,1 junto a todas las combinaciones que se puedan hacer con "y" y "z", por tanto, contiene todos los nodos de coordenada "x" igual a 389 que forman un plano. Lo mismo ocurre para el resto de los casos. Posteriormente, se fijan los desplazamientos del eje normal de estos planos. Esto se realiza con el comando "fix" de la siguiente manera.

```
"fix x range nrange 'cara_1'
fix x range nrange 'cara_2'
fix y range nrange 'cara_3'
fix y range nrange 'cara_4'
fix x y z range nrange 'fundacion'"
```

Por otro lado, para los análisis dinámicos las condiciones de borde en la base del modelo se imponen con el comando "Apply" y los subcomandos "nquiet", "dquiet", y "squiet" que establecen una condición de borde absorbente. La condición de campo libre simplemente se impone con "Apply ff". A continuación, se muestra el código utilizado:

```
"Apply ff
Apply nquiet dquiet squiet range z -0.1,0.1"
```

- **Condiciones iniciales e ingreso de propiedades:**

Antes de realizar un análisis, ya sea estático o dinámico, se deben inicializar las tensiones del modelo. Para ello, se tienen dos alternativas las cuales son: imponer dichas tensiones o que el programa mismo las calcule. En este caso se utilizará la segunda opción.

El primer paso para establecer las tensiones iniciales consiste en ingresar las propiedades de los materiales. Esto último se realiza con los comandos "model", "prop" e "ini" de la siguiente manera.

```
"model mech mohr range group 'U-7'
prop young 1962000000 poisson 0.24 range group 'U-7'
prop coh 1942380 fric 32.5 range group 'U-7'
ini dens 2400 range group 'U-7'"
```

Como se puede ver en el ejemplo, el modelo constitutivo escogido para el material "U-7" corresponde al de Mohr-Coulomb con un módulo de Young de valor 1962000000 (N/m^2), módulo de Poisson igual a 0,24 (-), cohesión de 1942380 (N/m^2), ángulo de fricción de 32,5 ($^\circ$), y densidad de 2400 (Kg/m^3). Una vez ingresadas todas las propiedades, se

debe “encender” la gravedad del sistema lo cual se hace con el comando “set” de la siguiente manera.

```
"set grav 0,0,-9.81"
```

Una vez hecho esto, se debe correr el programa para que aparezcan las fuerzas que darán paso a deformaciones y reacciones en los nodos, para ello, se utiliza el comando “Solve”. Cuando se llega al equilibrio, el modelo se encuentra con las tensiones iniciadas y con deformaciones debido a la carga propia, estas deformaciones deben ser borradas en los siguientes pasos de análisis. Esto se realiza con el comando “ini” y los subcomandos “xdisp”, “ydisp” y “zdisp” que imponen condiciones de desplazamiento, también se puede hacer para la velocidad. A continuación, se muestra como:

```
"ini xdisp 0 ydisp 0 zdisp 0  
ini xvel 0 yvel 0 zvel 0"
```

- **Ingreso del sismo:**

A continuación, se presenta el código para hacer ingreso del sismo al sistema.

```
"table 1 read sismo_vel_H.txt  
table 5 read sismo_vel_V.txt  
  
set @itab_unc=1 @itab_corr=10 @drift=-0.0004375 @ttime=37.56  
@itab_cvel=3  
@baseline  
  
set @itab_unc=5 @itab_corr=11 @drift=-0.001785 @ttime=37.56  
@itab_cvel=6  
@baseline  
  
apply sxz -1459200 hist table 3 range nrange 'fundacion'  
apply szz 2323599.022 hist table 6 range nrange 'fundacion'"
```

Como se puede observar, el historial de velocidades del sismo se ingresa a FLAC3D mediante el comando “table” que crea una tabla asignándole un valor (“1” y “5”). Para que este comando funcione, los archivos “sismo_vel_H.txt” y “sismo_vel_V.txt” deben tener los datos ordenados de la forma que se presenta en la ilustración 99. Luego, se observa que se setean los valores de “@itab_unc”, “@itab_corr”, “@drift”, “@ttime”, y “@itab_cvel”, los cuales corresponden al número de la tabla de velocidades no corregidas, número de tabla con la corrección, drift del desplazamiento generado, tiempo del registro y número de la tabla con los datos velocidad corregidos.

