

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO ANTE CARGAS SÍSMICAS DE LA PRESA LATORA DE
LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO**

JOSÉ RICARDO BARRAGÁN TORRES

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA
2021**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO ANTE CARGAS SÍSMICAS DE LA PRESA LATORA DE
LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO**

JOSÉ RICARDO BARRAGÁN TORRES

Ingeniero Civil

Trabajo de Grado presentado para optar al título de:

Maestría en Geotecnia

Director:

VLADIMIR ERNESTO MERCHAN JAIMES

PhD en ingeniería del terreno

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA**

2021

DEDICATORIA

A mi esposa y mi hijo.

AGRADECIMIENTOS

En primera medida mis agradecimientos a Dios que me ha permitido cumplir este paso en mi vida estando acompañado por toda mi familia.

A mi esposa Sandra y mi hijo José Alejandro, por su inmenso amor y comprensión cediendo espacios de familia para permitirme la realización de los estudios y presente trabajo.

Expreso mis agradecimientos a mi tutor Ing. Vladimir E. Merchán por su tiempo y espacios de orientación y dirección, por compartir su conocimiento, por su paciencia y, valiosos consejos y aportes en la realización del presente trabajo.

Igualmente, a ISAGEN S.A. por concederme el permiso de acceder a toda la información del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso para llevar a cabo el presente trabajo.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT	XVII
1. INTRODUCCION.....	1
2. OBJETIVOS Y METODOLOGIA	4
2.1 Objetivo general.....	4
2.2 Objetivos específicos.....	4
2.3 Metodología.....	4
3. MARCO TEORICO	6
3.1 Sismicidad	6
3.2 Tipos y características de ondas sísmicas.....	7
3.2.1 Ondas de cuerpo.....	7
3.2.2 Ondas de superficie.....	9
3.3 Parámetros de movimientos sísmicos.....	11
3.4 Modelos constitutivos de los suelos	18
3.4.1 Modelo constitutivo Mohr Coulomb.....	20
3.4.2 Modelo Hardening-Soil.....	25
3.4.3 Modelo HS Small.....	33
3.5 Definición de propiedades dinámicas del suelo	37
3.5.1 Módulo cortante, Modulo cortante máximo G_{max} y Reducción de módulo cortante, GG_{max}.....	38
3.5.2 Amortiguamiento.....	42
4 DESCRIPCIÓN DE LA PRESA LATORA – CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO	49
4.1 Generalidades	49
4.1.1 Localización.....	51
4.1.2 Embalse.....	52
4.2 Características de la presa.....	53
4.2.1 Geología.....	53
4.2.2 Tipología y descripción general.....	58
4.2.3 Cara de concreto.....	59
4.2.4 Cuerpo de la presa.....	64
4.3 Características geotécnicas de los materiales de los llenos.....	67
4.3.1 Caracterización en la Fuente.....	68

4.3.2	Caracterización llenos compactados.	69
4.4	Registro de movimientos sísmicos	74
4.4.1	Evento sísmico de calibración.	76
5.	MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN	80
5.1.	Modelo inicial. Modelo base	80
5.1.1.	Geometría del modelo en PLAXIS 2D.	81
5.1.2.	Modelos constitutivos.	83
5.1.3.	Propiedades mecánicas de los materiales.	85
5.1.4.	Escenario de análisis. Presa sin embalse.	92
5.2.	Modelo avanzado. Modelo constitutivo Hardening Soil Small	101
5.2.1	Geometría del modelo en PLAXIS 2D.	101
5.2.2	Modelos constitutivos.	101
5.2.3	Propiedades mecánicas de los materiales.	103
5.2.4.	Escenario de análisis. Presa con embalse.	110
6	COMPORTAMIENTO DE LA PRESA ANTE DIFERENTES ESCENARIOS SÍSMICOS	148
6.1	Selección de los escenarios	148
6.1.1	Escenario No. 01 - Modificación de registro de aceleraciones del 10 de marzo de 2015.	149
6.1.2	Escenario No. 02 - Sismos históricos representativos del espectro de diseño NSR-10.	151
6.2	Análisis dinámico de los escenarios seleccionados	152
6.2.1	Escenario Base – Sismo del 10 de marzo de 2015	153
6.2.2	Escenario No. 01 - Incremento de aceleración del sismo del 10 de marzo de 2015 a 0,30 g.	155
6.2.3	Escenario No. 02 – Sismo de Northridge 1994.	157
6.3	Análisis de estabilidad de la presa – Factor de Seguridad	159
6.3.1	Escenario Base – Sismo del 10 de marzo de 2015	160
6.3.2	Escenario No. 01 - Incremento de aceleración del sismo del 10 de marzo de 2015 a 0,30 g.	161
6.3.3	Escenario No. 02 – Sismo de Northridge 1994.	162
7	CONCLUSIONES	164
8	RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE TRABAJO FUTURAS	166
9	REFERENCIAS	167

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	7
Figura 2	8
Figura 3	9
Figura 4	10
Figura 5	11
Figura 6	14
Figura 7	16
Figura 8	17
Figura 9	18
Figura 10	19
Figura 11	20
Figura 12	21
Figura 13	24
Figura 14	27
Figura 15	28
Figura 16	30
Figura 17	34
Figura 18	37
Figura 19	38
Figura 20	40
Figura 21	41
Figura 22	43
Figura 23	47

Figura 24	50
Figura 25	51
Figura 26	52
Figura 27	54
Figura 28	55
Figura 29	59
Figura 30	60
Figura 31	61
Figura 32	62
Figura 33	62
Figura 34	63
Figura 35	63
Figura 36	64
Figura 37	67
Figura 38	70
Figura 39	71
Figura 40	72
Figura 41	73
Figura 42	75
Figura 43	77
Figura 44	78
Figura 45	78
Figura 46	79
Figura 47	81

Figura 48	82
Figura 49	88
Figura 50	93
Figura 51	94
Figura 52	95
Figura 53	96
Figura 54	97
Figura 55	98
Figura 56	99
Figura 57	100
Figura 58	111
Figura 59	113
Figura 60	113
Figura 61	114
Figura 62	115
Figura 63	115
Figura 64	117
Figura 65	117
Figura 66	118
Figura 67	120
Figura 68	120
Figura 69	121
Figura 70	121
Figura 71	123

Figura 72	129
Figura 73	130
Figura 74	135
Figura 75	138
Figura 76	139
Figura 77	139
Figura 78	140
Figura 79	140
Figura 80	141
Figura 81	142
Figura 82	143
Figura 83	143
Figura 84	144
Figura 85	144
Figura 86	145
Figura 87	149
Figura 88	150
Figura 89	151
Figura 90	152
Figura 91	153
Figura 92	154
Figura 93	155
Figura 94	156
Figura 95	158

Figura 96	158
Figura 97	160
Figura 98	161
Figura 99	162

LISTA DE TABLAS

Tabla 1	12
Tabla 2	25
Tabla 3	32
Tabla 4	36
Tabla 5	57
Tabla 6	68
Tabla 7	70
Tabla 8	71
Tabla 9	74
Tabla 10	76
Tabla 11	90
Tabla 12	91
Tabla 13	97
Tabla 14	104
Tabla 15	105
Tabla 16	106
Tabla 17	106
Tabla 18	107
Tabla 19	108
Tabla 20	109
Tabla 21	109
Tabla 22	110
Tabla 23	112

Tabla 24	119
Tabla 25	124
Tabla 26	125
Tabla 27	125
Tabla 28	126
Tabla 29	126
Tabla 30	127
Tabla 31	127
Tabla 32	128
Tabla 33	131
Tabla 34	132
Tabla 35	133
Tabla 36	134
Tabla 37	135
Tabla 38	136
Tabla 39	146
Tabla 40	148
Tabla 41	163

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. ENSAYOS GRANULOMETRÍA LLENOS DE LA PRESA.....	170
ANEXO B. DENSIDADES DE CAMPO LLENOS DE LA PRESA	174
ANEXO C. ENSAYOS DE PERMEABILIDAD LLENOS DE LA PRESA	176
ANEXO D. ENSAYOS DE PLACA DE CARGA LLENOS DE LA PRESA.....	178
ANEXO E. 0. MODELO INICIAL HS SMALL.	180
ANEXO F. I. DISMINUCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s).....	181
ANEXO G. II. INCREMENTO DE LA VELOCIDAD DE ONDA (V_s).....	184
ANEXO H. III. REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref})	187
ANEXO I. IV. AMORTIGUACIÓN - REDUCCIÓN DE LA ALTURA DEL DEPÓSITO (H)	190
ANEXO J. V. REDUCCIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DEL SISMO (W_n).....	193
ANEXO K. VI. REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE POISSON (ν).....	196
ANEXO L. VII. AMORTIGUACIÓN – REDUCCIÓN DE LA FRECUENCIA ANGULAR DEL SUELO (W_m)	199
ANEXO M. VIII. REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}).	202
ANEXO N. IX. MODIFICACIÓN ESPESOR DE ROCA DE FUNDACIÓN (210 m)	205
ANEXO O. X. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS	208
ANEXO P. XI. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RÍGIDEZ	211
ANEXO Q. XII. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}) / REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)	214
ANEXO R. XIII. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}) / REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)	217
ANEXO S. XIV. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN CUATRO ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}) / REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)	220

ANEXO T. ESCENARIO BASE – SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 - ANÁLISIS DINÁMICO.....	223
ANEXO U. ESCENARIO No. 01 – INCREMENTO DE ACELERACIÓN DEL SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 A 0,30g - ANÁLISIS DINÁMICO.....	227
ANEXO V. ESCENARIO No. 02 – SISMO DE NORTHRIDGE - ANÁLISIS DINÁMICO	231
ANEXO W. ESCENARIO BASE – SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 - ANÁLISIS ESTABILIDAD DE LA PRESA	235
ANEXO X. ESCENARIO No. 01 – INCREMENTO DE ACELERACIÓN DEL SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 A 0,30 g - ANÁLISIS ESTABILIDAD DE LA PRESA	237
ANEXO Y. ESCENARIO No. 02 – SISMO DE NORTHRIDGE 1994 - ANÁLISIS ESTABILIDAD DE LA PRESA ...	238

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO ANTE CARGAS SÍSMICAS DE LA PRESA LATORA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO. *

AUTOR: JOSÉ RICARDO BARRAGÁN TORRES **

PALABRAS CLAVE: Análisis dinámico, Presa, Modelo HS Small, Calibración de Modelo, Registros de Aceleración, Espectro de Respuesta

DESCRIPCIÓN:

El objetivo del presente estudio es la elaboración de un modelo de comportamiento sísmico de la presa Latora de la Central Hidroeléctrica Sogamoso para el análisis y validación de las condiciones de estabilidad de esta ante diferentes escenarios sísmicos; tema vital considerando la gran importancia de la central Sogamoso para el sistema energético del país así como el nivel de riesgo que representa una obra de tal magnitud para la comunidad, poblaciones e infraestructura aguas abajo teniendo en cuenta su localización en una zona de alta sismicidad.

El modelo realizado en el software de elementos finitos PLAXIS 2D, fue basado en un sismo en específico, partiendo de información recopilada durante la etapa de construcción de la presa y datos recolectados de los acelerómetros instalados en esta, definiendo los modelos constitutivos que describieran de mejor manera el comportamiento dinámico de los llenos para finalmente realizar su calibración mediante la comparación de los registros de aceleración de los acelerómetros de la presa.

Finalmente se obtuvo un modelo calibrado para el sismo especificado, logrando realizar el análisis dinámico y de estabilidad de la presa ante diferentes cargas sísmicas, logrando confirmar el cumplimiento de los factores de seguridad mínimos presentados por la NSR-10.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD Vladimir E. Merchán J.

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS OF THE GEOTECHNICAL BEHAVIOR BEFORE SEISMIC LOADS OF THE LATORA DAM OF THE SOGAMOSO HYDROELECTRIC PLANT*

AUTHOR: JOSÉ RICARDO BARRAGÁN TORRES**

KEYWORDS: DYNAMIC ANALYSIS, DAM, HS SMALL MODEL, MODEL CALIBRATION, ACCELERATION RECORDS, RESPONSE SPECTRUM

DESCRIPTION:

The objective of the present study is the elaboration of a seismic behavior model of the Latora dam of the Sogamoso Hydroelectric Power Plant for the analysis and validation of the stability conditions of this in the face of different seismic scenarios; a vital issue considering the great importance of the Sogamoso plant for the country's energy system as well as the level of risk that a work of such magnitude represents for the community, populations and infrastructure downstream taking into account its location in a high seismicity zone.

The model made in the finite element software PLAXIS 2D, was based on a specific earthquake, starting from information gathered during the construction stage of the dam and data collected from the accelerometers installed in it, defining the constitutive models that best describe the dynamic behavior of the fills to finally perform its calibration by comparing the acceleration records of the accelerometers of the dam.

Finally, a calibrated model was obtained for the specified earthquake, and the dynamic and stability analysis of the dam under different seismic loads was performed, confirming compliance with the minimum safety factors presented by NSR-10.

* Senior Thesis

** Faculty of Physical Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: PhD Vladimir E. Merchán J.

1. INTRODUCCION

La Central Hidroeléctrica Sogamoso construida en el departamento de Santander (2008 – 2014) entró en operación en diciembre de 2014 con 720 MW convirtiéndose en la cuarta de mayor capacidad instalada en el país. Cuenta con una presa de gran envergadura: la presa Latora, del tipo enrocado con cara de concreto (CFRD) de 190 m de altura, 345 m de longitud de cresta y 500 m de longitud en su sección máxima paralela a la dirección del río.

Dadas sus dimensiones el ICOLD (Comisión Internacional de Grandes Presas) define la presa Latora como una gran presa y en la región se concibe como una estructura muy importante con un alto potencial de daño sí se llegase a configurar un riesgo de colapso dado el volumen del embalse que contiene (4800 millones de m³) y el volumen de material en sí misma (9,2 millones de m³).

Se destaca igualmente que la presa Latora y su embalse se ubican en un área con alta actividad sísmica debido a la presencia del nido sísmico de Bucaramanga, localizado en el municipio de Los Santos, Santander; así como de la presencia de varias fallas geológicas activas en la zona de influencia como son la falla del Suárez, La Salina, San Vicente entre otras.

En virtud de lo anterior y teniendo en cuenta que la presa lleva siete años de operación, durante el cual se han tomado registros sísmicos por parte de los acelerógrafos localizados en la presa, se considera valioso contar con una revisión de la respuesta sísmica de la presa a partir de los datos recolectados en el periodo por la instrumentación de la presa y el análisis y validación del comportamiento sísmico de la presa.

El proyecto se compone de los siguientes capítulos:

- **Capítulo 2 – Objetivos y metodología:** Se describen los objetivos y metodología del análisis del comportamiento geotécnico ante cargas sísmicas de la presa Latora de la Central Hidroeléctrica Sogamoso.
- **Capítulo 3 – Marco Teórico:** Se incluye las bases teóricas sobre las cuales se sustenta el presente estudio, como: la tectónica de placas, caracterización de ondas sísmicas, amplificación sísmica, modelos constitutivos de los suelos y el fenómeno del amortiguamiento.
- **Capítulo 4 – Descripción de la presa Latora – Central Hidroeléctrica Sogamoso:** Se presentan las generalidades de la presa objeto del estudio, resaltando las principales obras y zonas de llenos que la componen; así como sus características geométricas y geotécnicas. Finalmente se presenta el sistema de instrumentación utilizado para el registro de eventos sísmicos y se selecciona el evento sísmico específico a utilizar en la calibración del modelo.
- **Capítulo 5 – Modelación y calibración:** Se definen los aspectos básicos para la construcción del modelo de la presa (geometría, modelos constitutivos, propiedades mecánicas; variables exteriores, entre otros) generando un análisis dinámico con el fin de validar el grado de ajuste de la respuesta del modelo respecto a la respuesta del evento real. Finalmente se presenta el proceso de calibración y los resultados obtenidos en términos de registro de aceleraciones y espectros de respuesta.

- **Capítulo 6 – Comportamiento de la presa ante diferentes escenarios sísmicos:** se seleccionan diferentes escenarios sísmicos procediendo a evaluar el comportamiento de la presa ante estos estimando factores de seguridad.
- **Capítulo 6 – Conclusiones:** se presentan las conclusiones producto del análisis del comportamiento geotécnico ante cargas sísmicas.

2. OBJETIVOS Y METODOLOGIA

2.1 Objetivo general

Establecer un modelo de comportamiento sísmico de la presa Latora de la Central Hidroeléctrica Sogamoso.

2.2 Objetivos específicos

- Establecer a partir de la información disponible las propiedades estáticas y dinámicas iniciales para el análisis de respuesta sísmica de la presa.
- Calibrar la respuesta sísmica local de la presa ante al menos un sismo representativo registrado por la red de acelerógrafos instalados en la Hidroeléctrica.
- Establecer las condiciones de estabilidad en términos de factores de seguridad de la presa ante diferentes escenarios sísmicos.

2.3 Metodología

La definición del modelo de comportamiento sísmico de la presa Latora de la Central Hidroeléctrica Sogamoso se sustentó en la información disponible de la etapa constructiva y de operación de las diferentes obras que la componen (planos As Built, dimensiones, ensayos geotécnicos y mecánicos, procesos constructivos; etc.), y en los resultados arrojados por la instrumentación de la presa, especialmente y de forma preponderante de los registros de los acelerómetros instalados en la presa.

Dado lo anterior se definieron los siguientes pasos:

- Revisión del estado del arte referente al estudio del comportamiento sísmico de grandes presas mediante la consulta de documentos de corporaciones y grupos de investigación globales.
- Estado del arte del comportamiento de suelos ante cargas sísmicas.
- Revisión de las consideraciones adoptadas en los documentos de estudio sísmico de diseño de la presa Latora.
- Recopilación de información para la caracterización de la presa: geometría, zonas y elementos constitutivos principales mediante la revisión de planos y la consecución de los registros de ensayos y pruebas de campo para la determinación de las propiedades geomecánicas de los materiales constitutivos de la presa.
- Recopilación de los registros sísmicos recogidos por los acelerómetros de la presa.
- Planteamiento de modelo de la presa en el software PLAXIS 2D.
- Inicio con un modelo simple validando resultados confiables y creíbles para avanzar hacia modelo constitutivos más complejos.
- Selección de registro sísmico a cargar y corrida de modelo.
- Definición de diferentes escenarios sísmicos a partir del registro sísmico seleccionado.
- Realizar el análisis de la respuesta de cada uno de los escenarios.
- Analizar la estabilidad de los taludes de la presa ante los escenarios sísmicos definidos.

3. MARCO TEORICO

3.1 Sismicidad

Los sismos son fenómenos naturales complejos originados por la liberación de energía que se inicia por movimientos de las fallas geológicas en la corteza terrestre. Al originarse un sismo la energía sísmica se libera en forma de ondas de diferentes tipos que se propagan por el interior de la tierra hasta llegar a la superficie.

“En el caso de un sismo, existe el triple efecto de aumento del esfuerzo cortante, disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros y deformación, asociados con la onda sísmica” Suarez, J. (2000)

Los sismos se pueden describir geoméricamente como se indica en la Figura 1 mediante los siguientes parámetros:

- **Hipocentro o foco**

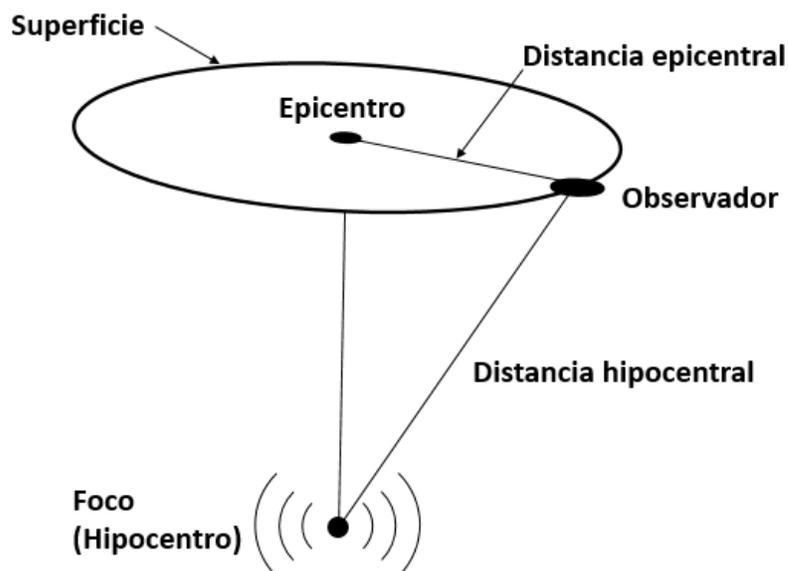
Es el punto en el interior de la Tierra donde comienza la ruptura y son originadas las primeras ondas sísmicas. La distancia entre el foco y el observador es llamada distancia hipocentral.

- **Epicentro**

Es la proyección vertical del hipocentro en la superficie terrestre y la distancia entre este y el observador se denomina distancia epicentral.

Figura 1

Parámetros De Medición De Un Sismo



Nota. Figura adaptada de Kramer, S. (1996) Página 43.

3.2 Tipos y características de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son vibraciones producidas por un sismo, que se propagan a través del suelo y se clasifican según su naturaleza como ondas de cuerpo y ondas superficiales.

3.2.1 Ondas de cuerpo.

Se denominan a aquellas que se propagan por el interior de la tierra y son de dos tipos:

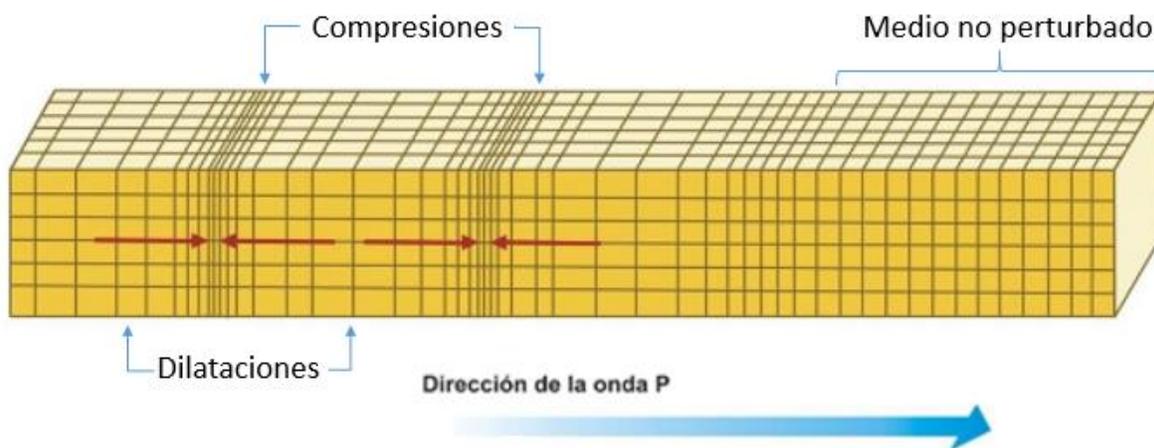
- **Ondas de Compresión**

También llamadas ondas primarias u ondas P. Se caracterizan por el movimiento de las partículas en la misma dirección de propagación de la onda; es decir longitudinalmente. Su velocidad de propagación es

más rápida que la de las ondas secundarias y son capaces de propagarse en medios sólidos y líquidos. Ver Figura 2.

Figura 2

Caracterización de Onda Primaria



Nota. Adaptado de <http://antisismos.blogspot.cl/2015/06/antecedentes-generales-chile-se.html>

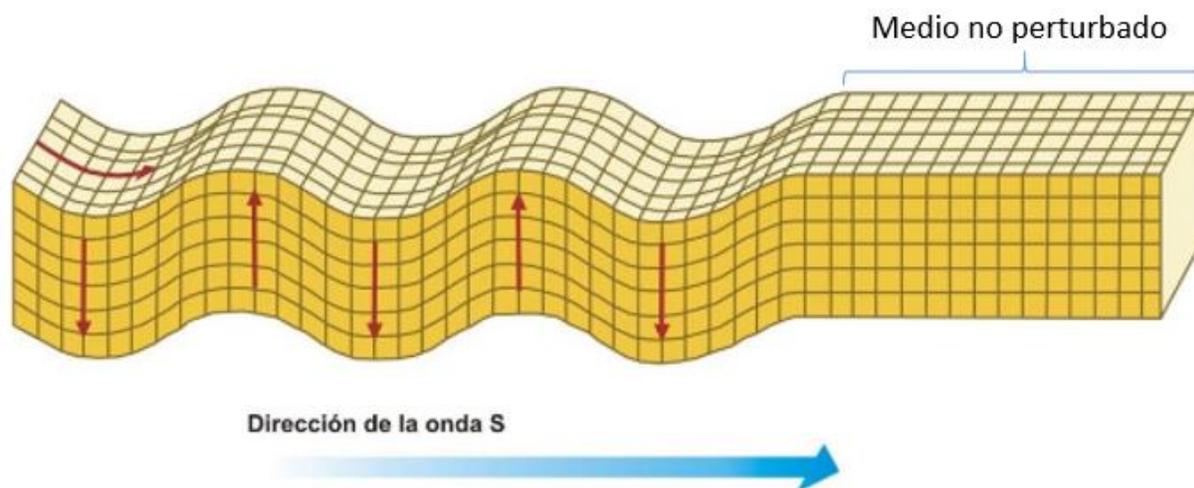
- **Ondas de Corte**

También conocidas como ondas secundarias u ondas S. Se caracterizan por que oscilan transversalmente, es decir perpendiculares a la dirección del movimiento produciendo deformaciones de cortante a medida que se propagan en el suelo.

Estas son más lentas que las Ondas P y es un parámetro importante en el estudio del comportamiento dinámico de los suelos. Ver Figura 3.

Figura 3

Caracterización de Onda Secundaria



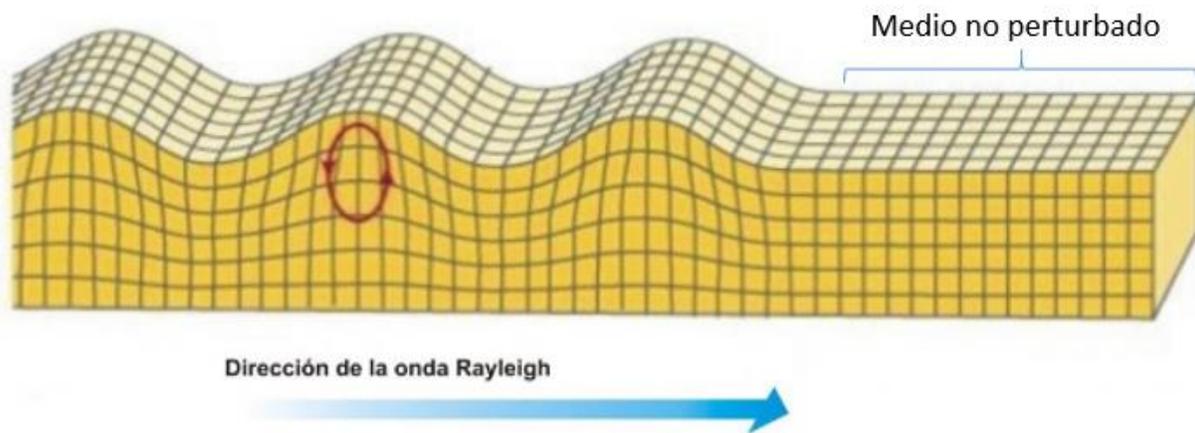
Nota. Adaptado de <http://antisismos.blogspot.cl/2015/06/antecedentes-generales-chile-se.html>

3.2.2 Ondas de superficie.

Se denominan a aquellas que se propagan solamente por la superficie del suelo, produciendo distorsiones superficiales sin verse involucrado el suelo bajo ellas. Son de dos tipos.

- **Ondas Rayleigh**

Ondas que se forman en la superficie por interacción entre las ondas P y las ondas S, que resultan en movimientos elipsoidales en un plano vertical. Ver Figura 4

Figura 4*Caracterización de Onda Rayleigh*

Nota. Adaptado de <http://antisismos.blogspot.cl/2015/06/antecedentes-generales-chile-se.html>

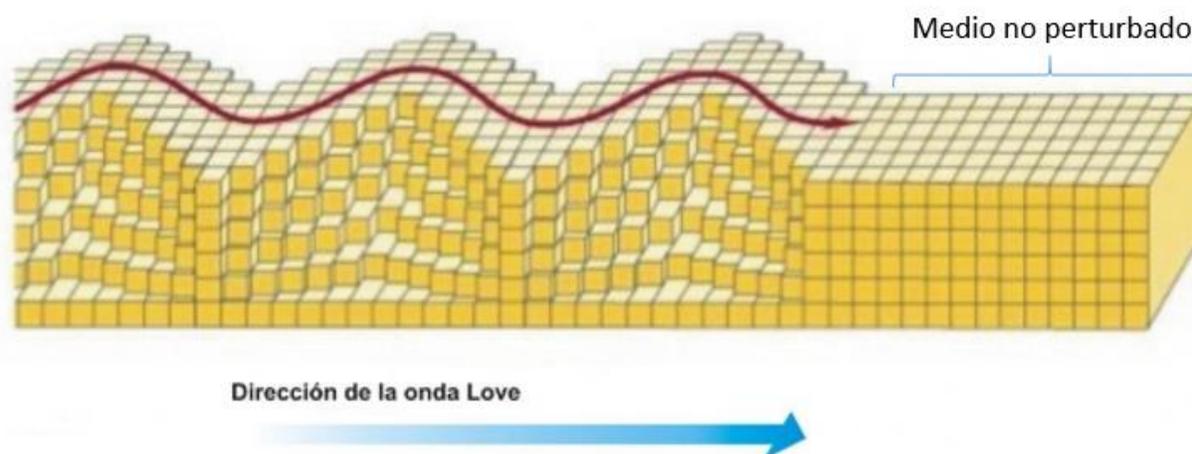
- **Ondas Love**

Ondas que se forman por interacción de las ondas S horizontales con las capas superficiales del suelo, caracterizadas por ser ondas de corte con movimiento ortogonal horizontal al sentido de propagación.

Ver Figura 5.

Figura 5

Caracterización de Onda Love



Nota. Adaptado de <http://antisismos.blogspot.cl/2015/06/antecedentes-generales-chile-se.html>

3.3 Parámetros de movimientos sísmicos

- **Magnitud**

Medida que representa la energía liberada en el hipocentro de un sismo. El valor de la magnitud de un sismo en particular es único y es independiente del sitio de observación.

La escala de magnitud más conocida es la Magnitud Local de Richter definida por Charles Richter (1935) como: *“El logaritmo (base 10) de la máxima amplitud de la onda sísmica (en micrómetros) registrada en un sismómetro Wood-Anderson localizado a 100 km del epicentro del sismo”* Kramer (1996)

Existen otras medidas de magnitud entre las que se encuentra la Magnitud de Ondas Superficiales (Gutenberg y Richter, 1936) basada en las ondas Rayleigh y la Magnitud de Ondas de Cuerpo (Gutenberg, 1945) basada en las ondas P.

- **Intensidad**

La intensidad sísmica es una medida cualitativa de los efectos causados por un sismo en un sitio en particular, basado en la identificación de daños a la infraestructura y sobre personas.

La escala de intensidad sísmica más utilizada es la escala de Mercalli Modificada que tiene doce grados, donde a mayor grado mayor evidencia de afectación.

Tabla 1

Escala Modificada De Intensidad De Mercalli (1931)

I	Not felt except by a very few under especially favorable circumstances
II	Felt by only a few persons at rest, especially on upper floors of buildings; delicately suspended objects may swing
III	Felt quite noticeably indoors, especially on upper floors of buildings, but many people do not recognize it as an earthquake; standing motor cars may rock slightly; vibration like passing of truck; duration estimated
IV	During the day felt indoors by many, outdoors by few; at night some awakened; dishes, windows, doors disturbed; walls make cracking sound; sensation like heavy truck striking building; standing motor cars rocked noticeably
V	Felt by nearly everyone, many awakened; some dishes, windows, etc., broken; a few instances of cracked plaster; unstable objects overturned; disturbances of trees, piles, and other tall objects sometimes noticed; pendulum clocks may stop
VI	Felt by all, many frightened and run outdoors; some heavy furniture moved; a few instances of fallen plaster or damaged chimneys; damage slight
VII	Everybody runs outdoors; damage negligible in buildings of good design and construction, slight to moderate in well-built ordinary structures, considerable in poorly built or badly designed structures; some chimneys broken; noticed by persons driving motor cars
VIII	Damage slight in specially designed structures, considerable in ordinary substantial buildings, with partial collapse, great in poorly built structures; panel walls thrown out of frame structures; fall of chimneys, factory stacks, columns, monuments, walls; heavy furniture overturned; sand and mud ejected in small amounts; changes in well water; persons driving motor cars disturbed
IX	Damage considerable in specially designed structures; well-designed frame structures thrown out of plumb; great in substantial buildings, with partial collapse; buildings shifted off foundations; ground cracked conspicuously; underground pipes broken
X	Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroyed with foundations; ground badly cracked; rails bent; landslides considerable from river banks and steep slopes; shifted sand and mud; water splashed over banks
XI	Few, if any (masonry) structures remain standing; bridges destroyed; broad fissures in ground; underground pipelines completely out of service; earth slumps and land slips in soft ground; rails bent greatly
XII	Damage total; practically all works of construction are damaged greatly or destroyed; waves seen on ground surface; lines of sight and level are distorted; objects thrown into the air

Nota: Tomada de Kramer, S. (1996) Página 46.

- **Amplitud**

La forma más común de describir el movimiento del suelo es a través del histórico de tiempo pudiendo ser los parámetros de movimiento aceleración, velocidad o desplazamiento como se muestran en la Figura 6.

- **Aceleración pico**

La aceleración pico horizontal (PHA) es la medida de amplitud más común y se define como el valor de aceleración horizontal más grande o absoluta obtenido de un acelerograma en ese componente.

La aceleración está relacionada con la intensidad del movimiento en un determinado lugar por lo cual es uno de los parámetros más utilizados en análisis dinámicos.

Las aceleraciones verticales se han considerado de menor importancia en los análisis dinámicos que las aceleraciones horizontales, debido a que se supone su efecto sobre las estructuras es menor; con valores de hasta $2/3$ de la aceleración pico horizontal.

- **Velocidad pico**

La velocidad horizontal pico (PHV) es otro parámetro útil para la caracterización de la amplitud de movimiento del suelo. Dado que la velocidad es menos sensible a los componentes de alta frecuencia del movimiento del suelo como se muestra en la figura 6, el PHV es más probable a utilizar que el PHA para caracterizar la amplitud del movimiento del suelo con precisión en frecuencias intermedias. Para estructuras o instalaciones sensibles a cargas en el rango de mediana frecuencia, el PHV puede proporcionar una indicación mucho más precisa de potencial de daño que el PHA. (Kramer, 1996)

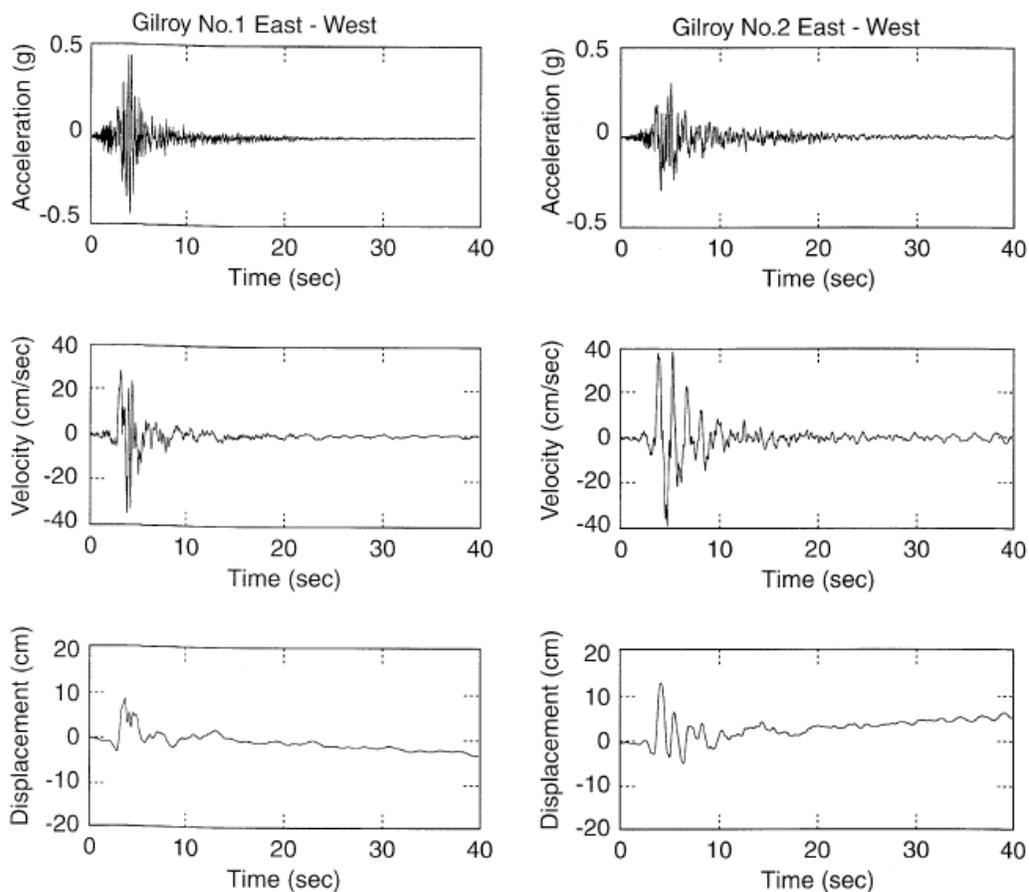
- Desplazamiento pico

El desplazamiento pico es generalmente asociado con componentes de bajas frecuencias en un movimiento sísmico. Sin embargo es un parámetro difícil de determinar con precisión debido a los errores de procesamiento en el filtrado e integración de los acelerogramas. Como resultado, el desplazamiento pico es menos usado como medida del movimiento del suelo que la aceleración o velocidad pico. (Kramer, 1996).

Figura 6

Histórico De Aceleración, Velocidad Y Desplazamiento Para La Componente E-W De Los Sismos De Gilroy

No. 1 (Roca) Y Gilroy 2 (Suelo)



Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 66.

- **Contenido frecuencial**

Los sismos producen cargas con componentes de movimiento que abarcan un amplio rango de frecuencias. El contenido de frecuencias describe como se distribuye la amplitud de movimiento de un suelo en las diferentes frecuencias.

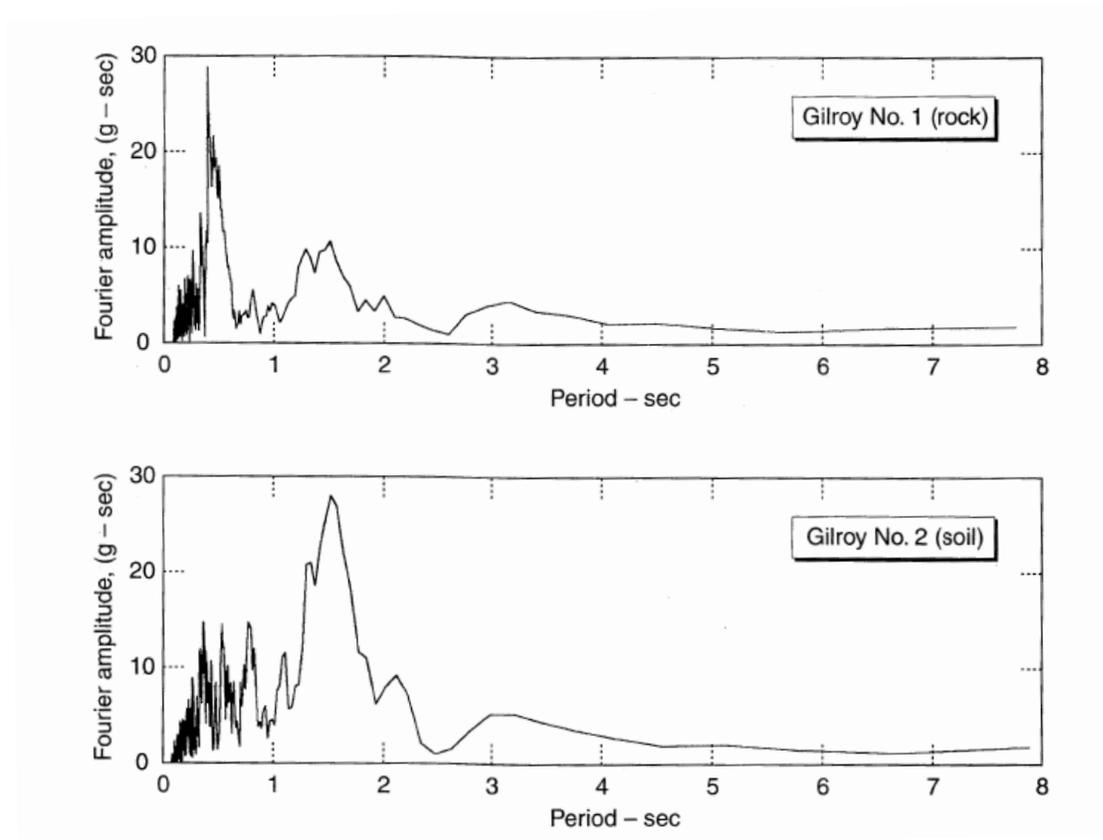
Dado que el contenido de frecuencia de un movimiento sísmico influirá de forma fuerte en los efectos de ese movimiento, la caracterización del movimiento no puede estar completa sin considerar su contenido frecuencial. (Kramer, 1996).

- **Espectro de Fourier**

El espectro de Fourier, Figura 7 muestra como la amplitud del movimiento se distribuye respecto a la frecuencia o el período. El espectro puede ser amplio o estrecho. Un espectro estrecho indica que el movimiento tiene una frecuencia dominante que puede producir una onda suave a través del histórico de tiempo; mientras un espectro amplio corresponde a un movimiento irregular que contiene una gran variedad de frecuencias.

Figura 7

Espectro De Fourier De Componente E-W De Los Sismos Gilroy 1 (Roca) Y Gilroy 2 (Suelo).



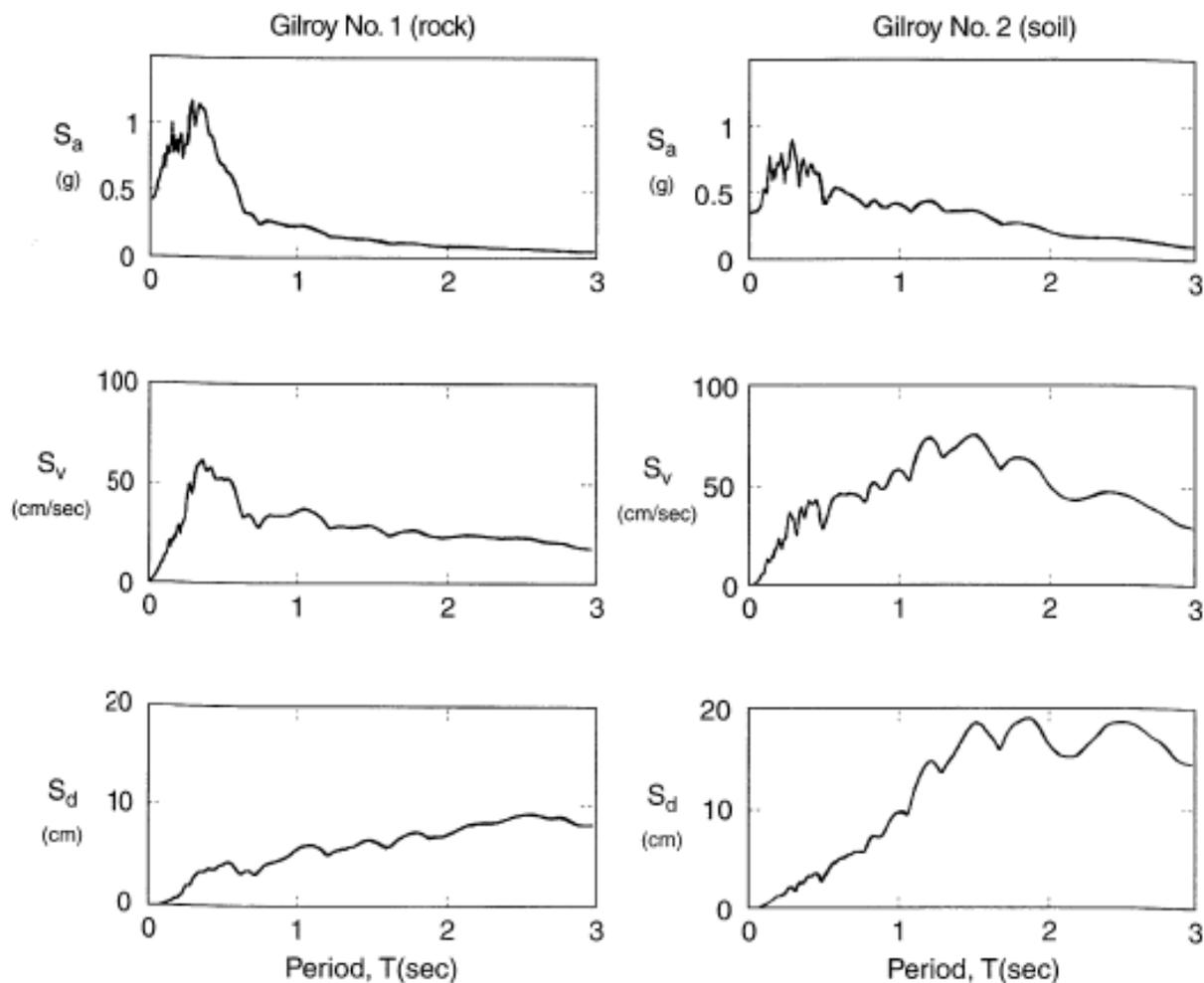
Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 71.

- **Espectro de respuesta**

Describe la máxima respuesta de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF), dada una entrada específica en función de la frecuencia natural y la relación de amortiguación del suelo. Ver Figura 8.

Figura 8

Espectro De Respuesta (Damping=5%) Para Sismos De Gilroy 1 (Roca) Y Gilroy 2 (Suelo).



Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 74.

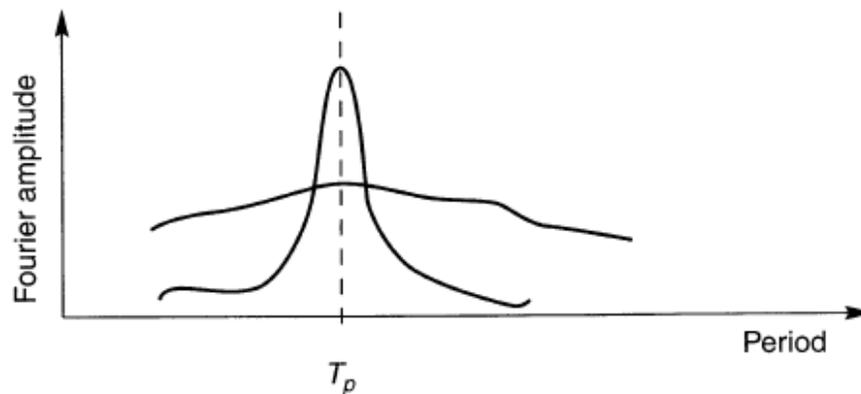
- **Período predominante**

Definido como el período de vibración que corresponde al máximo valor del espectro de Fourier. Para evitar una influencia excesiva de los picos individuales del espectro de amplitud de Fourier, el período predominante es a menudo obtenido a partir del espectro suavizado. Mientras que el período

predominante proporciona alguna información sobre el contenido de frecuencias, es fácil observar que movimientos con radicales diferencias en los contenidos de frecuencias pueden tener el mismo periodo predominante, hecho que se muestra en la Figura 9.

Figura 9

Espectros De Fourier Con El Mismo Período Predominante No Obstante Diferente Contenido Frecuencial.



Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 76.

Para profundizar y ampliar en los conceptos tratados en la presente sección se sugiere revisar Kramer, S (1996) pág. 54 - 81.