El valor “drift” corresponde al corrimiento que pueden presentar los desplazamientos, generados por las velocidades, sobre la línea base al final del registro, aunque estos desplazamientos suelen ser pequeños si los datos vienen limpios y corregidos. La función “@baseline”, que viene en el manual de FLAC3D, corrige este drift mediante la adición

de una función sinusoidal al registro de velocidades, esto genera que el valor final de desplazamientos sea cero.

Los valores de los drift observados en el registro horizontal y vertical que se usaron en el modelo numérico son los presentados en la tabla 22.

Tabla 22. Drift de los registros sísmicos.

Registro	Drift (m)
Horizontal	-0,0004375
Vertical	-0,001785

En la ilustración 100 se muestra un ejemplo gráfico de lo que es el drift.

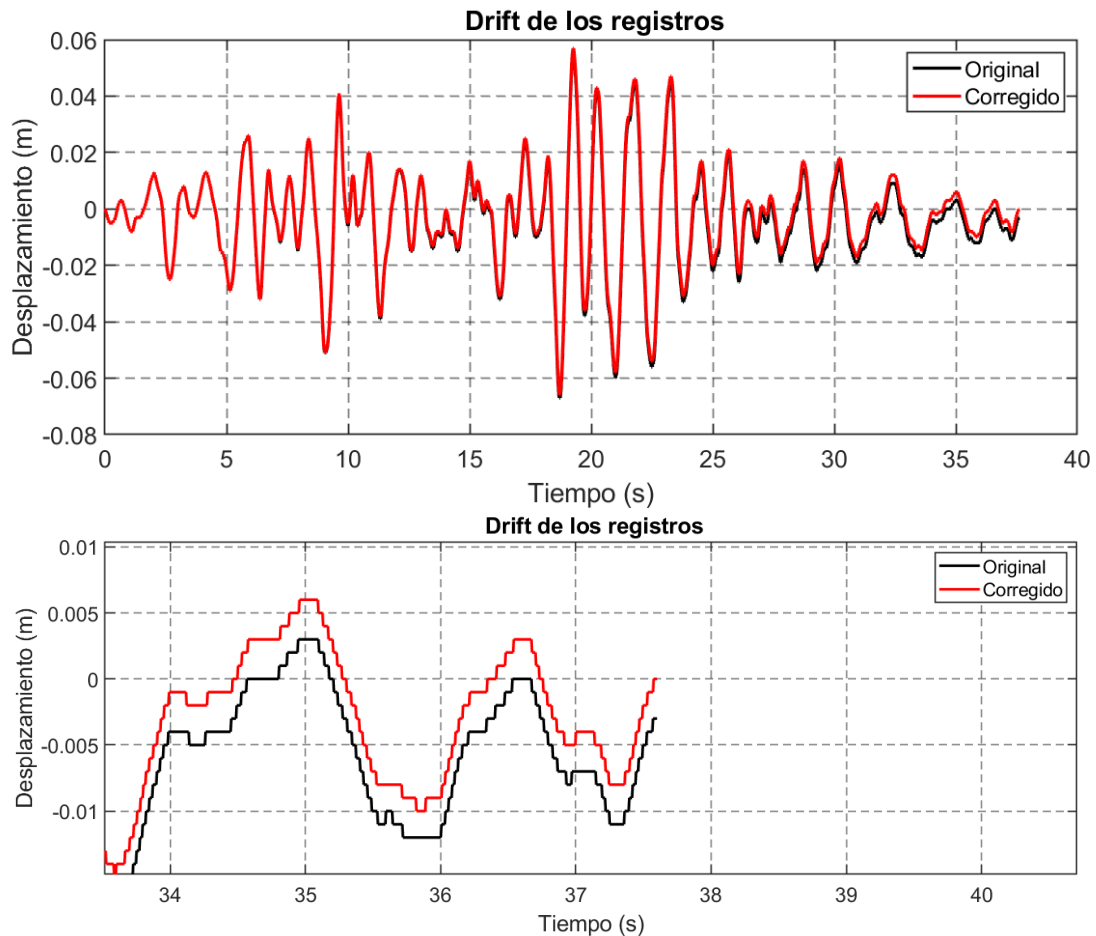


Ilustración 100. Gráfico de desplazamientos sin corregir y corregidos por drift (arriba), y detalle de estos al final del registro (abajo).