3.4 Modelos constitutivos de los suelos

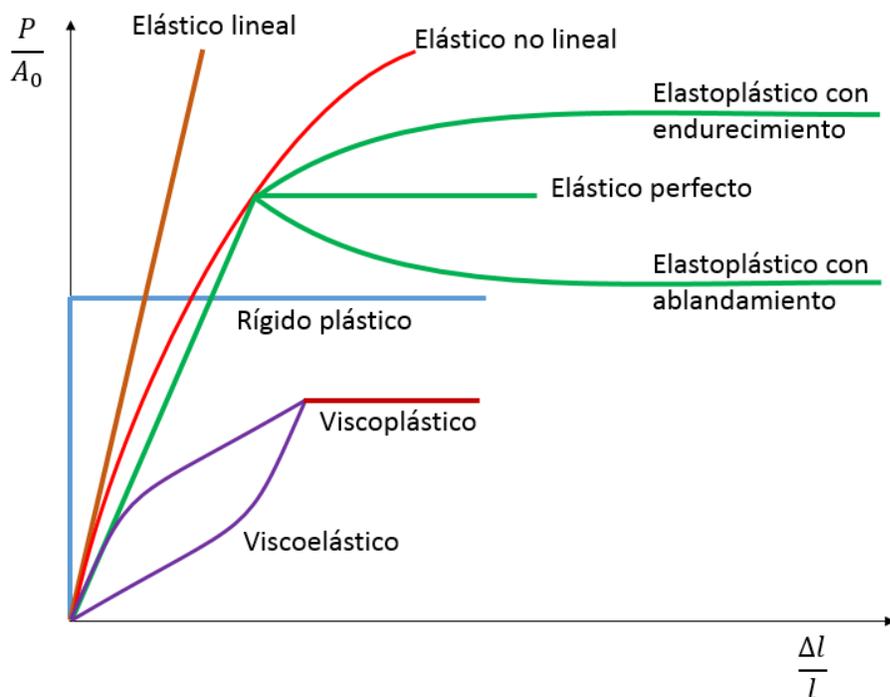
Un modelo constitutivo es un conjunto de relaciones entre esfuerzo y deformación que describen el comportamiento de un material, y que pueden ser tan simples o complejas dependiendo de la necesidad del problema que se requiere abordar.

Dado esto los modelos constitutivos más comunes son los que describen los siguientes comportamientos: elástico lineal, elástico no lineal, elastoplástico perfecto, elastoplástico con endurecimiento isotrópico, elastoplástico con ablandamiento isotrópico, viscoelástico y viscoplástico.

En la Figura 10 se ejemplifica la diferencia en el comportamiento esfuerzo – deformación de cada uno de los modelos constitutivos anteriormente expuestos.

Figura 10

Comportamiento Esfuerzo – Deformación De Diferentes Modelos Constitutivos De Los Suelos.



El comportamiento esfuerzo – deformación de los suelos es complejo comparado con otros materiales como son los metales dado que se encuentra influenciado por diversas variables propias de cada suelo como tipo, cambio de volumen, grado de saturación, estado inicial de esfuerzos, ablandamiento y endurecimiento; además depende no únicamente de la acción de las fuerzas sino del tiempo y del histórico de esfuerzos a los cuales ha estado sometido.

Para el presente estudio los modelos que se van a utilizar son Mohr Coulomb y HS Small.; modelos que a continuación serán desarrollados.

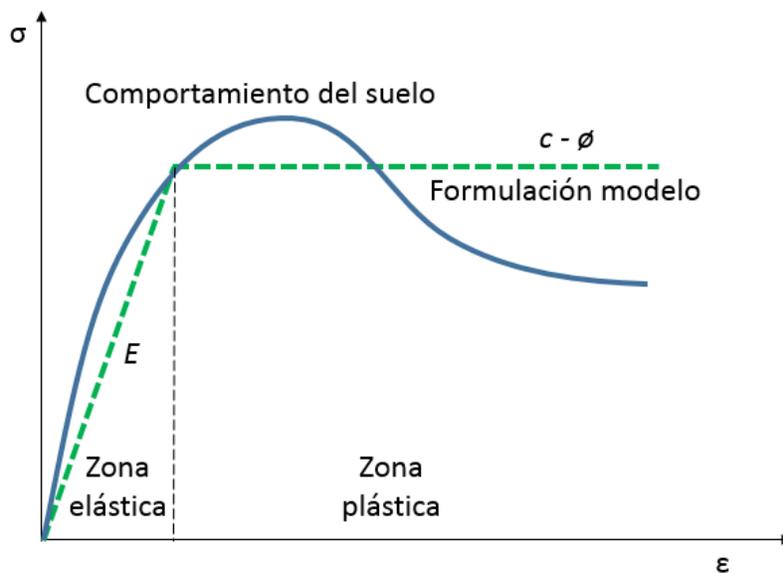
3.4.1 Modelo constitutivo Mohr Coulomb.

El modelo de Mohr Coulomb se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) para materiales friccionales basado en el criterio de fluencia de Mohr Coulomb.

Cómo se observa en la Figura 11 el modelo describe un comportamiento inicialmente elástico, el cual se basa en la ley de Hooke de elasticidad isotrópica; para luego generar un desarrollo plástico irreversible basado en el criterio de falla de Mohr Coulomb.

Figura 11

Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto.



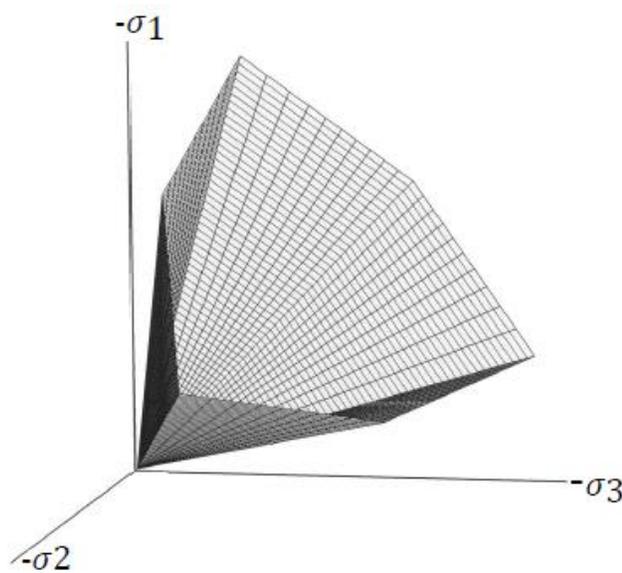
Nota. Adaptado de Nieto, A., Camacho, J & Ruiz, E. (2009) página 78.

Con el objeto de definir el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material, el modelo incluye un conjunto de funciones de fluencia f . La representación gráfica de las funciones en el espacio de los esfuerzos principales constituye un contorno o superficie de fluencia fija como se muestra en la Figura 12.

Así, cuando el estado de esfuerzos se encuentra dentro de dicha superficie, el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones reversibles. En tanto sí los esfuerzos igualan o superan esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas. Ver Figura 13.

Figura 12

Superficie de fluencia Modelo Mohr-Coulomb.



Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 34.

Este criterio de fluencia es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para un estado general de esfuerzos, y consiste de 6 funciones formuladas en términos de esfuerzos principales:

$$f_{1a} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

Donde se incluyen los parámetros del modelo plástico ϕ (ángulo de fricción) y c (cohesión).

El comportamiento elastoplástico perfecto en el modelo es formulado a partir de la relación entre los dos tipos de deformaciones (tasas de deformación elásticas y plásticas) mediante la aplicación de la ley de Hooke en su forma clásica:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p$$

$$\dot{\sigma} = D^e \dot{\varepsilon}^e = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^p)$$

Donde D^e es la matriz de rigidez (elástica) del material. No obstante, la teoría de plasticidad asociada relativa a esta relación básica tiende a una sobreestimación del fenómeno de dilatancia en el suelo, para lo cual el modelo Mohr-Coulomb en adición a la función de fluencia f , incorpora una función de potencial plástico g , que en el caso particular $g \neq f$ describe plasticidad no asociada. De esta manera, y en adición a las funciones de potencial plástico g son definidas para el modelo:

$$g_{1a} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \leq 0$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \leq 0$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \leq 0$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \leq 0$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \leq 0$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \leq 0$$

Que contiene el parámetro de plasticidad ψ (dilatancia).

A partir de esta consideración, las deformaciones plásticas son expresadas como:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'}$$

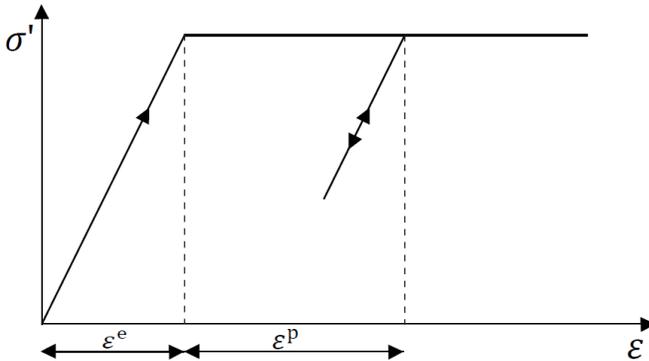
En donde λ es el multiplicador plástico. Para el comportamiento puramente elástico λ es cero, y en el caso de comportamiento plástico λ es positivo:

$$\lambda = 0 \text{ para: } f < 0 \text{ ó: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \varepsilon \leq 0 \quad (\text{Elasticidad})$$

$$\lambda > 0 \text{ para: } f = 0 \text{ y: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \varepsilon > 0 \quad (\text{Plasticidad})$$

Figura 13

Comportamiento Modelo Elastoplástico Perfecto.



Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 34.

Estas ecuaciones componen la relación entre los esfuerzos efectivos y las deformaciones para el comportamiento elastoplástico:

$$\dot{\sigma}' = \left(D^e - \frac{a}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \right) \dot{\epsilon}$$

Donde

$$d = \left(\frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right)$$

Finalmente, la formulación del modelo de Mohr Coulomb requiere en total cinco parámetros básicos de entrada; estos parámetros son los siguientes:

Tabla 2

Parámetros Del Modelo Mohr - Coulomb

Parámetros		Descripción
Elásticos	E	Módulo de Young
	ν	Relación de Poisson
Fluencia	c	Cohesión
	ϕ	Ángulo de fricción
Flujo	ψ	Ángulo de dilatancia

Dado que estos parámetros son los de más fácil consecución, el modelo de Mohr Coulomb es el modelo más utilizado en la práctica ingenieril no obstante su incapacidad para plasmar adecuadamente los cambios de rigidez del suelo y modelar situaciones donde diferentes trayectorias de esfuerzos son experimentadas.

Es de indicar que este es un modelo muy simple cuya función esencial es la estimación de resistencia y no recomendable para la estimación de deformaciones.

3.4.2 Modelo Hardening-Soil.

El modelo Hardening Soil se define como un modelo de hipoeelasticidad no lineal y plasticidad con endurecimiento isotrópico a corte y compresión capaz de simular el comportamiento de varios tipos de suelo tanto blandos rígidos. Considerado como una

aproximación de segundo orden, es una variante elastoplástica del modelo hiperbólico (Duncan & Chang, 1970).

El modelo Hardening Soil sin embargo supera de forma importante el modelo hiperbólico:

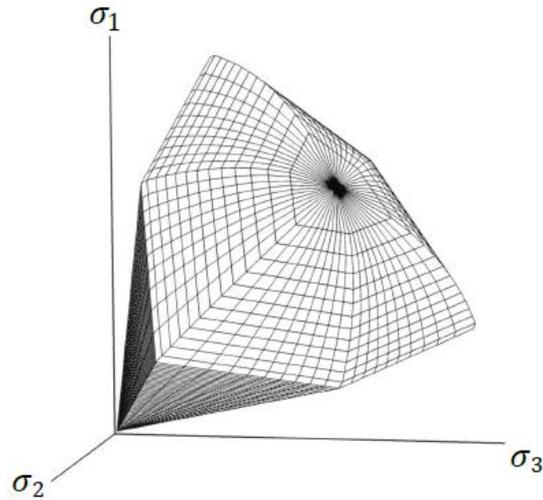
En primer lugar, al utilizar la teoría de la plasticidad en lugar de la teoría de la elasticidad, en segundo lugar, al incluir la dilatancia del suelo y en tercer lugar al introducir un tope de fluencia. La representación del contorno total de fluencia es mostrada en la Figura 14.

Algunas características básicas del modelo son:

- Rigidez dependiente de la tensión de acuerdo una ley de potencia: parámetro de entrada m .
- Deformación plástica debida a la carga desviatoria primaria: parámetro de entrada E_{50}^{ref} .
- Deformación plástica debido a la compresión primaria: parámetro de entrada E_{oed}^{ref} .
- Descarga / recarga elástica: parámetros de entrada E_{ur}^{ref} , ν_{ur}
- Fallo según el criterio de Mohr Coulomb: parámetros c , ϕ y ψ

Figura 14

Superficie De Fluencia Del Modelo Hardening Soil En Espacio De Esfuerzos Principales Para Suelo Sin Cohesión.



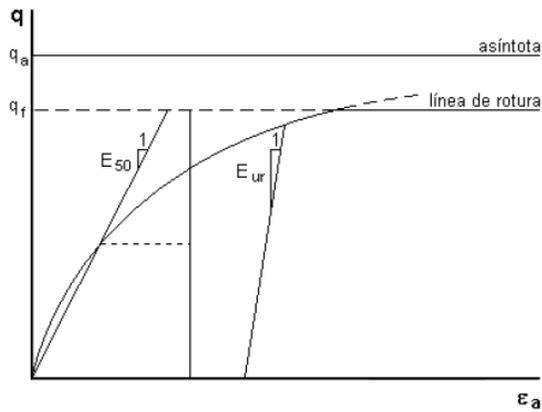
Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 81.

La idea principal para la formulación del modelo Hardening-Soil es la relación hiperbólica entre la deformación axial ε_a y la tensión desviadora q , que se muestra en la Figura 15. En los ensayos triaxiales consolidados drenados esta relación puede ser descrita mediante la siguiente expresión.

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ para } q < q_f \quad (5.1)$$

Figura 15

Relación Hiperbólica Tensión – Deformación Para Ensayos Triaxiales Consolidados Drenados.



Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 69.

En la expresión anterior q_a es el valor asintótico de resistencia y E_{50} es el módulo de Young correspondiente al alcanzar el 50% de la tensión desviadora de rotura q_f . La expresión para determinar la tensión desviadora de rotura q_f se deriva del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, que implica los valores de resistencia de c' y ϕ' , mientras que q_a es una fracción de q_f , tal como se muestra en las siguientes expresiones:

$$q_f = (p + c' \cot \phi') \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (5.2)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (5.3)$$

Cuando $q = q_f$, el criterio de rotura se satisface y ocurre la plasticidad perfecta de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb.

En la expresión (5.1), el valor de E_{50} es independiente de la tensión de cámara σ'_3 y E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez de referencia correspondiente a la tensión de cámara de referencia σ'_{ref} .

$$E_{50}[\sigma'_3] = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{\sigma'_{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m$$

En la Figura 16 se representa la estimación de E_{50}^{ref} en un ensayo edométrico.

La dependencia potencial de la rigidez respecto a la tensión de la característica básica del modelo Hardening-Soil. Además, para describir la rigidez del suelo de forma mucha más precisa que el modelo de Mohr-Coulomb, Hardening-Soil tiene en cuenta la rigidez que presenta el suelo en las trayectorias de descarga-recarga mediante el módulo elástico E_{ur}

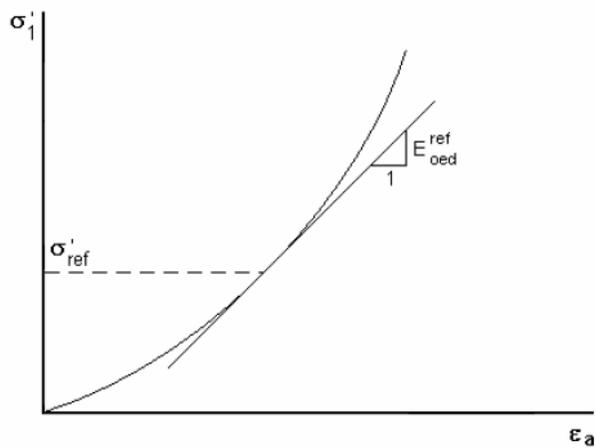
$$E_{ur}[\sigma'_3] = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cot \phi'}{\sigma'_{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m$$

Las componentes elásticas de las deformaciones axial ε_a y radial ε_r , se calcula mediante las siguientes expresiones donde ν_{ur} es el coeficiente de Poisson para la descarga-recarga.

$$\varepsilon_a^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \varepsilon_r^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}}$$

Figura 16

Definición De E_{oed}^{ref} En Ensayos Edométricos.



Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 76.

La misma dependencia potencial se presenta de nuevo para obtener la rigidez respecto a compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico E_{oed} , tal como se muestra a continuación donde hay que notar que se utiliza la variable σ'_1 en vez de σ'_3 , pues en un ensayo edométrico esta es la tensión conocida. El valor del parámetro E_{oed}^{ref} , según se muestra en la figura 5.2, la pendiente de la recta tangente a la curva $\sigma'_1 - \varepsilon_a$ para una tensión de σ'_{ref} .

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1 + c' \cot \phi'}{\sigma'_{ref} + c' \cot \phi'} \right)^m$$

Como valores típicos por medios en varios suelos se tienen las siguientes relaciones orientativas entre E_{50} , E_{ur} y E_{oed} , aunque suelos muy rígidos o muy blandos pueden presentar otras relaciones.

$$E_{ur} \approx 3E_{50}$$

$$E_{oed} \approx E_{50}$$

Al igual que en el resto de los modelos de plasticidad, Hardening-Soil mantiene una relación entre la deformación plástica volumétrica $\partial \varepsilon_p^p$ y la deformación plástica de corte $\partial \varepsilon_q^p$, a modo de ley de fluencia. Esta relación entre implica un ángulo de dilatancia ψ que viene determinado mediante la siguiente expresión

$$\sin \psi = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}}$$

Un último parámetro dentro del modelo Hardening-Soil es el coeficiente de presión lateral de tierra para suelos normalmente consolidados K_0^{nc} cuyo valor se estima igual a 0.5.

En resumen, la formulación del modelo de Hardening-Soil requiere en total de once parámetros básicos de entrada; estos parámetros son los siguientes:

Tabla 3

Parámetros Del Modelo Hardening - Soil

Parámetros	Descripción
Rigidez	E_{50}^{ref} Rigidez secante en ensayo de carga triaxial
	E_{eod}^{ref} Rigidez tangente en ensayo edométrico
	E_{ur}^{ref} Rigidez para descarga / recarga
	m Nivel dependencia rigidez / esfuerzo
Resistencia	c Cohesión
	ϕ Ángulo de fricción
	ψ Ángulo de dilatancia
Avanzados	ν'_{ur} Coeficiente de Poisson en descarga / recarga
	σ'_{ref} Tensión de referencia para las rigideces
	K_0^{nc} Coeficiente de presión lateral de tierras / Relación de consolidación
	p_{ref} Esfuerza de referencia para rigideces

Finalmente, de modo general el modelo Hardening-Soil para la descripción del comportamiento de los suelos tiene las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas

- Bueno para problemas estáticos, **no dinámicos**.
- Incluye plasticidad por corte (triaxial) y plasticidad por compresión (edómetro).
- Adecuado para simular procedimientos constructivos.

Desventajas

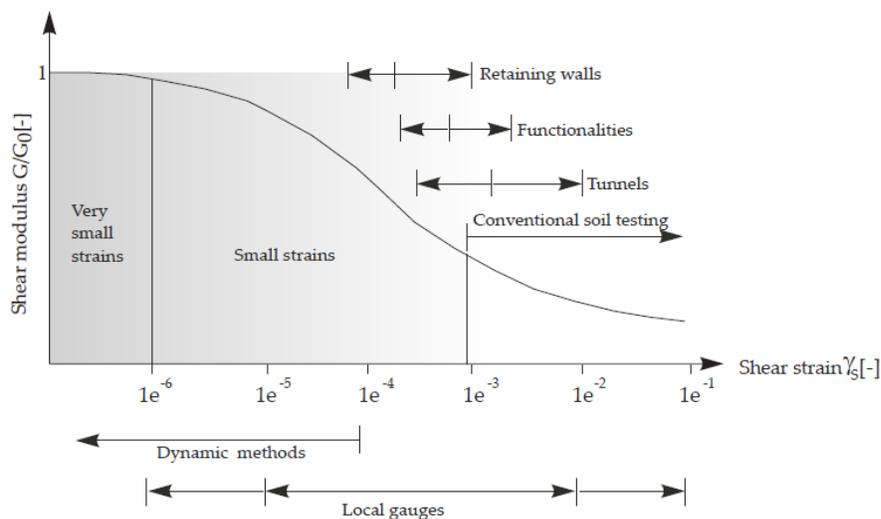
- No evoluciona e .
- No tiene anisotropía.
- No tiene efecto de edad (creep).

3.4.3 Modelo HS Small.

En el modelo Hardening Soil se asume un comportamiento elástico del suelo durante el proceso de carga / descarga sin embargo es importante tener presente que el rango de deformación en el cual el suelo se puede considerar realmente elástico es muy pequeño. Como se muestra en la Figura 17 al aumentar la deformación, la rigidez decae de forma no lineal presentando una curva en forma de S. Este decaimiento de la rigidez suele llegar a menos de la mitad de su valor inicial.

Figura 17

Comportamiento Rigidez – Deformación Característica De Suelos Con Rangos Típicos De Deformación Para Ensayos De Laboratorio.



Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 83

En la Figura 17 igualmente se describe el campo de deformaciones de diferentes estructuras geotécnicas así como el rango de medición aplicable a los ensayos de laboratorio clásicos (ensayos triaxiales y edométricos) utilizados para la obtención de los parámetros geotécnicos del modelo Hardening Soil, pudiéndose concluir que la rigidez del suelo que debe utilizarse en el análisis de las estructuras geotécnicas debe incluir pequeñas deformaciones además de ajustarse de forma no lineal a la amplitud de la deformación, comportamiento no descrito por este modelo.

Es de mencionar igualmente que el rango de pequeñas deformaciones es gran interés dado que en este se propagan las ondas de corte durante un sismo luego es de gran importancia en la resolución de problemas dinámicos.

El modelo Hardening Soil Small (suelo endurecido con rigidez de pequeña deformación) basado en el Hardening Soil es capaz de reproducir el comportamiento más completo del suelo incluyendo el comportamiento a bajas deformaciones mediante la adición de dos parámetros:

- El módulo de corte para pequeñas deformaciones G_0 .
- El nivel de deformación unitaria para el cual el G se reduce al 70% del valor de G_0 .

Cómo se indicó anteriormente el modelo HS Small se basa en el modelo Hardening Soil, luego la formulación es la misma modificando o incluyendo la descripción del comportamiento a muy pequeñas deformaciones donde Santos y Correa (PLAXIS) sugieren utilizar la siguiente expresión:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \text{ donde } a = 0.385$$

Y al igual que los parámetros de rigidez del modelo Hardening Soil para el HS Small los parámetros cortantes se definen mediante cómo

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$$

Parámetros del modelo

A excepción de los parámetros G_0^{ref} y $\gamma_{0.7}$ todos los demás siguen siendo los mismos del modelo Hardening Soil estándar.

El valor de G_0^{ref} se puede obtener como:

$$G_0^{ref} = \frac{E_0^{ref}}{(2(1 + \nu_{ur}))}$$

Y el valor de $\gamma_{0.7}$ mediante la curva de reducción de módulo de cortante y amortiguación Ishibashi & Zhang (1993) que se revisa en la sección 3.5.1.

Tabla 4

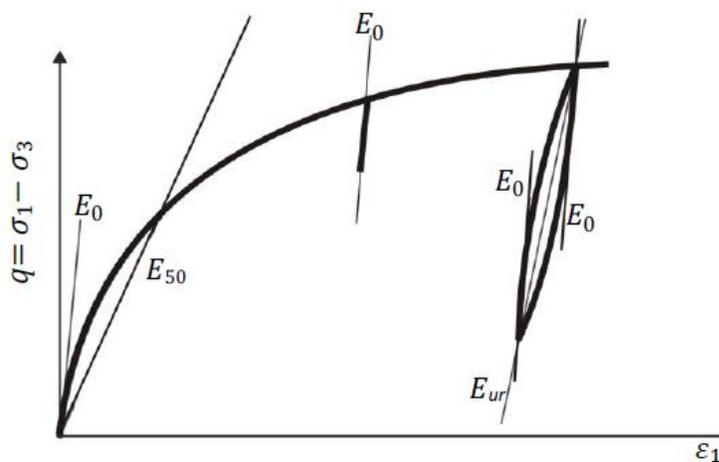
Parámetros del modelo HS - Small

Parámetros	Descripción	
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayo de carga triaxial
	E_{eod}^{ref}	Rigidez tangente en ensayo edométrico
	E_{ur}^{ref}	Rigidez para descarga / recarga
	m	Nivel dependencia rigidez / esfuerzo
Resistencia	c	Cohesión
	ϕ	Ángulo de fricción
	ψ	Ángulo de dilatancia
Avanzados	ν'_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga / recarga
	σ'_{ref}	Tensión de referencia para las rigideces
	K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de tierras / Relación de consolidación
	p_{ref}	Esfuerzo de referencia para rigideces
HS Small	G_0^{ref}	Módulo cortante para pequeñas deformaciones
	$\gamma_{0.7}$	Nivel de deformación unitaria para el cual el G se reduce al 70% del valor de G_0 .

La Figura 18 muestra los parámetros de rigidez del modelo en un ensayo triaxial drenado.

Figura 18

Parámetros De Rigidez E_{50} , E_{ur} Y $E_0 = 2G_0(1 + \nu_{ur})$ Del Modelo HS – Small En Una Prueba Triaxial



Nota. Tomado de PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Material Models Manual página 90

3.5 Definición de propiedades dinámicas del suelo

El comportamiento del suelo ante cargas dinámicas es no lineal y se encuentra influenciado en términos generales por el módulo de rigidez, amortiguamiento, radio de Poisson y densidad; siendo los dos primeros los más críticos en la evaluación de problemas sísmicos.

Dicho esto, es de gran importancia la definición de estos parámetros para lo cual existen variedad de ensayos de campo y de laboratorio para la validación del módulo de rigidez a cortante (Consultar Kramer, 1996 pág. 191 - 215) y modelos que permiten estimar el valor del amortiguamiento.

3.5.1 Módulo cortante, Modulo cortante máximo G_{max} y Reducción de módulo cortante, G/G_{max} .

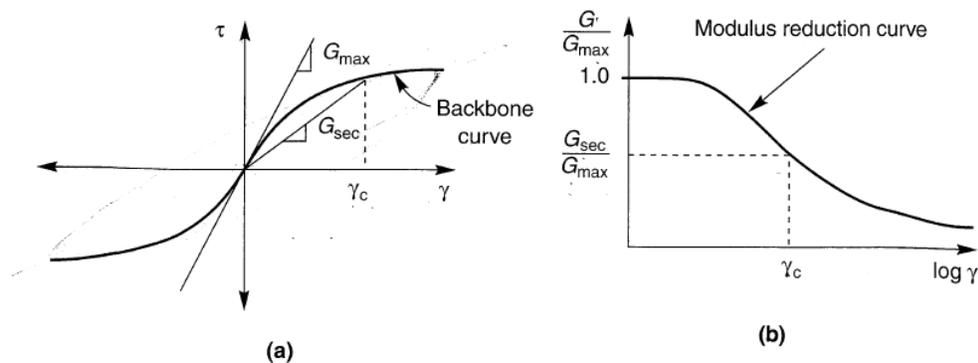
El módulo de rigidez a cortante se define como la relación entre el esfuerzo y la deformación de corte en un punto en específico de la curva de la Figura 19 (a) y es una medida de la dureza del suelo.

Este módulo se encuentra en función entre otros del esfuerzo normal efectivo, la historia de vibración, el grado de saturación, la componente isotrópica del estado de esfuerzos, la granulometría y mineralogía de vibración, la frecuencia de vibración, los efectos secundarios del tiempo, la estructura del suelo y la temperatura (Rodríguez, 2007).

El módulo de rigidez a cortante o modulo cortante del suelo varía con el valor de la deformación cortante. A menores deformaciones, el módulo cortante es mayor pero decrece a medida que se incrementa el valor de las deformaciones.

Figura 19

Curvas Que Muestran La Variación Típica De G_{sec} Con La Deformación Cortante



Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 232.

De esta forma, para la caracterización de la rigidez cortante de un suelo se requiere conocer el parámetro G_{max} y la forma en que varía la relación G/G_{max} respecto a la deformación y otros parámetros que se describen más adelante.

En cuanto al módulo cortante máximo G_{max} , este puede ser estimado a partir de varias expresiones, siendo la más común

$$G_{max} = \rho v_s^2$$

Donde

ρ : densidad del suelo

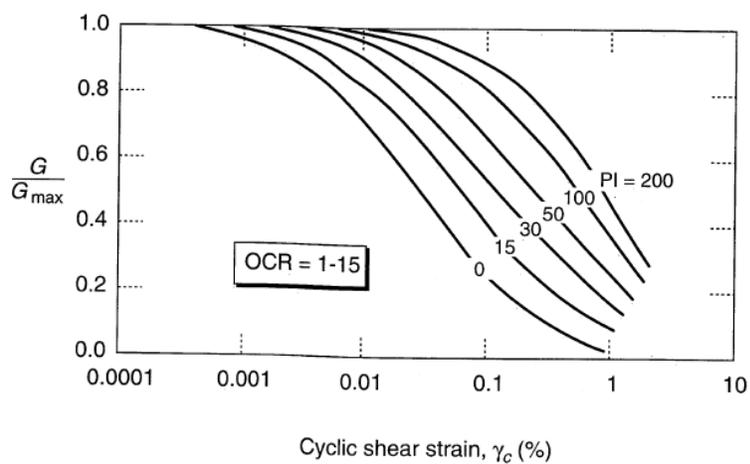
v_s : velocidad de onda corte (obtenida generalmente a partir de ensayos geofísicos).

Sin embargo, existen varias expresiones empíricas definidas a partir de ensayos de laboratorio y de campo. Consultar (Consultar Kramer, 1996 pág. 235).

Respecto a la reducción de módulo cortante G/G_{max} , como se muestra en la Figura 20 este se encuentra influenciado por el índice de plasticidad del suelo, exhibiendo para suelos con alto índice de plasticidad una degradación mucho más lenta del módulo cortante con la deformación que suelos con baja plasticidad.

Figura 20

Curva De Reducción Del Módulo Cortante De Suelos Con Diferentes Índices De Plasticidad



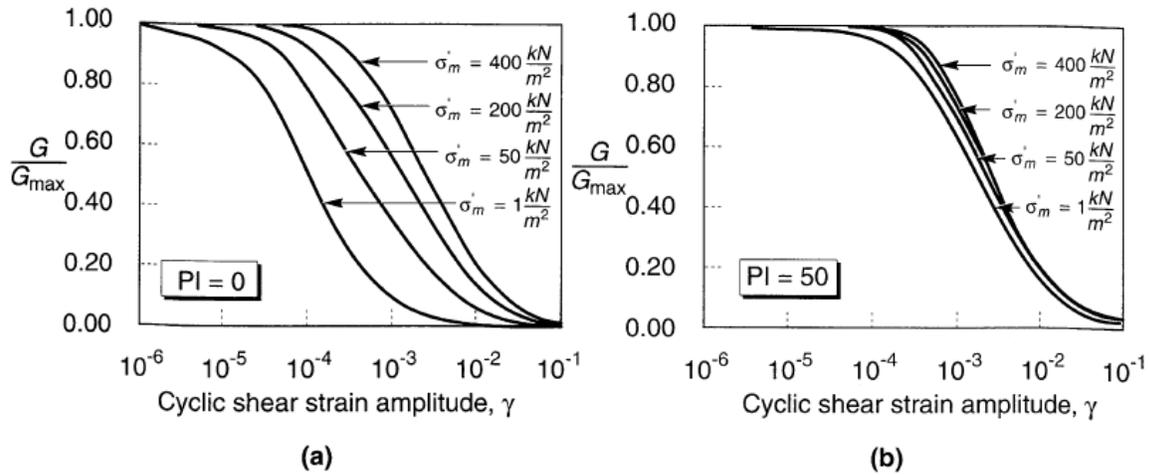
Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 237

La reducción del módulo cortante también es influenciada por el esfuerzo de confinamiento efectivo, especialmente en suelo de bajo índice de plasticidad. La deformación cortante es mayor a esfuerzos de confinamiento efectivo altos que para esfuerzos de confinamiento bajos. Ver Figura 21.

Figura 21

Influencia De La Presión De Confinamiento Efectivo En Las Curvas De Reducción De Modulo Cortante

Para (A) Suelos No Plásticos (PI=0) Y (B) Plásticos (PI=50).



Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 238

Ishibashi y Zhang (1993) combinaron los efectos de índice de plasticidad y esfuerzo de confinamiento efectivo en la expresión

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0}$$

donde

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{(0.000102 + n(PI))^{0.492}}{\gamma} \right) \right] \right\}$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{for } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{for } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{for } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{for } PI > 15 \end{cases}$$

3.5.2 Amortiguamiento.

Es un fenómeno que existe en cualquier sistema físico real y representa la disipación de energía en un sistema vibrante o cíclico; causado por las propiedades viscosas del suelo, la fricción y el desarrollo de deformaciones irreversibles.

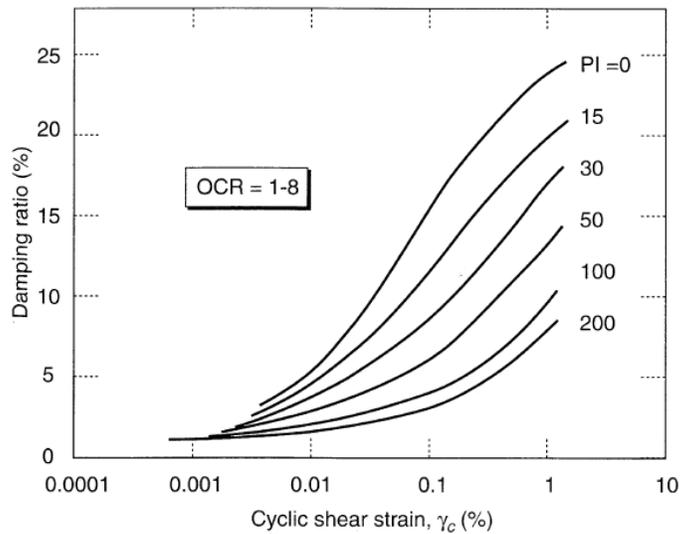
Ahora, sí bien de forma ideal se considera que no existe ninguna disipación de energía en la zona de deformaciones bajo el límite de deformaciones lineales, en la realidad se evidencia que parte de la energía es disipada incluso en esta zona de bajas deformaciones; por lo cual la amortiguación nunca es cero.

Dado esto es de gran interés en la resolución de problemas dinámicos la inclusión y estudio del fenómeno de amortiguación.

La amortiguación al igual que la reducción del modelo cortante se encuentra influenciada por el índice de plasticidad; es así como suelos con altos índices de plasticidad describen relaciones de amortiguación más bajas que suelos con bajo índice de plasticidad como se observa en la Figura 22.

Figura 22

Variación De La Amortiguación De Suelos Con La Deformación Cortante Cíclica E Índice De Plasticidad



Nota. Tomada de Kramer, S. (1996) Página 240

Ishibashi y Zhang (1993) desarrollaron una expresión empírica para suelos plásticos y no plásticos para el cálculo de la amortiguación a partir del valor del módulo de reducción de cortante y el índice de plasticidad.

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right]$$

3.5.2.1 Amortiguamiento de Rayleigh

En un sistema sometido a cargas dinámicas existen dos tipos de amortiguamiento: (1) amortiguamiento del material y (2) amortiguamiento de radiación. El primero es la energía disipada debido a la cesión del material del suelo y al comportamiento histerético en los ciclos de carga/recarga. El segundo es la energía disipada debido a la propagación del movimiento en el semiespacio semi-infinito.

De acuerdo a la Ley de Newton, para cualquier objeto sometido a cargas dinámicas la ecuación de equilibrio en forma de matriz es

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = -M\ddot{Y}_g$$

Donde M , C y K son las matrices de masa, amortiguación y rigidez del sistema; respectivamente, \ddot{Y}_g es la aceleración de entrada del movimiento del suelo aplicada en la base del sistema, e Y es el vector de desplazamiento relativo con respecto a la base del sistema.

Dado que la matriz de amortiguación para un sistema de suelo es cero ($C=0$) porque no hay ningún tipo de componente de amortiguación física dentro de un depósito de suelo, entonces la ecuación de equilibrio para un sistema geotécnico es

$$M\ddot{Y} + KY = -M\ddot{Y}_g$$

Donde el amortiguamiento del material se realiza mediante el modelo constitutivo que simula la respuesta de tensión-deformación histerética del suelo, y el amortiguamiento por radiación se simula mediante el desarrollo del elemento finito del medio espacio semi-infinito.

Ahora sí bien, los dos tipos de amortiguamiento pueden ser simulados en un análisis dinámico mediante la apropiada elección de un modelo constitutivo del suelo y de un arreglo de

elementos finitos esto no es suficiente para modelar las características de amortiguamiento de los suelos reales.

Por lo tanto, se necesita una amortiguación adicional para modelar las características de amortiguación realistas de los suelos en los cálculos dinámicos, que para el caso del PLAXIS 2D se trata del amortiguamiento de Rayleigh. Es de aclarar que el amortiguamiento de Rayleigh no hace parte de ninguno tipo de amortiguamiento (del material o de radiación) dado que NO existe físicamente en un sistema sometido a cargas dinámicas, sin embargo; es requerido por lo siguiente:

1. Para tener en cuenta la disipación de energía a niveles de deformación cortante muy pequeños (normalmente $\gamma \leq 10^{-6}$): incluso a niveles de deformación bajos, el comportamiento del suelo es irreversible. Los modelos constitutivos pueden no ser capaces de simular adecuadamente esto cuando el estado de tensión se encuentra dentro de la superficie de fluencia. Aún el modelo HS Small, que replica el comportamiento histerético en los ciclos de carga /recarga y en la cual la cantidad de amortiguación que se obtiene depende de la amplitud de los ciclos de deformación; al considerarse vibraciones muy pequeñas no muestra el amortiguamiento del material en la magnitud en que los suelos reales los exhiben. En la literatura, se recomienda aplicar el amortiguamiento de Rayleigh e introducir una relación de amortiguamiento (ζ) en el rango de 0.5 a 2.0% para dar cuenta de la disipación de energía a bajas deformaciones de corte. Las curvas típicas de amortiguación-deformación de cizalladura, como las propuestas por Seed et al. (1986) y Vucetic y Dobry (1991), pueden utilizarse para determinar la relación de amortiguación adecuada. Basándose en estas curvas, una relación de amortiguamiento (ζ) de aproximadamente 0,5% para las arenas y 1,0% para las arcillas parece ser adecuada.

2. Para amortiguar las oscilaciones que se producen en el dominio de la alta frecuencia: Hay que tener en cuenta que tanto los métodos de elementos finitos como los de diferencias finitas proporcionan una solución numérica y no una solución analítica para la ecuación de equilibrio en la que la fuerza externa es un movimiento sísmico con puntos de datos discretos. De acuerdo con la literatura, sin introducir ningún amortiguamiento artificial, como el amortiguamiento de Rayleigh, se desarrollan algunos ruidos de alta frecuencia en el modelo que a menudo causan graves problemas en el análisis numérico al provocar la inestabilidad del proceso de cálculo, especialmente cuando el sistema tiene un gran grado de libertad.

El amortiguamiento de Rayleigh incorpora en la ecuación de equilibrio la matriz C , dada por la expresión

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Siendo α y β , los coeficientes de amortiguación proporcionales a la masa y a la rigidez; respectivamente, donde a mayor α más se amortiguan las frecuencias bajas, y a mayor β más se amortiguan las frecuencias más altas. Esto como se muestra en la Figura 23.

Dado el amortiguamiento ξ , se puede relacionar con los parámetros α y β mediante la expresión:

$$\alpha + \beta\omega^2 = 2\omega\xi \quad \gamma \quad \omega = 2\pi f$$

Donde ω es la frecuencia angular en rad/s y f es la frecuencia en Hz (1/s).

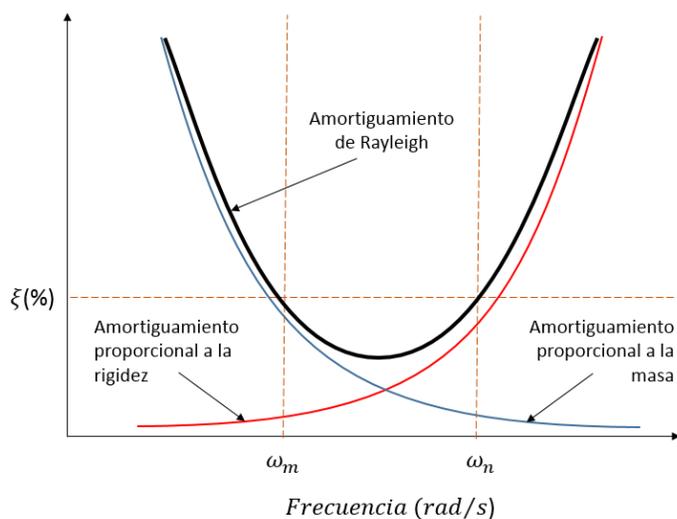
Resolviendo para dos frecuencias diferentes del objetivo y los correspondientes coeficientes de amortiguación del objetivo se obtienen los coeficientes de amortiguación de Rayleigh necesarios:

$$\alpha = 2\omega_m\omega_n \left(\frac{\omega_m\xi_n - \omega_n\xi_m}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \right)$$

$$\beta = 2 \left(\frac{\omega_m \xi_m - \omega_n \xi_n}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \right)$$

Figura 23

Influencia De Las Frecuencias Objetivo En El Amortiguamiento De Rayleigh



Nota. Modificada de Tsai et al., 2014.

Para la definición de las frecuencias objetivo (ω_m y ω_n) existen algunos métodos recomendados en la literatura:

1. Hudson, Idriss & Beirkae (1994) (en la página 493) y Hashash & Park (2002) (en la página 493) sugieren seleccionar la primera frecuencia objetivo como la primera frecuencia natural del depósito de suelo f_1 , calculada como.

$$f_1 = \frac{V_s}{4H}$$

Donde H es el espesor del depósito de suelo y V_s es la velocidad de la onda de corte en el mismo. La segunda frecuencia objetivo es el entero impar más cercano mayor que la relación f_p/f_1 , es decir, la frecuencia predominante del movimiento de entrada (que se puede determinar a partir del espectro de Fourier de entrada) sobre la frecuencia natural del suelo.

2. Amorosi, Boldini y Ellia (2010) (en la página 492) sugieren considerar el intervalo de frecuencia caracterizado por el mayor contenido de energía que puede evaluarse trazando el espectro de Fourier a diferentes profundidades del suelo y la función de amplificación entre la superficie y el nivel de base. Se ha demostrado que este procedimiento supera los errores que pueden producirse con el procedimiento anterior para valores crecientes de la relación f_p/f_1 y del espesor del depósito del suelo.
3. Tsai et al . (2014) sugiere:
 - Cuando se trata de un movimiento armónico, el valor de ω_m debe seleccionarse como la frecuencia principal o predominante del movimiento, independiente del espesor de la columna de suelo.
 - Si se utiliza un registro sísmico, es conveniente la selección de ω_m (frecuencia fundamental del suelo) y $5\omega_m$ como frecuencias óptimas. Esto sí el depósito de suelo es de poca altura.
 - Si se utiliza un registro sísmico para el análisis y el depósito de suelo es profundo (donde la frecuencia fundamental del suelo es menor a la predominante del sismo), el valor más conveniente para ω_m viene dado por la frecuencia fundamental del suelo y para ω_n se utiliza el máximo valor entre la frecuencia predominante o fundamental del sismo y $5\omega_m$.

4 DESCRIPCIÓN DE LA PRESA LATORA – CENTRAL HIDROELÉCTRICA SOGAMOSO

4.1 Generalidades

El proyecto de la Central Hidroeléctrica Sogamoso consiste en el uso de las aguas del río Sogamoso para la generación de energía eléctrica mediante la construcción de una presa del tipo enrocado con cara de concreto (CFRD por sus siglas en inglés) de 190 m de altura, 345 m de ancho en la cresta y longitud en la base de aproximadamente 500 m (medidos en la dirección del río) y la instalación de tres unidades de generación en una central subterránea.

Adicionalmente el proyecto cuenta con las siguientes obras (Ver Figura 24):

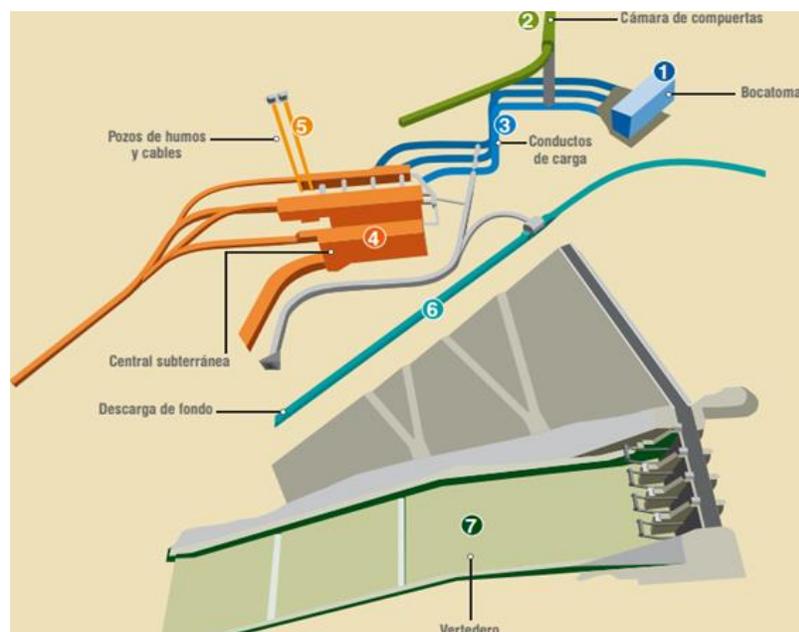
- Túneles de desviación. Dos túneles de 850 m de longitud en promedio localizados sobre la margen izquierda del río. Utilizados durante construcción para permitir la construcción de la presa.
- Ataguía en concreto compactado con rodillo (CCR). Construida con la finalidad de servir como medida de protección ante crecientes del río.
- Vertedero para el control de crecientes. Conformado por un canal de 72 m de ancho y 354 m de longitud el cual finaliza en un deflector tipo salto de esquí. La estructura se encuentra sobre la margen izquierda del río y está controlada por cuatro compuertas radiales de 15 m de ancho y 20 de altura para el manejo de una creciente máxima de diseño de 22094 m³/s.
- Túnel de descarga de fondo. Túnel localizado sobre la margen derecha del río y cuya finalidad es garantizar el caudal ecológico durante la ejecución del primer llenado y en las paradas de las unidades.
- Sistema de carga. Compuesto por una captación de rejillas de 110 m de longitud y 15 m de altura, tres túneles de carga que contienen un tramo superior de 130 m de longitud

que conecta a un pozo de 95 m de profundidad para finalizar en un túnel inferior de 160 m que conecta a las unidades de generación alojadas en Casa Máquinas. Cada uno de los túneles de carga cuenta con compuertas planas que son operadas desde la Cámara de Compuertas de Carga.

- Central subterránea. Compuesta por las cavernas de máquinas, transformadores y oscilación. En la caverna de Máquinas de 23.0 m de ancho, 162.0 m de longitud y 45.70 de altura se alojan las tres unidades de generación. La caverna de transformadores de 14 m de ancho, 100 m de longitud y 15.30 m de altura es donde se encuentran los transformadores de potencia. Finalmente, la caverna de oscilación de 20 m de ancho, 100.0 m de longitud y 42.2 m de altura donde llegan las aguas turbinadas para luego ser devueltas al río Sogamoso aguas abajo mediante el túnel de Descarga y Restitución.

Figura 24

Esquema de Obras principales en Central Hidroeléctrica Sogamoso



Nota. Tomado de ISAGEN (2021). Informe Anual de Monitoreo Geotécnico.

4.1.1 Localización.

La central Hidroeléctrica Sogamoso se encuentra localizada en la zona nororiental de Colombia en el departamento de Santander, en el cañón en donde el río Sogamoso cruza la serranía de La Paz. Sus obras principales se localizan a una distancia aproximada de 62 km aguas abajo de la confluencia de los ríos Suárez y Chicamocha y 75 km antes de la desembocadura en el río Magdalena.

Figura 25

Localización General Central Hidroeléctrica Sogamoso



Nota. Adaptado de Google Earth Pro.

4.1.2 Embalse.

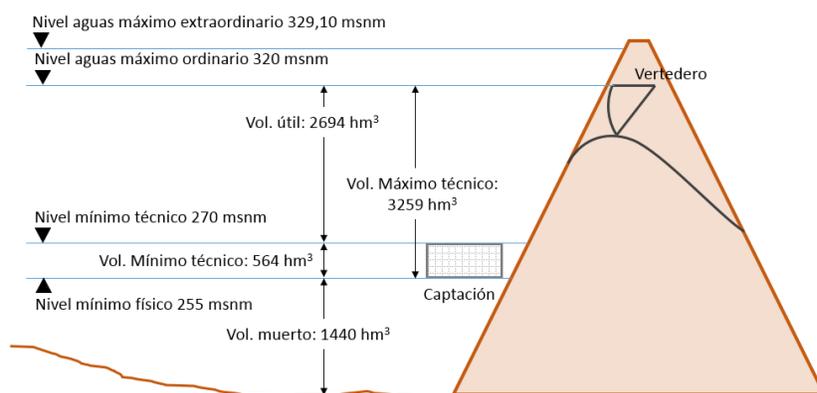
El embalse Topocoro de 7000 hectáreas y con capacidad de almacenamiento de 4800 millones de m³ se encuentran en jurisdicción de los municipios de Betulia, Girón, Zapatoca, San Vicente de Chucurí, Los Santos y Lebrija, siendo la presa en específico localizada en Betulia.