Luego, para aplicar los registros al modelo se utiliza el comando “*apply*”, el cual es seguido de los subcomandos “*sxz*” y “*szz*” que indican la superficie en la que se deben aplicar, inmediatamente después, se ingresa el valor de factor de transformación de tensiones que funciona como un múltiplo para el registro de velocidades que se ingresan

con el subcomando “hist”. Para terminar, se indica en que zona deben ser aplicadas las tensiones (“*range nrange ‘fundacion’*”).

- **Amortiguamientos:**

A continuación, se presenta el código para ingresar los amortiguamientos al análisis dinámico.

```
“ini damp rayleigh 0.02 1.823 range group 'U-7'  
ini damp rayleigh 0.02 1.823 range group 'U-5'  
ini damp rayleigh 0.06 1.823 range group 'U-6'  
ini damp rayleigh 0.06 1.823 range group 'U-2'  
ini damp rayleigh 0.06 1.823 range group 'U-3A'  
ini damp rayleigh 0.06 1.823 range group 'U-1'”
```

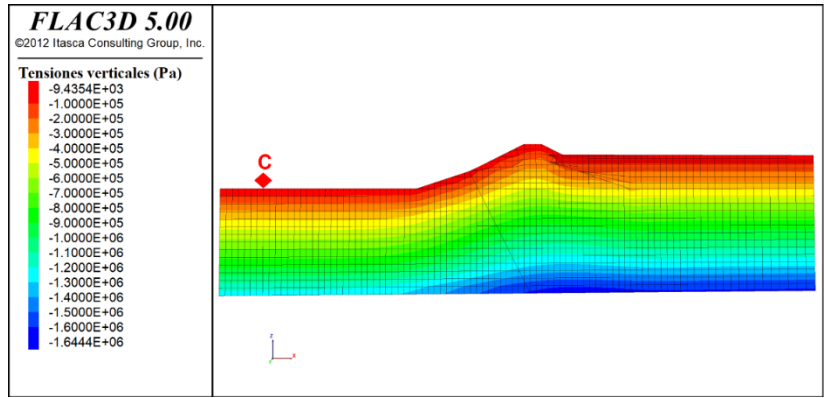
En el ejemplo anterior, se nota que el comando “ini” seguido de “*damp rayleigh*” aplican el amortiguamiento de Rayleigh al sistema, el siguiente valor corresponde al porcentaje de amortiguamiento, mientras que el valor adyacente a este corresponde a la frecuencia que se desea tenga dicho valor de amortiguamiento. Según el manual de FLAC3D, la frecuencia a ocupar debe ser parecida a la frecuencia fundamental del sismo, por ello, un valor de 1,823 es suficiente.

- **Modelo extendido:**

Para verificar que la respuesta del campo libre y del muro no sea afectada por la cercanía de los bordes, se crea un modelo extendido 2 veces más grande al cual se le aplica el sismo de diseño. Luego, se comparan las tensiones, los registros de aceleración, desplazamiento y los espectros de respuesta de aceleración en campo libre y en el coronamiento del muro.

En las ilustraciones 101 y 102 se presentan las tensiones horizontales y verticales alcanzadas en el modelo utilizado en este trabajo (modelo original) y en el modelo extendido. Los puntos de control A y C corresponden al modelo original y sirven para obtener el registro de aceleraciones y desplazamientos en el coronamiento y el campo libre, respectivamente. Los puntos de control A' y C' corresponden al modelo extendido y sirven para obtener el registro de aceleraciones y desplazamientos en el coronamiento y el campo libre, respectivamente.

Modelo original



Modelo extendido

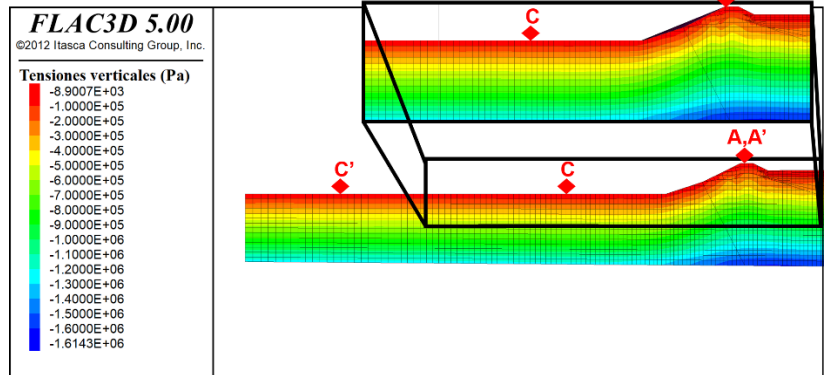
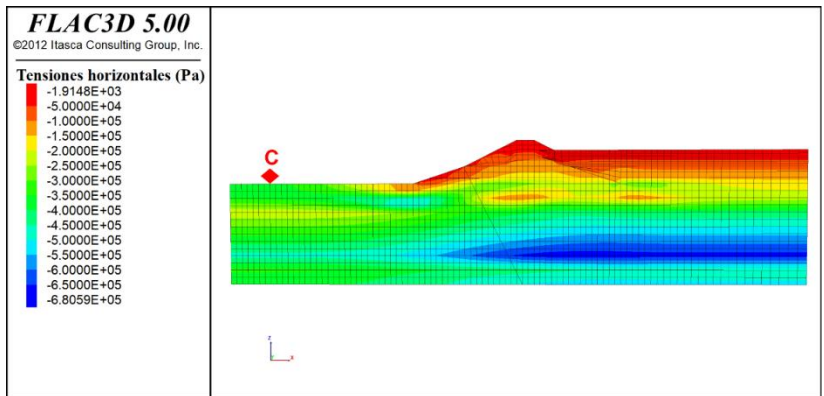


Ilustración 101. Tensiones verticales para el modelo original y el modelo extendido.

Modelo original



Modelo extendido

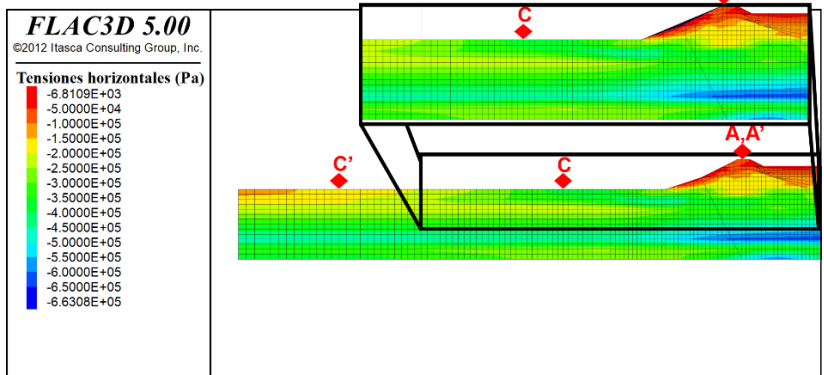


Ilustración 102. Tensiones horizontales para el modelo original y el modelo extendido.

En la ilustración 103 se presentan los registros de aceleraciones y desplazamientos horizontales y verticales, respectivamente, para los puntos de control en campo libre C y C'. Se observa que los registros de aceleración no presentan mayores diferencias, sin embargo, los desplazamientos finales obtenidos tienen un desfase de 3 (cm), aproximadamente.