Los niveles que caracterizan el embalse son los siguientes (Figura 26):

- **Nivel mínimo físico:** Elevación del agua correspondiente a la cota inferior de la estructura de captación. Elevación 255,00 msnm.
- **Nivel mínimo técnico de operación:** Elevación hasta el cual se conservan condiciones de seguridad en las estructuras hidráulicas para la operación de las unidades de generación. Elevación 270,00 msnm.
- **Nivel aguas máximo ordinario:** Elevación máxima que puede llegar el embalse sin llegar a sobrepasar el nivel de las compuertas del vertedero. Elevación 320,00 msnm.
- **Nivel de aguas máximo extraordinario:** Elevación máxima de la superficie del agua en el embalse cuando se transita la creciente máxima probable en condiciones críticas. Elevación 329,10 msnm.

Figura 26

Niveles De Embalse Característicos De La Central Sogamoso



4.2 Características de la presa

4.2.1 Geología.

4.2.1.1 Descripción General

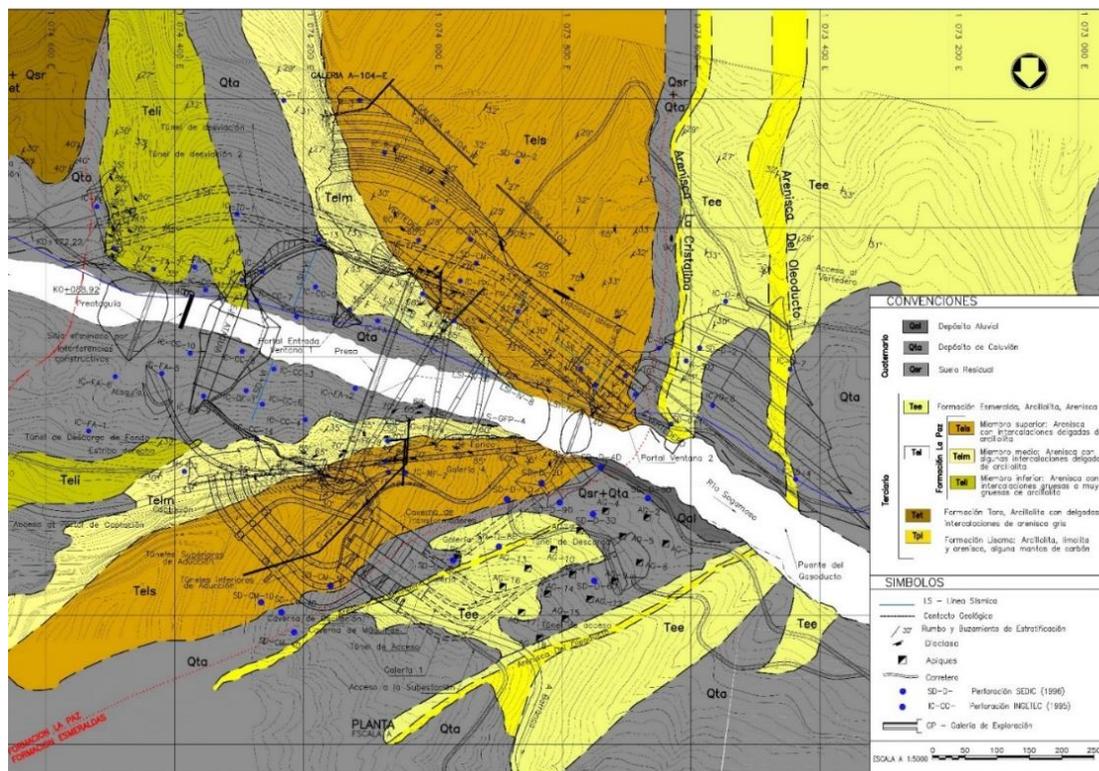
El sitio de la presa está constituido por areniscas con intercalaciones de limolita pertenecientes a la formación La Paz (Tel), de edad Terciario Inferior, Eoceno, cuyo espesor total es de 490 m. En la formación se diferencian tres miembros: inferior (Teli), medio (Telm) y superior (Tels) encontrándose en la parte media de la formación un paquete grueso de arenisca con un menor número de intercalaciones arcillosas; estas rocas forman las márgenes del cañón, las cuales presentan una inclinación hasta de 75°. Los estratos rocosos tienen un rumbo general N30°E y buzamientos entre 25 y 35° al NW.

En el área la formación La Paz se encuentra cubierta parcialmente por depósitos cuaternarios.

En las Figuras 27 y 28 se presenta un esquema de la geología en el sitio de presa.

Figura 27

Geología En La Zona De Presa



Nota. Tomado de INGETEC (2015) Informe Final de Obra Construida de la Presa

Formación La Paz

Formación que se caracteriza por estratos de arenisca gris verdosa, en partes amarilla y roja, de grano fino a medio, en parte conglomerática, de dureza media a friable, con estratificación gruesa a masiva, a veces cruzada.

Se presentan intercalaciones de arcillolita en estratos lenticulares delgados de color gris verdoso, limosa, blanda, con espesor hasta de 5 m y algunas bandas carbonosas de hasta 0,30 m y lentes de conglomerados gris y amarillo, de duros a friables y espesor hasta de 4,00 m.

(INGETEC, 2008)

Los miembros (superior, medio e inferior), clasificados así con base en criterios geomorfológicos y litológicos; difieren en el contenido de arcillolita presente el cual se estimó en 16 % en el miembro superior, 9 % en el miembro medio y 21 % en el inferior.

Depósitos Cuaternarios

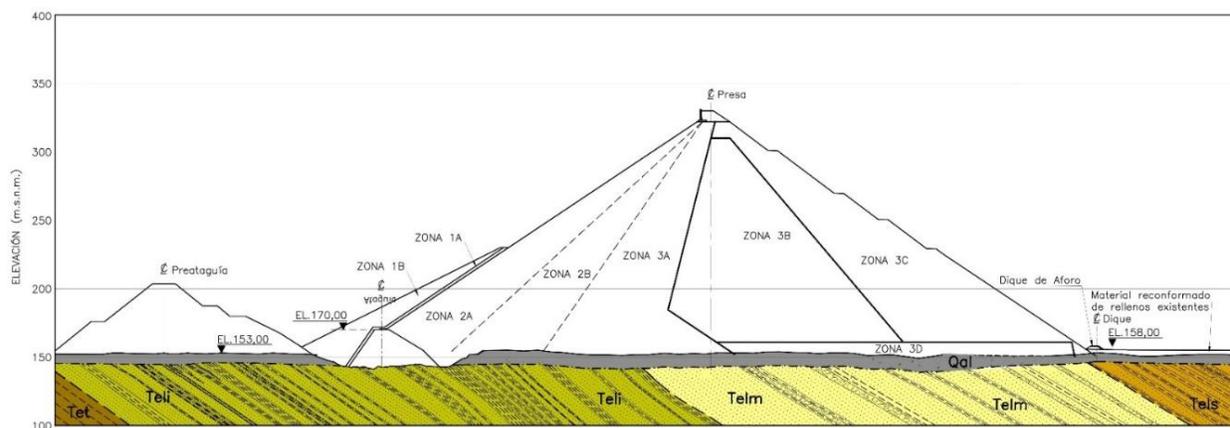
Constituidos por coluviones, suelos residuales y depósitos aluviales.

Los depósitos coluviales de espesor entre 15,00 y 25,00 m; localizados en zona de fundación de la presa por debajo de la elevación 250 se encuentran conformados por bloques de arenisca hasta de 3,00 m de diámetro en matriz de limo y arena. Estos fueron retirados en el área de fundación de la presa aguas arriba del eje, con el fin de evitar que la alta compresibilidad del material produzca asentamientos indeseables en el relleno de la presa y, por ello, en la losa de concreto del talud de aguas arriba de la presa.

Para la fundación de la ataguía se retiraron tanto el coluvión como el depósito aluvial y la roca superficialmente meteorizada y fracturada.

Figura 28

Geología De La Zona De La Presa – Corte Transversal Al Eje De La Cresta De La Presa.



Nota. Tomado de INGETEC (2015) Informe Final de Obra Construida de la Presa.

4.2.1.2 Caracterización geotécnica.

Para la caracterización de los materiales de fundación se realizaron ensayos de campo y laboratorio sobre las perforaciones exploratorias del subsuelo.

A continuación, se relacionan los ensayos ejecutados:

- Registro de campo de RQD y Recobro de todas las perforaciones.
- Ensayos de permeabilidad de campo mediante el ensayo de Lugeon y Lefranc.
- Ensayos de refracción sísmica.
- Ensayos de carga puntual.
- Ensayos de velocidad de ultrasonido.
- Ensayos de compresión confinada y tensión indirecta.
- Ensayos de corte directo y ensayos en cámara biaxial.
- Ensayos de granulometrías, densidades, solidez y desgaste sobre muestras del coluvión y muestras de las galerías.
- Ensayos de placa y gato Goodman.
- Ensayos de Triaxial en roca, corte directo en roca y discontinuidades.
- Medición del estado de esfuerzos “in situ” mediante overcoring.

A pesar de la cantidad de ensayos y exploraciones ejecutadas no fue posible obtener documentación detallada al respecto, recuperando sólo información de índole general.

4.2.1.2.1 RQD y resistencia a la compresión confinada

Respecto a la zona de emplazamiento de la ataguía en CCR, cómo se observa en la Tabla 5, el RQD presenta un incremento de sus valores en profundidad, así en los primeros 5 m, se tiene un valor

medio de 59%, de 5 a 10 m de 64% y de 10 m en adelante el valor ponderado medio es del orden de 80%.

La resistencia a la compresión inconfiada fue estimada a través del Is_{50} .

Tabla 5

Variación De Los Parámetros De RQD (%) Y Qu (Estimada A Través Del Is_{50}) Para Las Perforaciones Aledañas A La Ataguía.

Prof. (m)	RQD (Promedio)			qu (Is_{50})			
	0 - 5 m	5 - 10 m	10 m - Fin	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
				Seca	Saturada	Seca	Saturada
				Areniscas		Limolitas	
Max	95	97	93	436	364	338	350
Min	25	13	24	280	185	83	14
Desviación	25	32	25	61	70	106	148
Promedio	59	64	80	352	264	221	189

Nota. Tomado de INGETEC (2008) Memorando de Revisión del Diseño Geotécnico de la Presa y Obras

Anexas

4.2.1.2.2 Permeabilidad de la roca

Presenta una gran variabilidad de los resultados del ensayo en las perforaciones, reportándose valores que varían desde 0 hasta 119 U.L., es decir un rango amplio de permeabilidad, sin evidenciar ninguna tendencia de comportamiento con la profundidad.

4.2.1.2.3 Deformabilidad de la roca

Se realizaron diferentes ensayos de campo y laboratorio con resultados que se consignan como sigue:

- Ensayo de Placa

Indicaron valores de módulo de elasticidad para la arenisca entre 11 y 48 GPa y para la limolita entre 1,0 y 4,9 GPa.

- Ensayos de Gato Goodman

Valores promedio de módulo de elasticidad de 7,0 a 9,0 GPa para las areniscas y de 5,0 a 7,0 GPa para las limolitas.

- Líneas de refracción sísmica

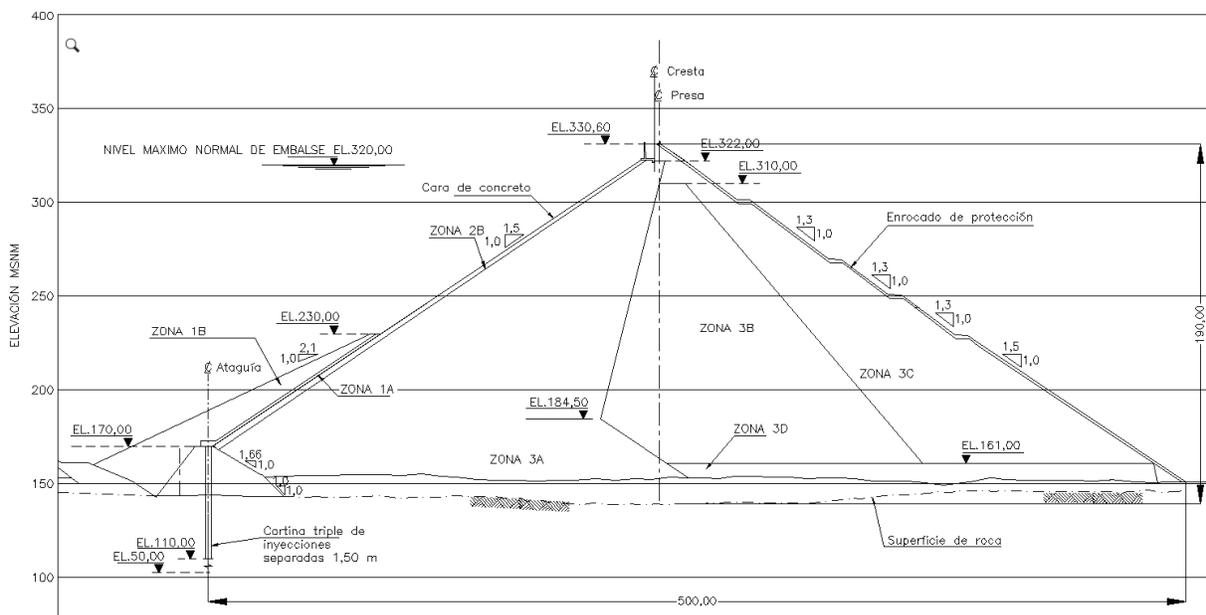
Velocidades de onda compresional entre 680 y 2050 m/s con módulos de deformación promedio entre 0,9 y 7,2 GPa.

4.2.2 Tipología y descripción general.

La presa denominada Latora (Figura 29) se corresponde a una del tipo enrocados con cara de concreto (CFRD - Concrete Face Rockfill Dam) la cual cuenta con una altura de 190 m y longitud en la cresta (El. 330,00) de 345 m. Igualmente posee en su sección máxima paralela a la dirección del río una longitud de pata de 500 m aproximadamente.

Figura 29

Dimensionamiento De La Presa Latora De La Central Sogamoso



Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015). Planos As Built Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso de ISAGEN.

La presa se compone en términos generales de dos estructuras bien diferenciadas, en primer lugar, por la cara de concreto aguas arriba y en segundo lugar por los llenos zonificados que componen el cuerpo de la presa.

4.2.3 Cara de concreto.

La cara de concreto (Figura 30) cuya función principal es la de ser el elemento impermeable de la presa está constituida por 23 losas de concreto reforzado de 15 m de ancho y longitud variable, dispuestas sobre bordillos de concreto extrudado cuyo objetivo era la protección de la cara expuesta de los llenos hasta la construcción de la cara de concreto. Las losas en la parte inferior se empalman con un plinto en concreto (plinto central), que a su vez está fijado a la ataguía en CCR (Concreto Compactado con Rodillo) por medio

de barras de anclaje; sobre las márgenes izquierdo y derecho colinda con plintos conectados a la pantalla cortaflujos y en la zona superior con un muro parapeto de concreto reforzado el cual conforma la cresta de la presa.

Figura 30

Panorámica Cara De Concreto



Nota. Tomada de INTEGRAL – VQ INGENIERÍA (2014)

La cara de concreto de 21 MPa de resistencia conserva un talud de 1,5 H: 1,0 V y un espesor variable con respecto a la elevación / cota, iniciando con 0,75 m en la El. 170,00 (empalme con plinto central) y finalizando en la El. 322,00 con 0,30 m; todo esto siguiendo la relación $e = 0,30 + 0,003 H$ siendo H la distancia entre la El. 322,00 y la cota evaluada.

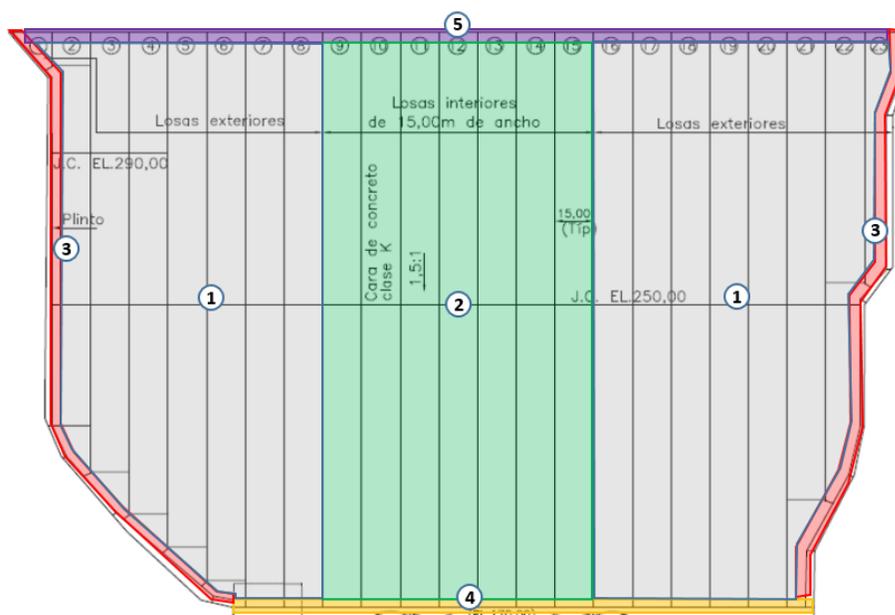
La cara de concreto para garantizar su funcionamiento como elemento impermeable consideró los siguientes tratamientos:

- Instalación de sellos de cobre en la parte inferior de todas las juntas (entre losas, losas – plintos y losas – muro parapeto).
- Instalación en la zona superior de las juntas de las losas exteriores (losas cercanas a los estribos derecho e izquierdo) de un sello de suelo fino no cohesivo cubierto (fly – ash) por una banda de PVC.

La distribución y disposición de sellos de cobre y fly- ash se muestra en las Figuras 31 a 36.

Figura 31

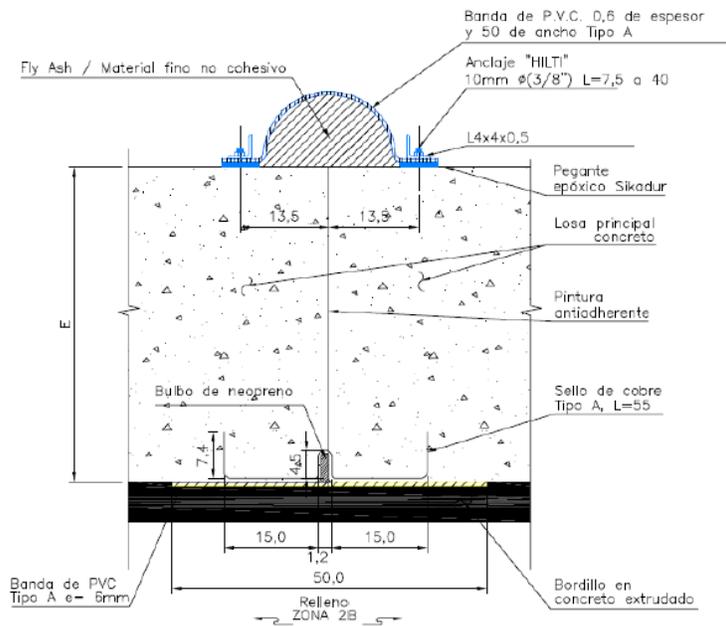
Distribución De Losas Y Juntas En Cara De Concreto Presa



Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015). 1. Junta exterior vertical. 2. Junta interior vertical. 3. Junta vertical perimetral estribo. 4. Junta perimetral talón. 5. Junta horizontal superior.

Figura 32

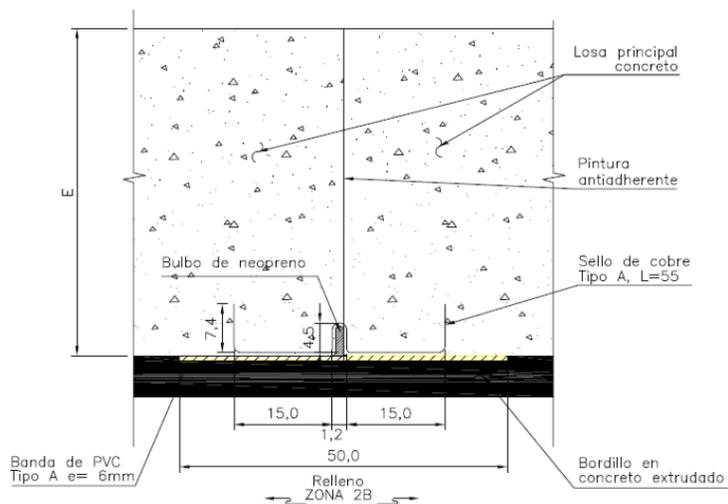
Esquema Construcción De Junta Exterior Vertical.



Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015).

Figura 33

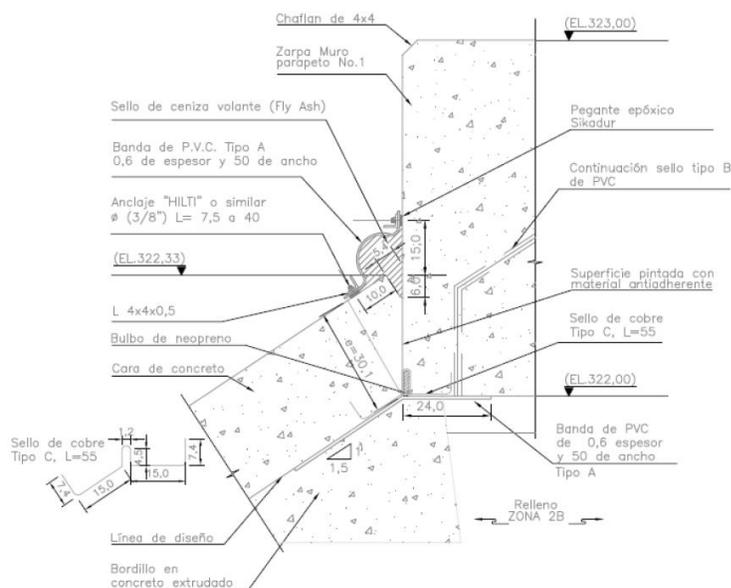
Esquema Construcción Junta Interior Vertical



Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015).

Figura 36

Esquema Construcción Junta Horizontal Superior



Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015).

4.2.4 Cuerpo de la presa.

Con un volumen de 9'200.000 m³ se encuentra constituido por llenos zonificados de acuerdo con su función dentro de la presa y cuyos materiales fueron obtenidos en mayor parte de un depósito aluvial cercano a la zona de presa (Hacienda La Flor) y de las excavaciones a corte abierto de la parte alta del vertedero. En cuanto a la disposición de taludes se presenta para la cara agua abajo (Enrocado de protección) una pendiente 1,30 H: 1,00 V y para aguas arriba en la cara de concreto 1,5 H: 1,00 V.

Las condiciones de compactación de cada una de las zonas fueron definidas mediante ensayos sobre terraplenes de prueba.

En la Figura 37 se muestra la disposición de cada uno de los llenos del cuerpo de la presa.

4.2.4.1 Zonas 1A y 1B.

Materiales dispuestos sobre la cara de concreto (hasta la El 230,00 en general) como protección de las losas.

El material 1A constituido por arena fina limosa no cohesiva tiene como función *“en caso de fallar los sellos de cobre de las juntas de la cara de concreto, fluirá colmatando el filtro debajo de la losa evitando las filtraciones que puedan ocurrir”*. (INFORME FINAL DE OBRA CONSTRUIDA – INGETEC 2015).

La zona 1B corresponde a material no seleccionado proveniente de excavaciones del vertedero parte alta con un tamaño máximo de 30 cm y cuya función es completar la protección de la cara de concreto.

4.2.4.2 Zonas 2A y 2B.

La zona 2A está dispuesta como un filtro adyacente a la junta perimetral de la cara de concreto y parte de los estribos. El material corresponde a un material procesado de tamaño máximo de 3,80 cm obtenido a partir del depósito aluvial de La Flor.

La zona 2B definida en contacto directo con la cara de concreto y los estribos, se definió como una zona semi-impermeable con la función de limitar las filtraciones en caso de falla de los sellos y ocurrencia de fisuras de la losa por retención de la arena limosa fina, limo o ceniza volante que arrastraría el agua a través de ellas. El material corresponde a gravas y arenas procesadas del depósito aluvial de La Flor.

4.2.4.3 Zona 3A.

Zona dispuesta aguas abajo de la zona 2B y la cual está constituida por material no procesado correspondiente al depósito aluvial La Flor, caracterizado por ser un material granular bien gradado, de forma redondeada y tamaño máximo 45 cm. La compactación se realizó mediante extendido de capas de 60 cm y 8 pasadas de vibrocompactador de 15 ton en alta frecuencia con una adición de agua de 50 l /m³.

4.2.4.4 Zona 3B.

Conforma la zona central de la presa y se encuentra constituido por una mezcla de materiales del depósito aluvial y de las excavaciones a cielo abierto del vertedero en una proporción que varió entre el 66% y el 80 % del primero y el 33% y 20 % del segundo con un tamaño máximo de 0,60 m. La compactación se realizó mediante extendido de capas de 60 cm y 8 pasadas de vibrocompactador de 15 ton en alta frecuencia.

4.2.4.5 Zona 3C.

Conforma el espaldón de la presa y se encuentra constituido por materiales de depósito aluvial, bien gradados y con tamaño máximo de 0,60 m. La compactación se realizó mediante extendido de capas de 60 cm y 8 pasadas de vibrocompactador de 15 ton en alta frecuencia.

4.2.4.6 Zona 3D.

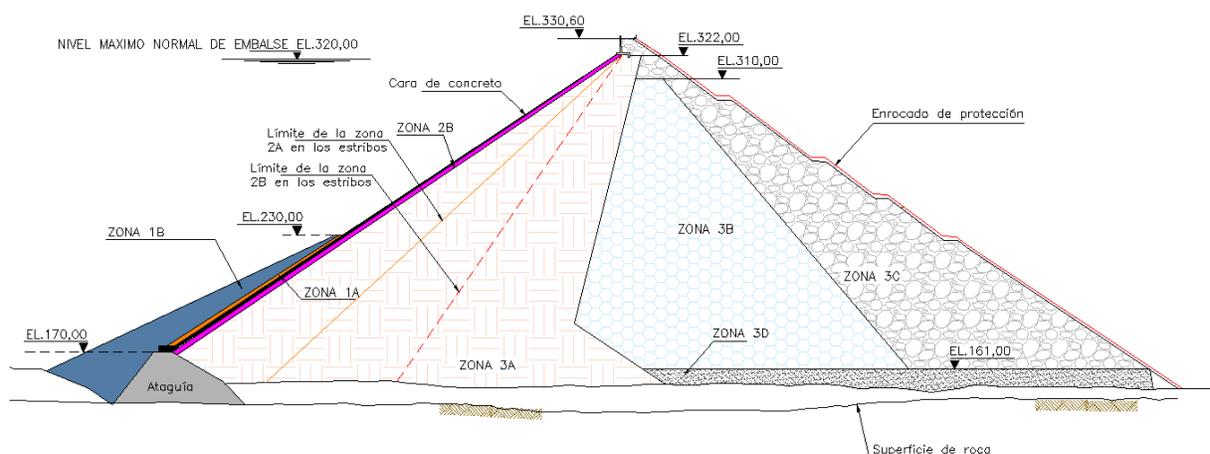
Zona de drenaje dispuesta bajo los llenos 3C y 3D. Constituida por cantos rodados seleccionados a partir de material de depósito aluvial y caracterizados por tener una granulometría uniforme y tamaño máximo de 45 cm.

4.2.4.7 Enrocado de protección (Rip – Rap).

Material de protección instalado en la cara aguas abajo constituido por sobre tamaños de espesor mayor a 0,60 m (hasta 2 m) provenientes de las excavaciones del vertedero.

Figura 37

Sección Transversal Y Zonificación De Los Rellenos De La Presa



Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015).

4.3 Características geotécnicas de los materiales de los llenos.

La caracterización de los materiales y su control en construcción se realizó mediante una serie de ensayos efectuados sobre la fuente, con el fin de validar el cumplimiento de las características mínimas relacionadas en las especificaciones técnicas de construcción; y en los llenos compactados para validar las características geotécnicas del material.

4.3.1 Caracterización en la Fuente.

Para la fuente depósito aluvial de la hacienda La Flor se ejecutaron granulometrías, ensayos de abrasión, absorción, solidez y pesos específicos; todo esto teniendo en cuenta que estos materiales también tenían como destino su procesamiento para la elaboración de concretos.

Tabla 6

Resumen Caracterización De Agregados De La Hacienda La Flor

CARACTERÍSTICA	VALORES
Absorción	Gruesos: 0.29 – 0.97%
	Finos: 1.05 – 2.28%
Pesos específicos	Gruesos: 2.597 – 2.657 gr/cm ³
	Finos: 2.577 – 2.653 gr/cm ³
Abrasión Grad Tip A	12% y 14.5%
Abrasión Grad Tip E	8.5% y 13.2%
Solidez	0.31 – 3.9%
Contenido de finos	2 a 5%
Gravedad específica	2.64 t/m ³
Peso unitario suelto	1.50 t/m ³

Nota. Adaptado de INGETEC I&D (2015).

En cuanto al material proveniente de las excavaciones de vertedero alto se ejecutaron granulometrías, ensayos de carga puntual, compresión simple y desgaste en la Máquina de los Ángeles.

4.3.2 Caracterización llenos compactados.

Los llenos compactados fueron caracterizados mediante diferentes ensayos entre los que se encuentran: granulometría integral, densidad in situ, humedad, permeabilidad in situ, resistencia y compresibilidad in situ.

4.3.2.1 Granulometría integral.

Para las zonas 3A, 3B y 3C; dado el tamaño de las partículas (hasta 45 cm) la gradación se ejecutó mediante el pesaje y medición en la fuente de los tamaños mayores a 3" y en laboratorio el tamizaje de los tamaños menores.

Para las zonas de filtros se realizó la granulometría mediante tamizaje en laboratorio. En el Anexo A se presentan los resultados históricos de cada una de las zonas.

4.3.2.2 Densidad In situ.

Se realizaron de acuerdo a la norma ASTM D 5030-89 Standard Test Method for Density of Soil and Rock in Place by the Water Replacement Method in a Test Pit.

En esta se procedió a realizar la medición del volumen de agua necesario para llenar una excavación de material previamente pesado. Ver procedimiento en Figura 38.

En el Anexo B se presentan los resultados históricos de cada una de las zonas.

Figura 38

Procedimiento Realizado En Los Terraplenes De Prueba Para El Cálculo De Densidad



Nota. Tomado de INGETEC (2015) Informe Final de Obra Construida de la Presa

Tabla 7

Valores De Densidad Promedio Por Zona De Llenos

MATERIAL	DENSIDAD DE CAMPO PROMEDIO
	(Ton/m ³)
ZONA 2B	2.290
ZONA 3A	2.500
ZONA 3B	2.445
ZONA 3C	2.530

4.3.2.3 Permeabilidad.

Realizado sobre los llenos de las zonas 2B, 3A, 3B y 3C mediante la medición de la infiltración en un apique de 50 cm de profundidad y 50 cm de diámetro. Ver procedimiento en Figura 39.

En el Anexo C se presentan los resultados de los ensayos a diferentes elevaciones.

Figura 39

Procedimiento Para El Ensayo De Permeabilidad Por Infiltración.



Nota. Tomado de INGETEC (2015) Informe Final de Obra Construida de la Presa

Tabla 8

Valores De Permeabilidad Promedio Por Zona De Llenos

MATERIAL	PERMEABILIDAD
	(cm/s)
ZONA 2B	9.27E-03
ZONA 3A	9.43E-02
ZONA 3B	7.52E-03
ZONA 3C	1.44E-01

4.3.2.4 Módulo de deformabilidad.

El módulo de deformabilidad fue obtenido en campo mediante el ensayo de placa de carga estático, de acuerdo con la norma ASTM D-1194 Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings.

Su ejecución como se muestra en la Figura 40 y Figura 41, se realizó mediante un arreglo de dos volquetas MERCEDES BENZ de 7 m³ de capacidad, soportadas sobre un gato que a su vez transmitía la carga por medio de una placa circular de diámetro conocido (75,2 cm; 61,0 cm o 46,6 cm) al terreno, midiendo la correspondiente deformación.

Figura 40

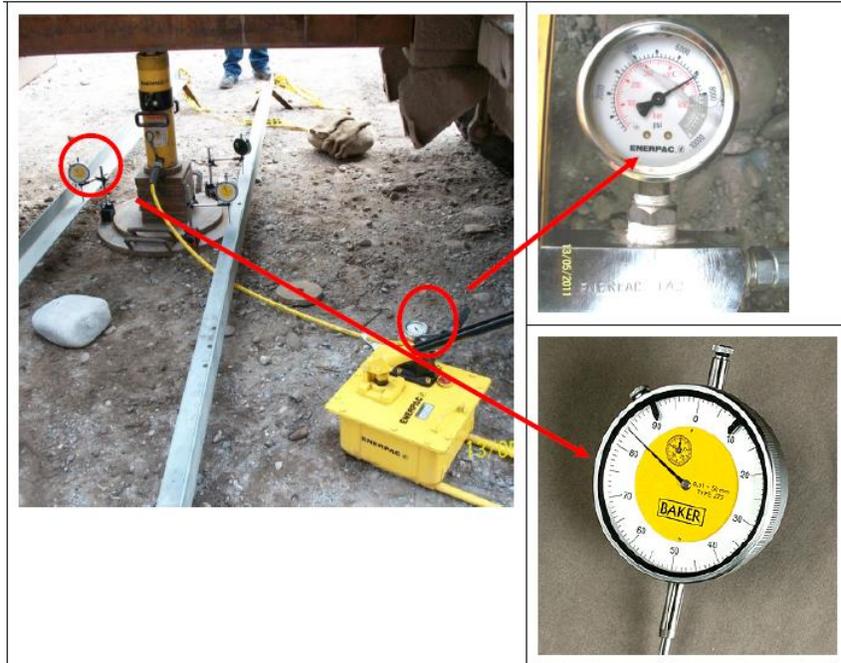
Arreglo De Volquetas Para Ensayo De Placa De Carga



Nota. Tomado de INGETEC (2015) Informe Final de Obra Construida de la Presa

Figura 41

Disposición De Gato De Carga Y Medidores De Deformación Para Ensayo De Placa De Carga



Nota. Tomado de INGETEC (2015) Informe Final de Obra Construida de la Presa

Para el cálculo del módulo se empleó la ecuación de Boussinesq, donde el módulo elástico E del material bajo el centro de una placa circular se obtiene como:

$$E = \frac{\pi}{4} D * \frac{\sigma}{\Delta s} * (1 - \nu^2)$$

Donde:

D: Diámetro de la placa

σ : Esfuerzo vertical

Δs : Asentamiento

ν : Módulo de Poisson (asumido como 0,35)

En el Anexo D se presentan los resultados de los ensayos a diferentes elevaciones.

Tabla 9

Valores Módulo De Deformabilidad Por Zona De Llenos

MATERIAL	MODULO DE DEFORMABILIDAD
	(MPa)
ZONA 2B	112.6
ZONA 3A	146.8
ZONA 3B	85.9
ZONA 3C	149.8

4.4 Registro de movimientos sísmicos

Para el seguimiento al comportamiento sísmico de la presa se encuentran instalados tres (3) acelerómetros con sensores en 3 direcciones localizados uno en roca, en una de las galerías subterráneas; otro sobre el espaldón de la presa a nivel medio de los llenos (elevación 250 msnm) y el último en la cresta de la presa. En la Figura 42 se muestra la localización de los acelerómetros.

Figura 42

Localización De Acelerómetros En La Presa Latora.



Nota. Tomado de INGETEC I&D (2015).

Los equipos se encuentran configurados para registrar lecturas de dos formas diferentes: el primero es el registro básico denominado de máximos y mínimo en el cual se graban datos cada 10 segundos y el segundo, la grabación de eventos sísmicos que son considerados sí el registro de aceleración supera un nivel que se denomina de disparo, en cuyo caso se graban 500 lecturas por segundo hasta por 20 segundos.

Así las cosas, el tipo de registro que realizan los acelerómetros depende del nivel de aceleración que capten los mismos; sí es superior, para cualquiera de los acelerómetros al nivel de disparo entonces se definirá como “evento sísmico” en caso contrario el tratamiento será como registro de máximos y mínimos.

Tabla 10

Localización De Los Acelerómetros De La Presa Latora

Acelerómetro	Norte	Este	Cota (msnm)	Abscisa presa	Zona	Nivel de disparo (g)
AC1	1277025,46	1074077,87	329,03	170,50	Espaldón presa	0.010
AC2	1277087,90	1073976,62	251,68	170,50	Espaldón presa	0.010
AC3	1277166,10	1073975,76	187,21	70,50	Roca	0.005

4.4.1 Evento sísmico de calibración.

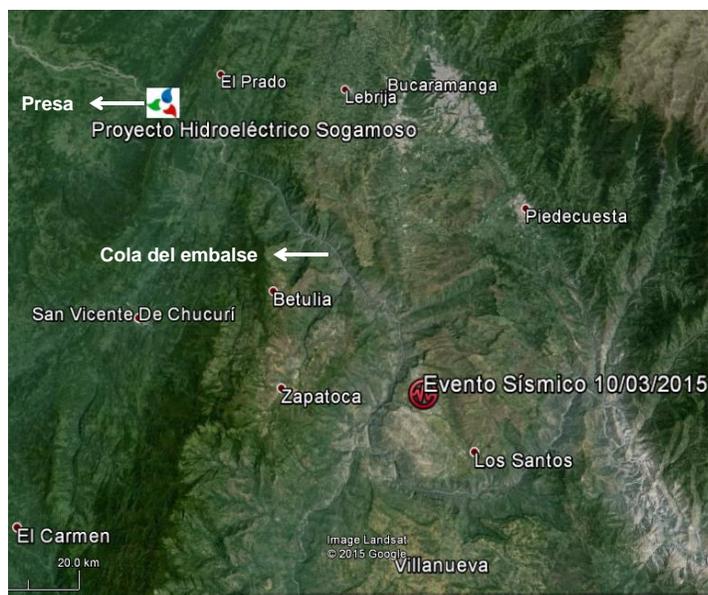
Los acelerómetros de la presa Latora fueron instalados entre julio y diciembre de 2014, tiempo en el cual se estaba ejecutando el primer llenado del embalse; y desde entonces ha registrado múltiples sismos como “eventos”.

Para la determinación del evento sísmico a utilizar para la calibración del modelo se tuvo en cuenta su importancia a nivel de afectación regional y en especial la magnitud registrada por los acelerómetros.

Es así que se tomó el evento sísmico registrado el **10 de marzo de 2015 a las 3:55 PM hora local (20:55:44 Hora UT)**. Sismo de magnitud de momento (Mw) de 6,2; que tuvo como epicentro el municipio de la Mesa de Los Santos (a 42 km de la presa Latora) con una profundidad de 161 km (Figura 43) que se asocia a la fuente sismogénica del Nido de Bucaramanga.

Figura 43

Localización Evento Sísmico Del 10 De marzo De 2015



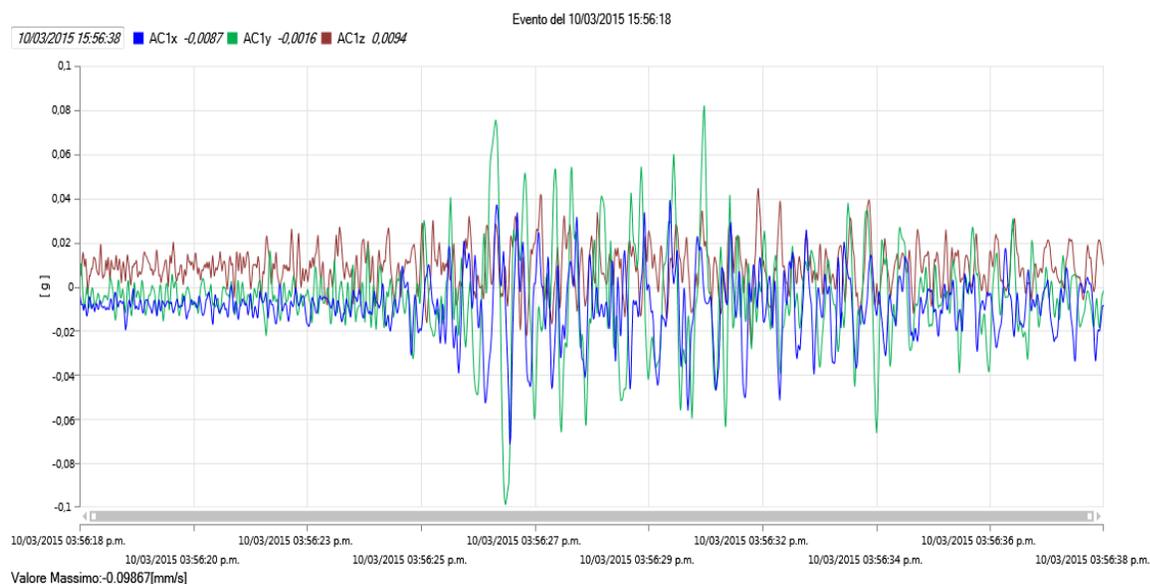
Nota. Tomado de Memo Sismo 10-03-2015 INGETEC (2015)

“El nido de Bucaramanga es una de las fuentes sismogénicas que presentan mayor actividad a nivel mundial, generando cerca de 500 eventos sísmicos mensuales con magnitud igual o superior a 1,0 (MI) y alrededor de 20 eventos mensuales con magnitud mayor que 3,0 (MI). En general la fuente sísmica se caracteriza por la generación de eventos con profundidades superiores a 140 km”. INGETEC (2015).

En la Figura 44, Figura 45 y Figura 46 se muestran los registros de aceleración medidos por los acelerómetros de la presa. En estos se evidencia que la mayor aceleración corresponde a la componente horizontal perpendicular al eje de la presa (paralelo al eje del río) además de una amplificación en la señal de roca a cresta de la presa.

Figura 44

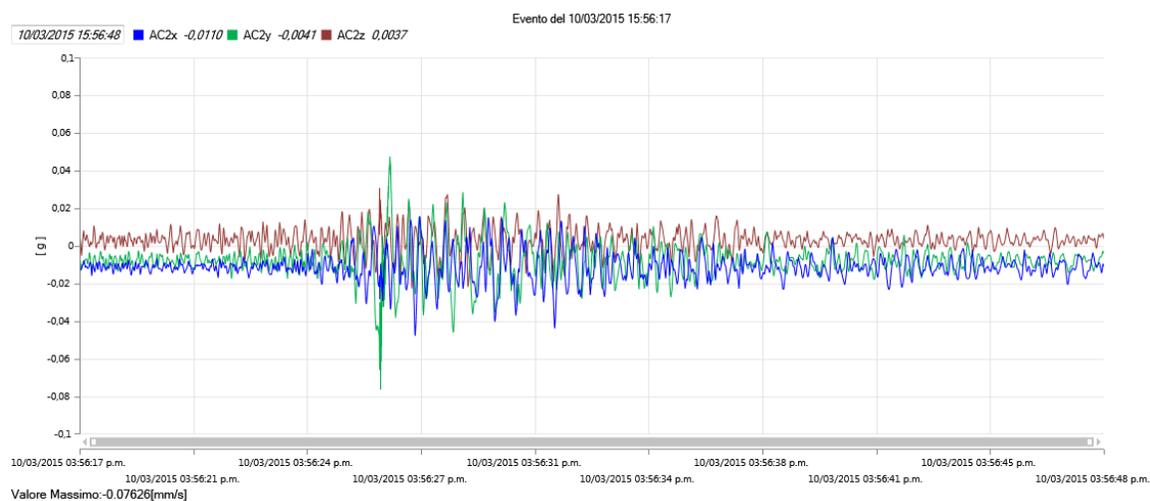
Aceleración Registrada En Acelerómetro - AC1 (Cresta De La Presa)



Nota. Extractado de software Galemys - Sistema de Instrumentación Central Sogamoso

Figura 45

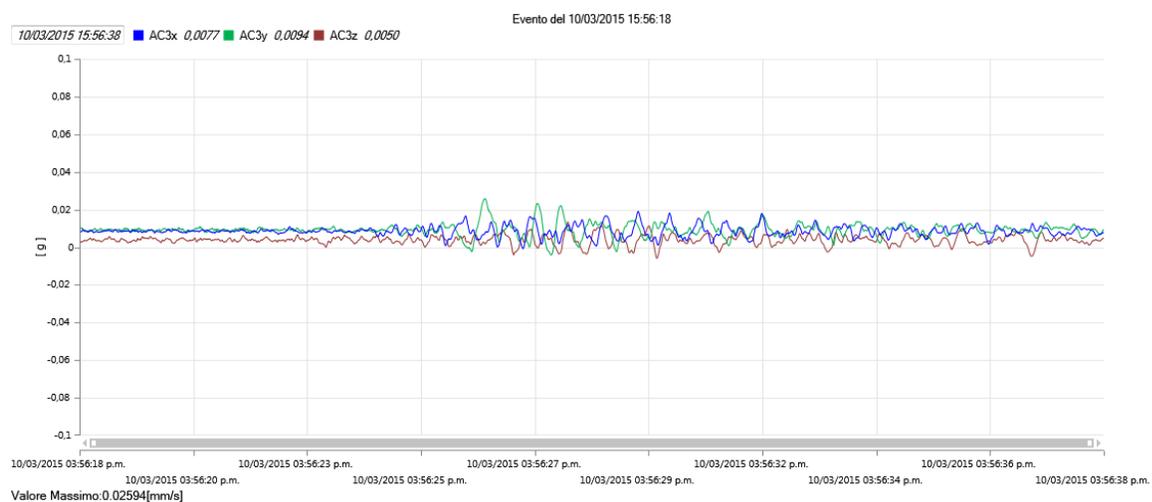
Aceleración Registrada En Acelerómetro - AC2 (Altura Media De La Presa)



Nota. Extractado de software Galemys - Sistema de Instrumentación Central Sogamoso

Figura 46

Aceleración Registrada En Acelerómetro – AC3 (En Roca)



Nota. Extractado de software Galemys - Sistema de Instrumentación Central Sogamoso

5. MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN

El análisis sísmico de la presa Latora se llevó a cabo mediante el software PLAXIS 2D, programa de elementos finitos bidimensionales diseñado para la realización de análisis de deformación, estabilidad y flujo para problemas geotécnicos.

El software ofrece la posibilidad además de realizar análisis de consolidación, de factores de seguridad y para la versión CONNECT EDITION V21.00 análisis térmicos y dinámicos; siendo este último el módulo de interés para el presente estudio.

Se destaca que PLAXIS 2D permite la implementación de diferentes tipos de materiales y modelos constitutivos contemplando desde roca y suelos, hasta materiales como el concreto, acero y geotextiles.

Para mayor información acerca de las características, desarrollo y alcances del software se sugiere revisar sus manuales:

- Manual de información general.
- Manual tutorial.
- Manual de referencia.
- Manual de Modelos de Materiales.
- Manual Científico.

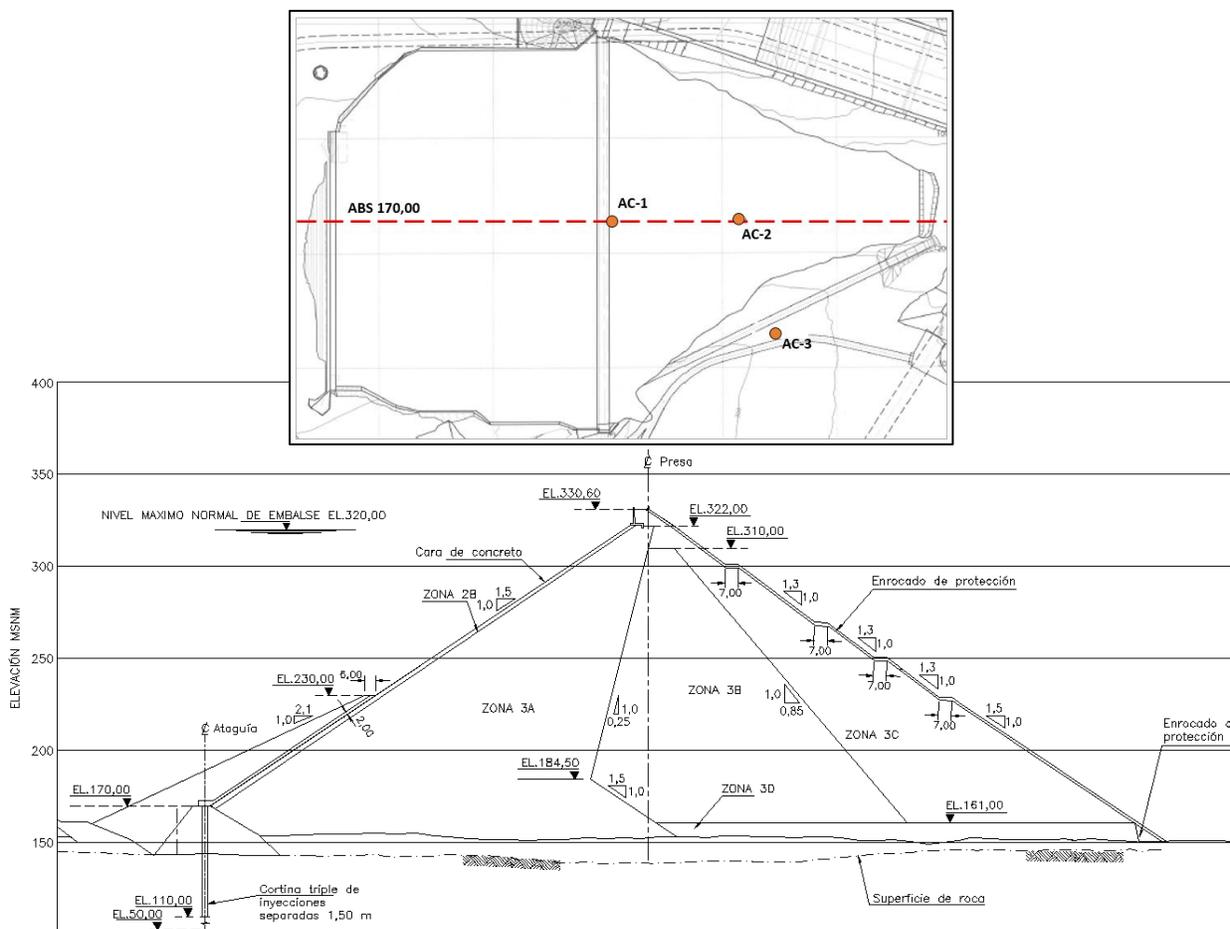
5.1. Modelo inicial. Modelo base

Dado que se realizará una modelación 2D se procede a definir la sección a modelar. La sección elegida dependerá de la localización de los acelerógrafos de la presa.