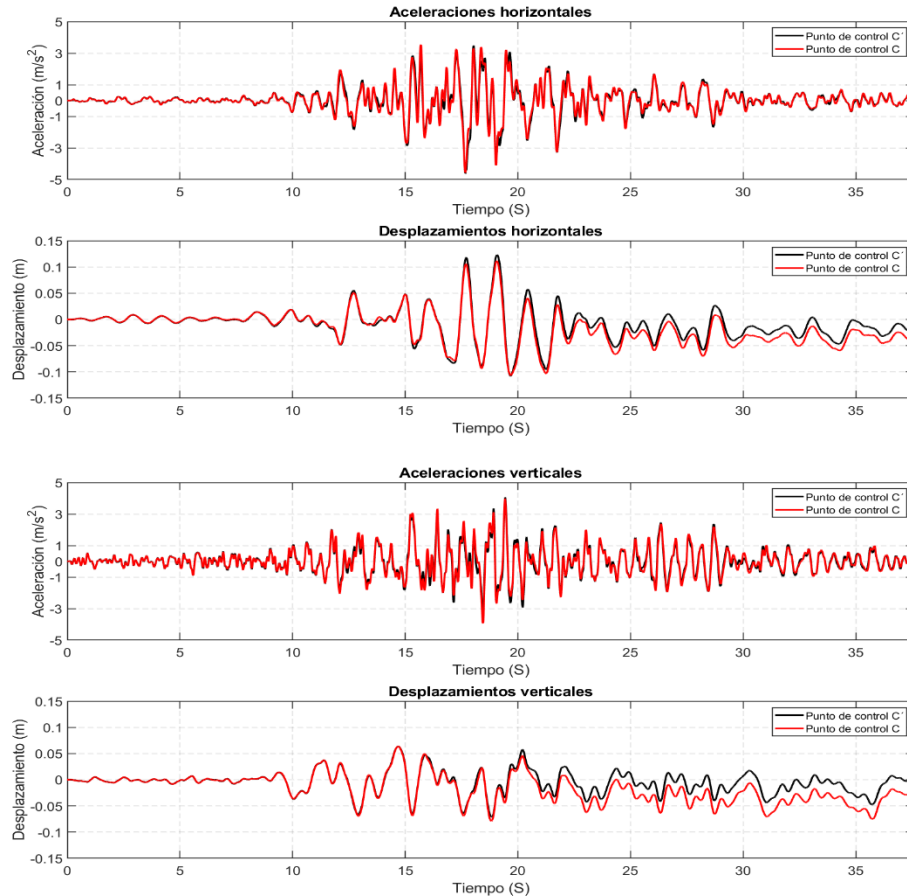


Ilustración 103. Registros de aceleración y desplazamientos en campo libre en el modelo original (punto de control C) y en el modelo extendido (punto de control C').

En la ilustración 104 se presentan los espectros de respuesta de pseudo aceleración de los registros del campo libre del modelo original y del modelo extendido. Como se puede observar, antes de los 0,6 (s) existe una respuesta algo mayor en los peaks del modelo original, sin embargo, después de ese instante de tiempo los valores tienden a converger.

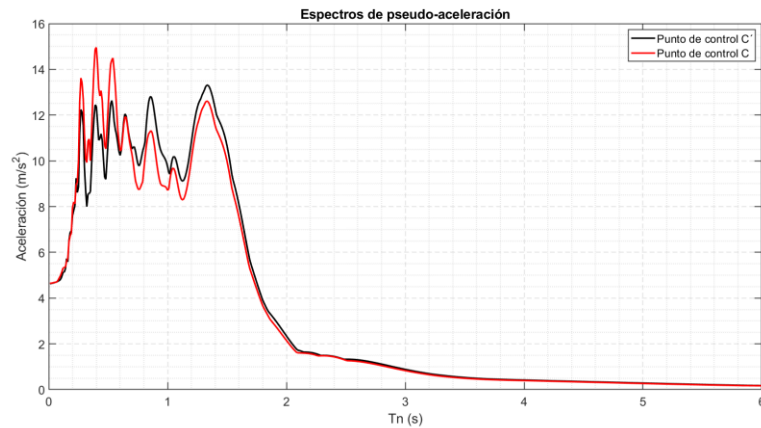


Ilustración 104. Espectros de respuesta de aceleración del modelo original (punto de control C) y el modelo extendido (punto de control C').