Teniendo en cuenta la localización de los acelerógrafos que miden la respuesta de los llenos de la presa, se selecciona la sección Abscisa 170,50 para la ejecución del modelo. En la Figura 47 se presenta la localización de los acelerómetros respecto a la sección seleccionada y el corte por esta.

Figura 47

Abscisa Seleccionada Para La Elaboración De Modelo 2D



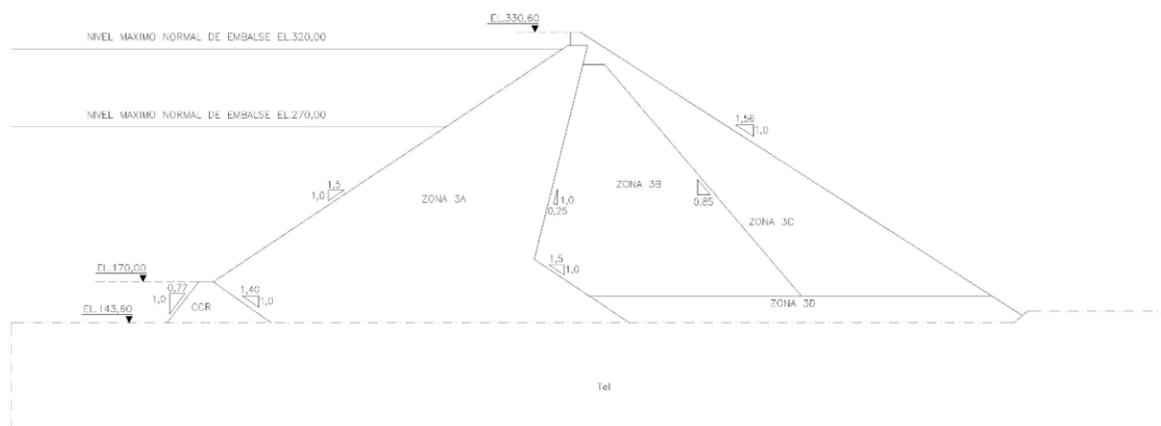
Nota. Adaptado de INGETEC I&D S.A. (2015).

5.1.1. Geometría del modelo en PLAXIS 2D.

Para la elaboración del modelo en PLAXIS 2D se procedió a realizar una simplificación de la geometría de la presa como se muestra en la Figura 48:

Figura 48

Geometría Simplificada Para La Elaboración De Modelo 2D



- **Zona aguas arriba:**

Se conforma talud 1,5 H: 1,0 V definiendo la cara de concreto como un elemento tipo PLATE conectado a la ataguía mediante un plinto definido como elemento tipo PLATE. El bordillo de concreto será representado como una interfaz de contacto cara de concreto – lleno Zona 3A.

La ataguía en CCR se modela respetando el talud aguas arriba y definiendo un solo talud aguas abajo respetando las dimensiones máximas de fundación y corona.

Para el muro parapeto se resuelve la materialización como un elemento tipo PLATE definido como base o zapata y vástago o muro hasta la altura máxima del lleno.

- **Cuerpo de la presa:**

Dada la funcionalidad de los diferentes llenos y su “volumen” en la sección se define la materialización de los llenos 3A, 3B, 3C Y 3D respetando su geometría. Las zonas 2A y 2B no se

tuvieron en cuenta dado que no representan zonas lo suficientemente grandes para determinar el comportamiento sísmico.

- **Zona aguas abajo:**

Se define un solo talud respetando las dimensiones máximas de fundación y corona, y sin materializar el enrocado de protección dada su esbeltez (espesor de 2,00 m).

- **Zona de fundación:**

Sí bien se tiene en la zona del cuerpo de presa (rellenos) un espesor de depósitos de coluvión (Qta) y material aluvial (Qal), se define no tener en cuenta dado que no se tiene caracterización de dichos materiales además de conceptuar que, dado sus menores espesores respecto a los llenos del cuerpo de la presa no tendrían una influencia importante en el análisis dinámico.

Finalmente se definió conformar la fundación como un solo material (Formación La Paz) sin discriminar los miembros de esta, estableciendo la línea de fundación como el promedio de las cotas superiores de la Formación La Paz, proyectando los diferentes llenos sobre la capa de depósitos de coluvión (Qta) y material aluvial (Qal), que no fueron representados.

5.1.2. Modelos constitutivos.

Para la modelación en PLAXIS 2D se identificaron dos modelos constitutivos:

5.1.2.1. Llenos de la presa y fundación.

El modelo *Mohr-Coulomb* fue utilizado para representar el comportamiento de los geomateriales. El modelo incluye cinco parámetros: módulo de Young, E , el coeficiente de Poisson, ν , la cohesión, c , el ángulo de fricción, ϕ , y el ángulo de dilatancia, ψ .

5.1.2.2. *Concreto hidráulico (cara de concreto, plinto y muro parapeto), concreto compactado con rodillo (CCR) y bordillo.*

El concreto se idealizó mediante un modelo *Elástico – lineal*. Este modelo representa la ley de Hooke de elasticidad isótropa e incluye dos parámetros de rigidez elástica: el módulo de Young, E , y el coeficiente de Poisson, ν .

Dada su esbeltez la cara de concreto, el plinto y el muro parapeto se definieron en PLAXIS como elementos tipo PLATE (PLACA).

En cuanto al modelamiento del bordillo de concreto se definió su comportamiento como una interfaz, aspecto que será tratado líneas abajo.

5.1.2.3. *Interfaces.*

En la interacción suelo – estructura, puede ocurrir movimientos relativos de la estructura respecto al suelo. Para modelar este comportamiento PLAXIS permite incorporar elementos tipo *Interfaz*. Para el modelo se consideran las siguientes interfaces: interface fundación – llenos, bordillo - cara de concreto, bordillo – llenos, ataguía en CCR – llenos y muro parapeto – llenos.

- **Interface: Fundación – llenos**

Se asume rígida toda vez que se considera despreciable el desplazamiento relativo entre las dos superficies (llenos – fundación).

- **Interface: Cara de concreto – bordillo**

Se identifica una diferencia de compatibilidad en las deformaciones entre la cara de concreto y el muro bordillo (íntimamente ligado al desplazamiento de los llenos), por lo cual se consideró un valor de 0.85 para el coeficiente de fricción ($\tan \delta$). Este valor está basado en recomendaciones de la ACI para el coeficiente de fricción entre concreto y concreto de bajo peso específico, lo cual aplica a las características el bordillo (ACI, 1989).

- **Interface: Bordillo – llenos**

Dada la metodología de construcción de los bordillos; trabado con los llenos, se considera la interacción bordillo – llenos como rugosa, es decir se considera despreciable el desplazamiento relativo de las dos superficies (bordillo – llenos).

- **Interface: Ataguía en CCR – llenos**

Al igual que los bordillos debido a la metodología de construcción de las capas de la ataguía; trabado con los llenos, se considera la interacción bordillo – llenos como rugosa, es decir se considera despreciable el desplazamiento relativo de las dos superficies (bordillo – llenos).

- **Interface: Muro parapeto – llenos**

Se identifica una diferencia en la compatibilidad en las deformaciones entre el concreto y los llenos por lo cual se considera una resistencia de 2/3 de acuerdo a lo sugerido por el *Manual de Referencia* de PLAXIS 2D.

5.1.3. Propiedades mecánicas de los materiales.

5.1.3.1. Propiedades elementos tipo Soils and Interfaces.

Se determinan las propiedades y parámetros requeridos por PLAXIS 2D para el modelo Mohr-Coulomb. Los parámetros por utilizar son los relacionados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** (sección 3.4.1 Modelo Constitutivo Mohr Coulomb).

- **Peso específico saturado (γ_{sat}) y no saturado (γ_{unsat})**

El peso específico no saturado para las zonas 3A, 3B y 3C se determinó como el resultado promedio de los ensayos de densidad de campo (Ver 4.3.2.2 Densidad In Situ). Para la

zona 3D se tomó el valor relacionado por Bundhu, M (2000) en la Tabla A.1; y para la formación La Paz el resultado de los ensayos presentados por ISAGEN (2008).

En cuanto al CCR (Concreto compactado con Rodillo) se tomó el valor adoptado en ISAGEN (2008).

Finalmente, el valor de los pesos específicos saturados fue asumido como $2,0 \text{ kn/m}^3$ por encima de los pesos no saturados, a excepción de la zona 3D que conserva el mismo valor dada su granulometría y el CCR que se considera un material no poroso.

- **Permeabilidad (K_x y K_y)**

Para las zonas 3A, 3B y 3C se tomó el resultado promedio de los ensayos de permeabilidad en apique (Ver 4.3.2.3 Permeabilidad).

Para la zona 3D se tomó el valor asumido en el *Informe Resultados Modelo Numérico de Flujo de aguas Subterráneas de la Presa de Cara de Concreto HIDROGAMOSO – ISAGEN (2015)*, mientras para la formación La Paz se concibió el resultado de los ensayos Lugeon; valores que se presentan de forma general en ISAGEN (2010).

Respecto al CCR al considerarse un elemento no poroso la permeabilidad es nula.

- **Módulo de Young (E_{ref})**

Para las zonas 3A, 3B y 3C se toman los resultados de los ensayos de placa realizados durante construcción. La zona 3D dado que no se cuenta con información de ensayos se asumió un valor típico de acuerdo a referencias bibliográficas.

Finalmente, para el CCR se adoptan los valores especificados en ISAGEN (2008).

- **Relación de Poisson (ν)**

Para las zonas 3A, 3B y 3C se toman los valores asumidos para el cálculo del módulo de Young en los ensayos de placa. El 3D se asumió un valor típico de acuerdo a referencias bibliográficas. Para la formación La Paz se tomó el valor adoptado por Rodríguez G., E., Sierra T., C. E., & Villarraga H., M. R. (1984) y para el CCR el valor típico que se encuentra entre 0,17 y 0,22.

- **Cohesión (c)**

Los materiales de las zonas 3A, 3B, 3C y 3D son materiales de tipo granular luego no exhiben cohesión sin embargo PLAXIS 2D recomienda estipular un mínimo de 0,2 kPa para que el software no tenga problema de convergencia. Así las cosas, se asume 1 kN/m² para todas las zonas.

Respecto a la formación La Paz se estimó la cohesión mediante el software RockLab, a partir de los resultados de los ensayos presentados en ISAGEN (2008) – Ensayos de carga puntual, esfuerzo a la compresión uniaxial de roca intacta, clasificación GSI; etc.-

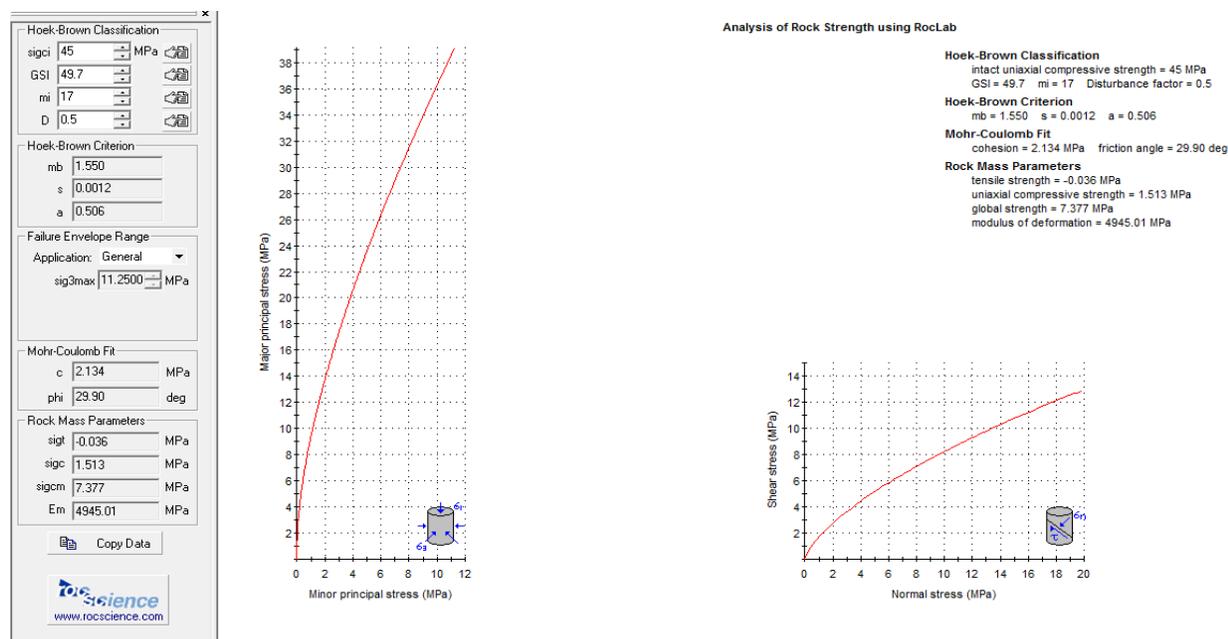
- **Ángulo de fricción (ϕ)**

Para los materiales 3A, 3B, 3C y 3D se toman los valores asumidos para diseño geotécnico de la presa presentado en ISAGEN (2008).

El valor para la formación La Paz como se indicó para su cohesión se evaluó mediante el software RockLab. Ver Figura 49.

Figura 49

Definición de parámetros geotécnicos para la formación La Paz



Nota. Extractado de RockLab (2004).

- **Ángulo de dilatación (Ψ)**

Dado que no se cuenta con la información necesaria para su definición se asumió para todos los materiales como $\Psi = \phi - 30^\circ$.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se resumen los parámetros y propiedades a incluir en el módulo de PLAXIS.

5.1.3.2. *Propiedades elementos tipo Plate.*

Todos los elementos tipo plate del modelo refieren a elementos de concreto de 21 MPa de resistencia de diseño.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se resumen los parámetros y propiedades a incluir en el módulo de PLAXIS.

Tabla 11

Parámetros Y Propiedades Geotécnicas Definidas Para Cada Uno De Los Materiales A Incluir En PLAXIS 2D

MATERIAL	MODELO	TIPO	γ_{unsat}	γ_{sat}	Permeabilidad		E_{ref}	ν	C_{ref}	ϕ	ψ	K0
			kN/m ³	kN/m ³	Kx y Ky							
					m/día	kN/m ²			°	°		
3A	Mohr-Coulomb	Drenado	25,0 ⁽¹⁾	27,0	81,48 ⁽¹⁾	146800 ⁽¹⁾	0,35 ⁽²⁾	1 ⁽⁴⁾	36,0 ⁽⁵⁾	6,0 ⁽⁶⁾	0,41 ⁽⁷⁾	
3B	Mohr-Coulomb	Drenado	24,4 ⁽¹⁾	26,4	64,97 ⁽¹⁾	85900 ⁽¹⁾	0,35 ⁽²⁾	1 ⁽⁴⁾	36,0 ⁽⁵⁾	6,0 ⁽⁶⁾	0,41 ⁽⁷⁾	
3C	Mohr-Coulomb	Drenado	25,3 ⁽¹⁾	27,3	124,42 ⁽¹⁾	149800 ⁽¹⁾	0,35 ⁽²⁾	1 ⁽⁴⁾	36,0 ⁽⁵⁾	6,0 ⁽⁶⁾	0,41 ⁽⁷⁾	
3D	Mohr-Coulomb	Drenado	22,0 ⁽⁸⁾	22,0	4320,00 ⁽³⁾	120000 ⁽⁹⁾	0,25 ⁽⁹⁾	1 ⁽⁴⁾	36,0 ⁽⁵⁾	6,0 ⁽⁶⁾	0,41 ⁽⁷⁾	
Tel	Mohr-Coulomb	Drenado	24,5 ⁽¹⁰⁾	26,5	0,011 ⁽³⁾⁽¹⁰⁾	5x10 ⁶ ⁽¹¹⁾	0,25 ⁽¹¹⁾	2134 ⁽¹²⁾	29,9 ⁽¹²⁾	0,0 ⁽⁶⁾	0,50 ⁽⁷⁾	
CCR	Elástico - lineal	No poroso	24,4 ⁽¹³⁾	N/A	0,00	1,6x10 ⁷ ⁽¹³⁾	0.20 ⁽¹⁴⁾	N/A	N/A	N/A	1	

Nota.

- (1) Resultados de ensayos. Tomado de Informes Finales de Construcción. Central hidroeléctrica Sogamoso – ISAGEN. (2015).
- (2) Valor asumido en la Ecuación de Boussinesq para la ejecución de los ensayos de placa. Tomado de Informes Finales de Construcción. Central hidroeléctrica Sogamoso – ISAGEN (2015).
- (3) Asumido en Informe Resultados Modelo Numérico de Flujo de aguas Subterráneas de la Presa de Cara de Concreto HIDROSOGAMOSO – ISAGEN (2015).
- (4) Recomendación ofrecida PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. Reference Manual. Para suelos granulares $c > 0,2\text{kPa}$.
- (5) Asumido en Memorando de Revisión del Diseño Geotécnico de la Presa y Obras Anexas – ISAGEN (2008).
- (6) Asumido como $\psi = \phi - 30^\circ$
- (7) Basado en fórmula de Jaky ($K0 = 1 - \sin \phi$).
- (8) Tomado de TABLA A.1 de Soil Mechanics and Foundations – Budhu, M. (2000).
- (9) Asumido por el autor.
- (10) Resultado de ensayos. Tomado de Memorando de Revisión del Diseño Geotécnico de la Presa y Obras Anexas – ISAGEN (2008).
- (11) Tomado de Análisis Dinámico de Presas térreas – M. Villarraga, E. Rodríguez y C. Sierra
- (12) Calculado mediante RockLab a partir de los valores de ensayos en Revisión del Diseño Geotécnico de la Presa y Obras Anexas – ISAGEN (2008).
- (13) Tomado de Informes Finales de diseño Geotécnico de la Presa y Obras Anexas – Rev. 0. (2008). $E = 16\text{ GPa}$.
- (14) Valor típico para Concretos Compactados con Rodillo (CCR). $\nu = 0,17 - 0,22$.

Tabla 12

Parámetros Y Propiedades Definidas Para Elementos Tipo PLATE A Incluir En PLAXIS 2D

MATERIAL	MODELO	ISOTROPIC O	E kN/m ²	A m ²	I m ⁴	EA kN/m	EI kN m ² /m	w kN/m/m	v
MURO / VÁSTAGO	Elástico	Si	2,0x10 ⁽¹⁾	5,85	0,31	1,17x10	6,20x10	18,47	0,2
ZAPATA / BASE	Elástico	Si	2,0x10 ⁽¹⁾	7,00	0,58	1,40x10	1,17x10	24,00	0,2
CARA DE CONCRETO	Elástico	Si	2,0x10 ⁽¹⁾	143,19	3,87	2,87x10	7,74x10	12,60	0,2
PLINTO	Elástico	Si	2,0x10 ⁽¹⁾	5,75	0,46	1,15x10	9,20x10	22,26	0,2

Nota.

- (1) *Tomado de Informes Finales de diseño Geotécnico de la Presa y Obras Anexas – Rev. 0. (2008). E = 16 GPa.*
- (2) *Valor típico para Concreto Convencional $f'c = 21$ MPa a los 28 días. Según NSR10 $E (MPa) = 4700 \cdot \sqrt{f'c}$*

5.1.4. Escenario de análisis. Presa sin embalse.

Se define realizar la primera aproximación del modelo teniendo en cuenta la presa sin carga del embalse; es decir simulando la etapa de construcción de esta sin entrada a operación de la central.

5.1.4.1. Análisis Estático.

Con el fin de eliminar en PLAXIS el asentamiento “instantáneo” acumulado ocasionado durante construcción (duración 5 años), se recurrió a la creación de las siguientes fases indicando para cada uno el reinicio de los asentamientos:

- **FASE 1. Ataguía**

Se establece la inclusión de la ataguía sobre la fundación y el plinto.

- **FASE 2. Llenos 1ª etapa**

Se incluye la construcción de la zona 3D (drenaje) y los llenos del cuerpo de la presa (3A, 3B y 3C) hasta la elevación **208,00** m.s.n.m.

- **FASE 3. Llenos 2ª etapa**

Se continúan con los llenos del cuerpo de la presa (3A, 3B y 3C) hasta la elevación **270,00** m.s.n.m.

- **FASE 4. Llenos 3ª etapa**

Se suman los llenos del cuerpo de la presa (3A, 3B y 3C) hasta la elevación **322,00** m.s.n.m.

- **FASE 5. Cara de Concreto y muro**

Se incluyen la totalidad de la cara de concreto (desde la ataguía en CCR hasta la elevación 322,00 m.s.n.m), activando las respectivas interfaces y el muro parapeto (base y vástago).

- **FASE 6. Llenos 4ª etapa**

Etapa final en la que se incluyen los llenos hasta la cresta de la presa. El. **330,60** msnm y se activan las interfaces referidas el muro parapeto.

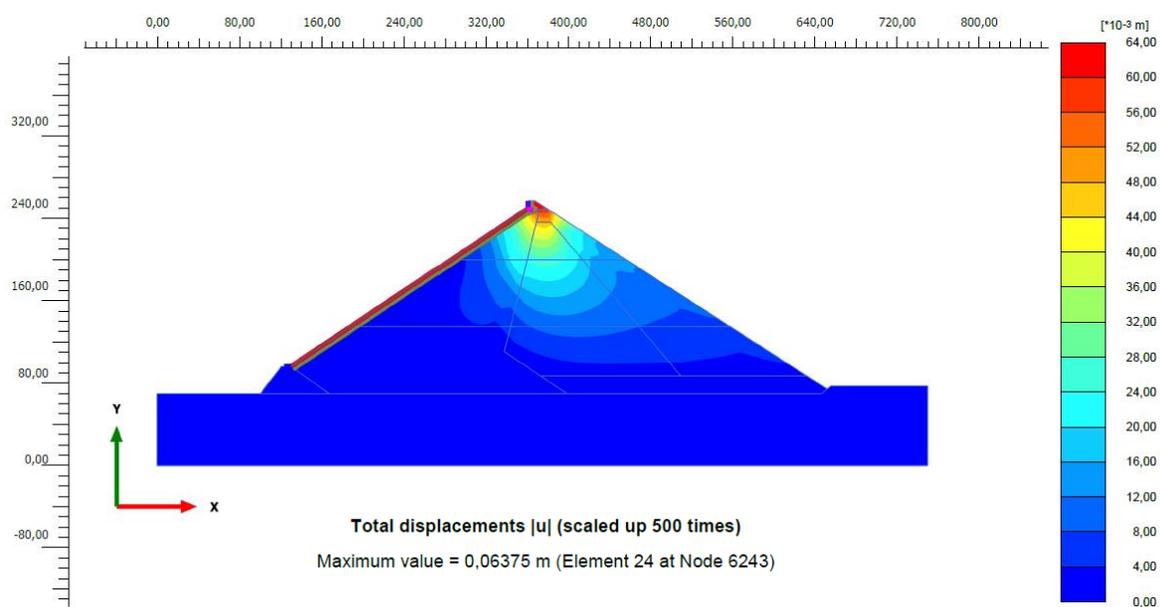
5.1.4.1.1 Análisis de resultados

- **Desplazamientos**

En la Figura 50 se muestran los desplazamientos de la última fase de construcción (Fase 5) evidenciándose como es de esperarse los mayores desplazamientos en los llenos referidos a esta fase (El. 322,00 a 330,60), mientras los llenos de las demás fases se encuentran relativamente estables.