En la ilustración 105 se presentan los registros de aceleraciones y desplazamientos horizontales y verticales, respectivamente, para los puntos de control en el coronamiento A y A'. Se observa que los registros de aceleración no presentan mayores diferencias, sin embargo, los desplazamientos finales obtenidos tienen un desfase de 7 (cm), aproximadamente.

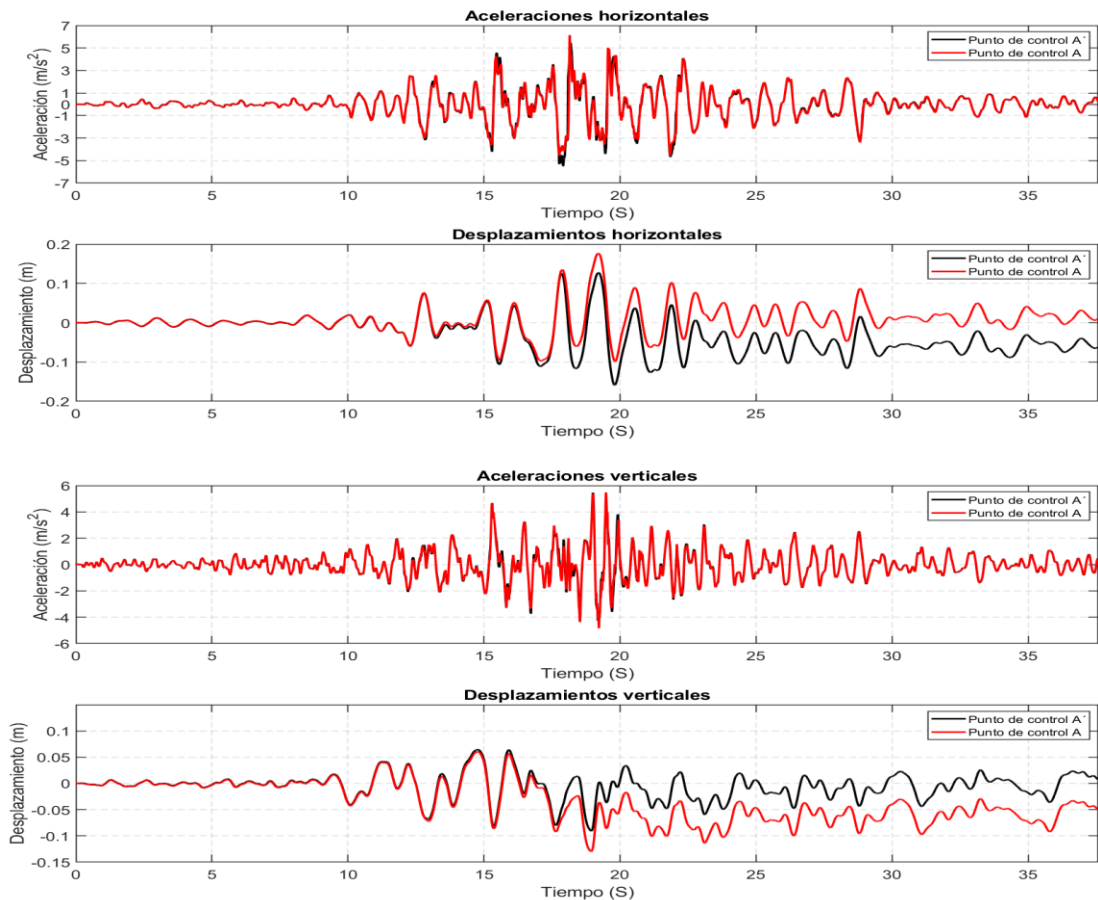


Ilustración 105. Registros de aceleración y desplazamientos en el coronamiento en el modelo original (punto de control A) y en el modelo extendido (punto de control A').

Como se pudo observar con las ilustraciones 103, 104 y 105, la influencia de los bordes en el muro se traduce en diferencias en los desplazamientos horizontales y verticales, tanto en el coronamiento como en el campo libre, menores a 7 (*cm*). Las aceleraciones no presentan muchas variaciones en el coronamiento, sin embargo, los registros de aceleración en el campo libre generan espectros de respuesta que con unos peaks un poco más pronunciados para periodos menores a 0,6 (*s*).