Figura 50

Desplazamientos Totales



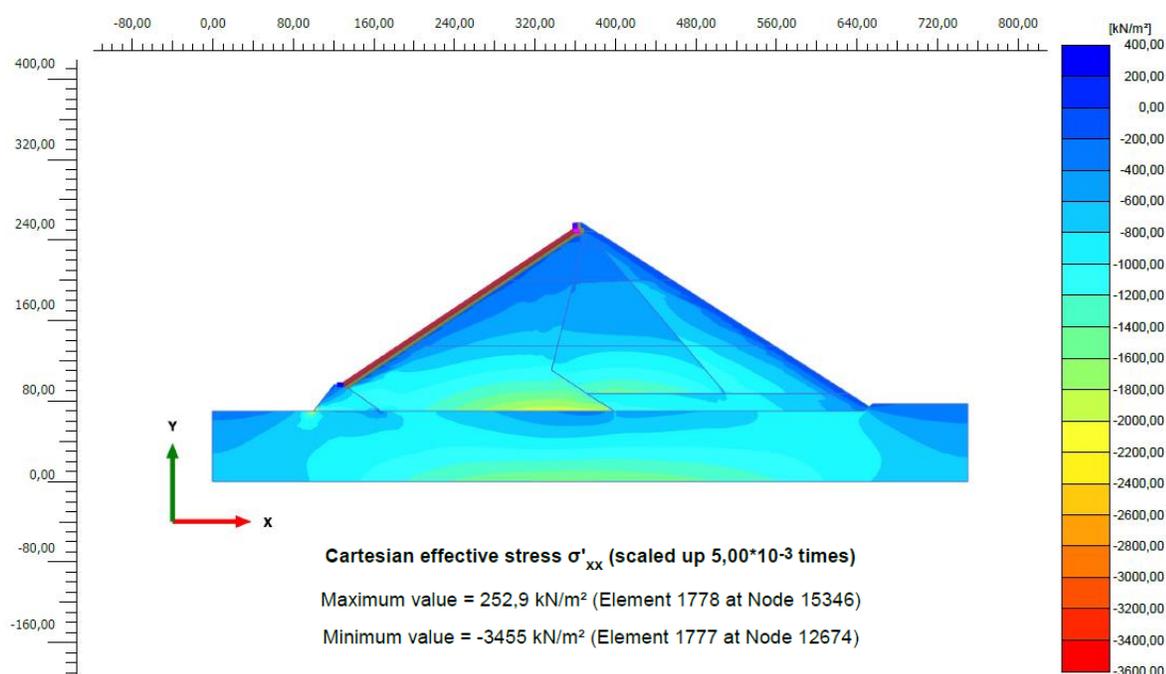
Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

- **Esfuerzos efectivos**

En la Figura 51 y Figura 52 se muestran los esfuerzos efectivos que son los mismos que los esfuerzos totales dado que, como se anunció con anterioridad; en esta primera etapa el análisis estático no contemplo niveles freáticos ni niveles de embalse.

Figura 51

Esfuerzos Efectivos En Sentido XX

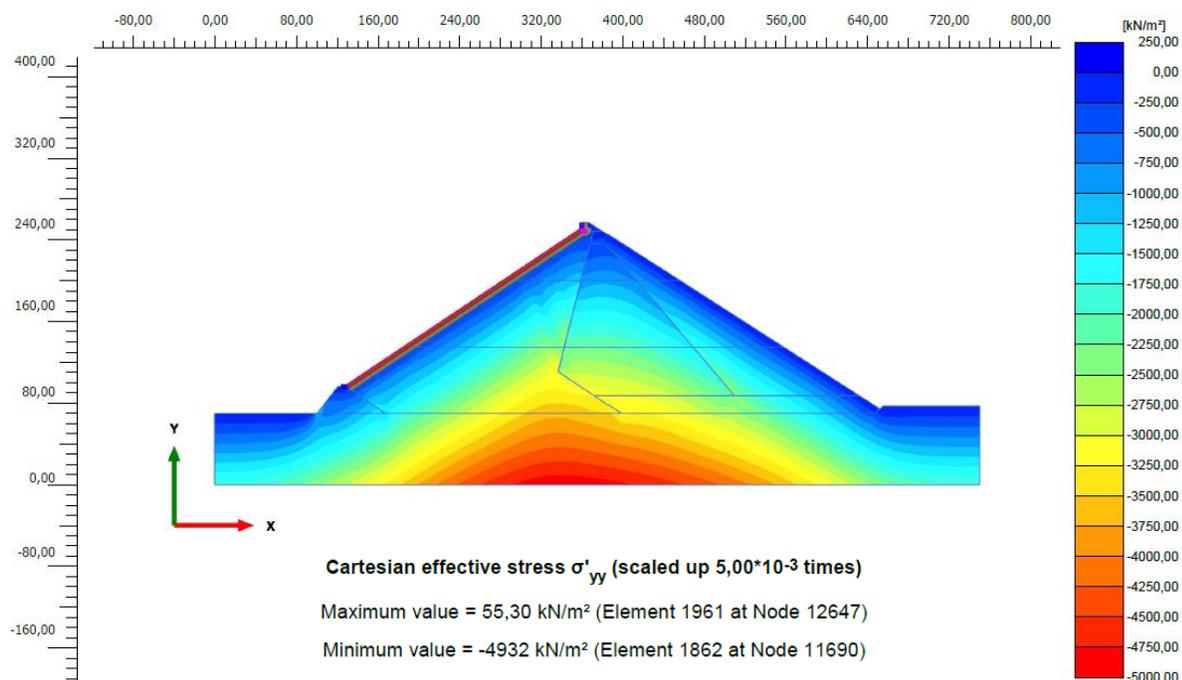


Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

En sentido XX se muestran los mayores esfuerzos a compresión en el sector aguas arriba de la ataguía (3455 kN/m²) seguido de los sectores localizados en las zonas 3A y 3B, en áreas adyacentes a la formación La Paz (2000 – 2400 kN/m²).

Figura 52

Esfuerzos Efectivos En Sentido YY

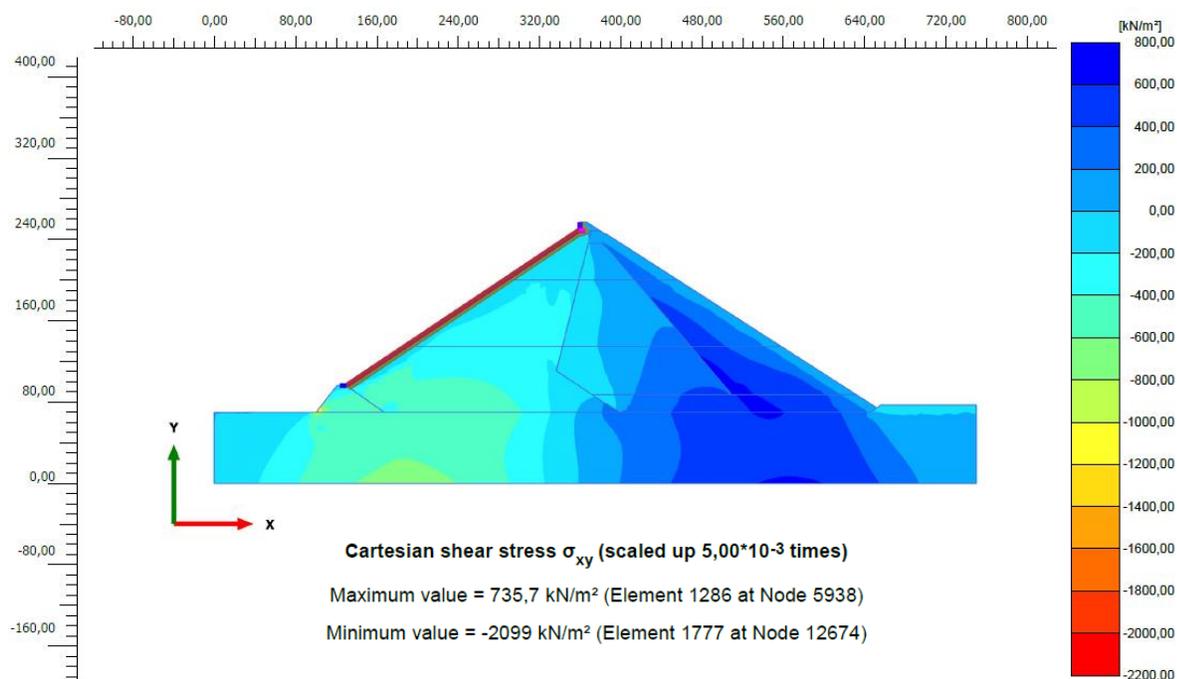


Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

Respecto a los esfuerzos en el sentido Y se evidencian como era de esperarse contornos tipo cebolla con los mayores esfuerzos a compresión localizados en la zona inferior de la formación La Paz, aproximadamente en el eje de la presa; y con esfuerzos menores en el perímetro de esta (cara aguas arriba y aguas abajo).

Los esfuerzos cortantes (Figura 53) se muestran relativamente diferenciados por el eje de presa donde, hacia la zona aguas arriba se concentran esfuerzos cortantes negativos (hasta 2099 kN/m²) y hacia la zona aguas abajo cortantes positivos (hasta 736 kN/m²).

Figura 53

Esfuerzos Efectivos Cortantes

Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

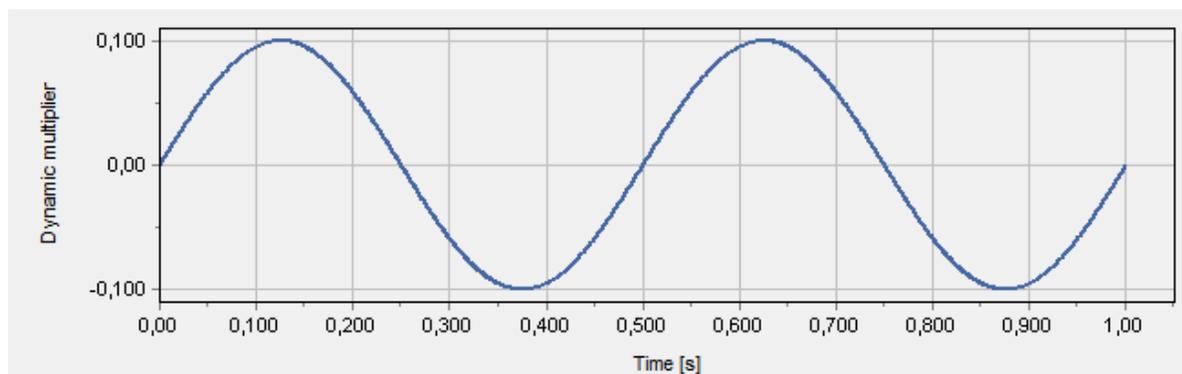
En conclusión, los resultados arrojados por el software permiten indicar que el modelo estático corrió de buena forma evidenciando resultados congruentes y esperados, sin mostrar problemas o fallos por asentamiento y/o desplazamientos excesivos.

5.1.4.2. Análisis dinámico.

Evidenciando que el análisis estático de la presa Latorra fue satisfactorio se definió continuar con la revisión del comportamiento del modelo ante una carga dinámica artificial. Para esto se contempló la ejecución de una carga con las siguientes características (Ver Figura 54):

Tabla 13*Características Carga Dinámica Artificial*

Tipo de señal	Armónica
Amplitud	0,1 g
Frecuencia	2 Hz
Fase	0,00°
Variable	Aceleración
Tiempo señal	2 s

Figura 54*Carga Dinámica Artificial*

Nota. Tomado de PLAXIS 2D

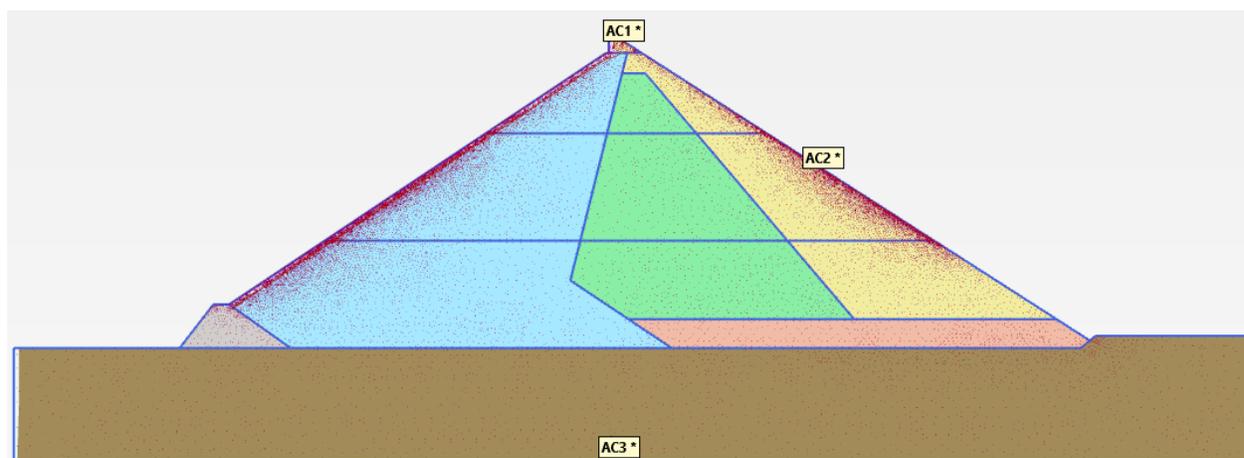
Para evaluar la señal de respuesta de la presa se definieron tres puntos de control de acuerdo con la localización de los acelerómetros que se tiene instalados en la presa.

- **AC1:** Localizado en el espaldón agua abajo de la presa en la elevación 329,03 m.s.n.m.
- **AC2:** Localizado en el espaldón aguas debajo de la presa en la elevación 251,68 m.s.n.m.
- **AC3:** Sí bien este acelerómetro se encuentra localizado en una galería subterránea (elevación 187,21 m.s.n.m.); dado que se considera como el equipo que registra las señales dinámicas en roca, para fines del presente estudio se ubica en el eje de la presa, zona inferior de la roca de fundación (Formación La Paz).

En la Figura 55 se esquematiza la localización de los puntos de control establecidos para la evaluación del modelo).

Figura 55

Localización puntos de control en modelo



Nota. Tomado de PLAXIS 2D

5.1.4.2.1 Análisis de resultados

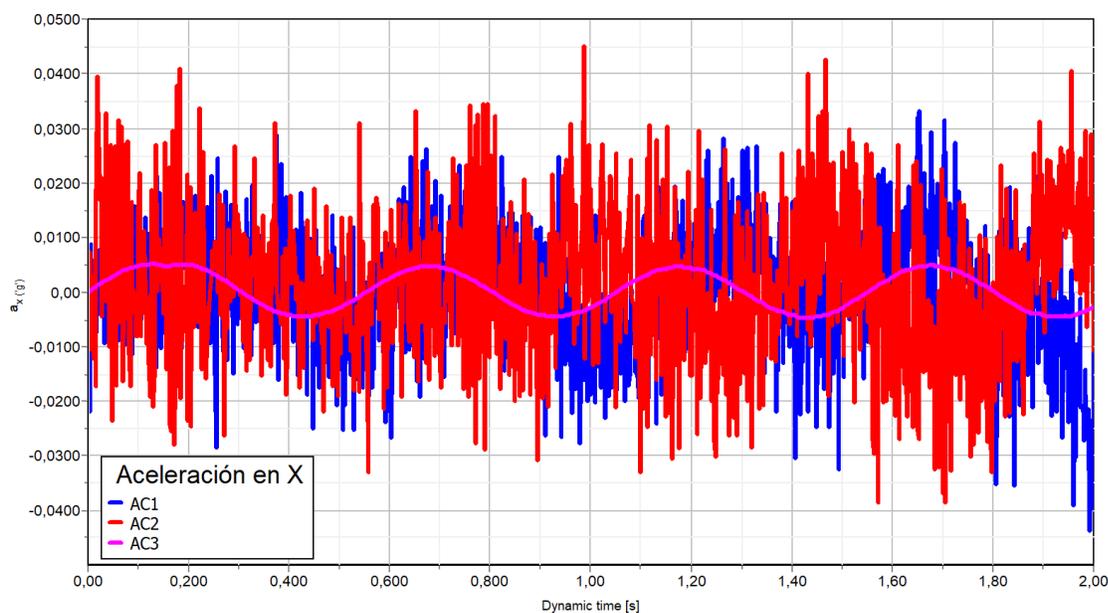
- **Aceleración**

El registro de aceleraciones (Figura 56) indica valores máximos absolutos cercanos para los puntos AC1 y AC2 siendo más claro el crecimiento en el tiempo para el AC2 alcanzado su mayor valor (-0,045 g) a los 2 segundos.

No se puede evidenciar una amplificación de las aceleraciones entre el AC2 y AC3 mostrándose en amplitud prácticamente iguales.

Figura 56

Registro De Aceleraciones



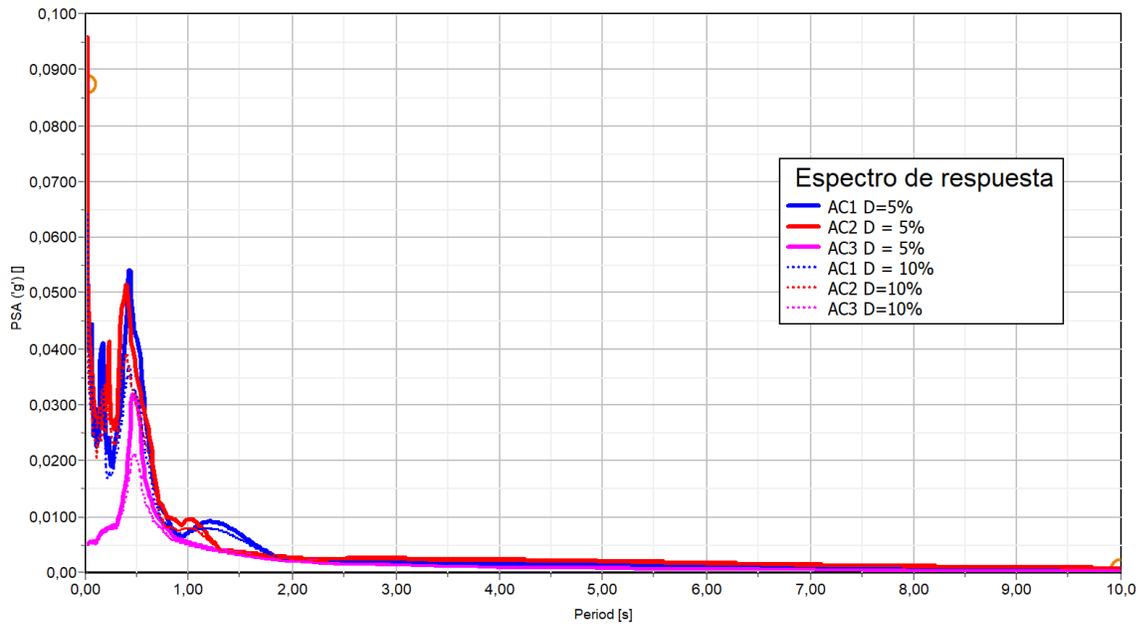
Nota. Tomado de PLAXIS 2D

- **Espectro de Respuesta**

Revisada la Figura 57, para los diferentes puntos de control se evidencia el período fundamental en, alrededor de 0,5 s con amplitudes en aceleración muy parecidas para AC1 y AC2 (0,054 g para una amortiguación de 5%) y menor para AC3 (0,032 g). Como se mencionó líneas arriba no se evidencia una amplificación de la onda dinámica entre el AC2y AC3; localizados en mitad de presa y la cresta, respectivamente.

Figura 57

Espectro De Respuesta



Nota. Tomado de PLAXIS 2D

5.2. Modelo avanzado. Modelo constitutivo Hardening Soil Small

5.2.1 Geometría del modelo en PLAXIS 2D.

La geometría del modelo utilizado para esta modelación es la misma que la indicada en el modelo base. Ver sección 5.1.1.

5.2.2 Modelos constitutivos.

Se identifican tres modelos constitutivos:

5.2.2.1 Llenos de la presa.

Se definió representar el comportamiento de los llenos de la presa mediante el modelo constitutivo HARDENING SOIL SMALL; el cual se basa en el modelo Hardening Soil agregando la capacidad de considerar el aumento de rigidez cuando las deformaciones son bajas, aspecto que se considera importante para el análisis de problemas dinámicos toda vez que en la zona de deformaciones bajas es donde se propagan las ondas de corte durante un sismo.

El modelo incluye los siguientes parámetros:

- **Rigidez**

E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayo triaxial drenado
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente para carga edométrica primaria
E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga-recarga en ensayo triaxial drenado
m	Potencia de la dependencia tensional de la rigidez

- **Esfuerzo**

c'_{ref}	Cohesión
ϕ'	Ángulo de fricción interna
ψ	Ángulo de dilatación

- **Parámetros avanzados**

ν'_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga - recarga
P_{ref}	Esfuerzo de referencia para las rigideces
K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de tierras

- **Pequeñas deformaciones**

$\gamma_{0.7}$	Nivel de deformación unitaria para el cual G se ha reducido al 70% del valor de G_0 .
G_0^{ref}	Módulo de corte para pequeñas deformaciones

5.2.2.2 Fundación.

Se trata mediante un modelo Mohr- Coulomb con los mismos parámetros presentados en el modelo base.

5.2.2.3 Concreto hidráulico (cara de concreto, plinto y muro parapeto), concreto compactado con rodillo (CCR) y bordillo.

Con respecto al modelo base no se realizan modificaciones manteniendo un modelo *Elástico – lineal* para el concreto con elementos tipo SOIL AND INTERFACES para el CCR y tipo PLATE para la cara de concreto, el plinto y el muro parapeto.

5.2.2.4 Interfaces.

Se trataron de la misma forma que en la definida para el modelo base.

5.2.3 Propiedades mecánicas de los materiales.

5.2.3.1 Propiedades elementos tipo Soils and Interfaces.

A continuación, se describen los parámetros adicionales requeridos por PLAXIS 2D para el modelo HS-Small. Los parámetros por utilizar se relacionaron en la sección 3.4.2 Modelo Hardening-Soil y 3.4.3 Modelos HS-Small del capítulo 3.4 Modelos constitutivos de los suelos.

- **Rigidez secante en ensayo de carga triaxial (E_{50}^{ref})**

Dado que no se cuenta con información de ensayos de carga triaxial se asume la rigidez secante como el valor del módulo de Young de los ensayos de placa.

Tabla 14

Módulos De Rigidez Secante Por Zona De Llenos

Zona	E_{50}^{ref} (kN/m ²)
3A	146800
3B	85900
3C	149800

- **Rigidez tangente en ensayo edométrico (E_{oed}^{ref}) y Rigidez para descarga / recarga (E_{ur}^{ref})**

Al igual que para la rigidez secante, no se cuenta con la información requerida para definir la rigidez secante ni de descarga / recarga; por tanto, se asumen las siguientes relaciones propuestas por Brinkgreve (2010):

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$$

$$E_{ur}^{ref} = 3 * E_{50}^{ref}$$

Tabla 15

Resumen Valores De Módulos De Rigidez Secante, Tangente Y De Descarga / Recarga Por Zona De Llenos

Zona	E_{50}^{ref} (kN/m²)	E_{oed}^{ref} (kN/m²)	E_{ur}^{ref} (kN/m²)
3A	146800	146800	440400
3B	85900	85900	257700
3C	149800	149800	449400

- **Nivel dependencia Rigidez / Esfuerzo (m)**

En Plaxis 2D (2020) Manual de Modelo de Materiales, se indica que se puede adoptar entre 0,5 y 1. Algunos autores recomiendan 1,0 para arcillas blandas y 0,5 para arenas. Para el presente estudio se asumió un valor de 0,5.

- **Velocidad de onda de corte (Vs)**

No se cuenta con información que permita establecer la velocidad de onda de corte por lo que se asume como sigue de acuerdo a la tabla 13.

Tabla 16

Velocidad De Onda De Corte Por Zona De Llenos

Zona	Vs
	(m/s)
3A	300
3B	250
3C	300

Tabla 17

Velocidad Típica De Onda De Corte Por Tipo De Suelo

Soil Type	Mass Density, ρ	Total Unit Weight, γ	Small-strain Shear Wave Velocity, V_s		Initial Shear Modulus, G_{max}	
	kg/m ³	pcf	m/s	ft/s	kPa	psi
Soft Clay	1,600	100	40 – 90	130 – 300	2,600 – 13,000	400 – 2,000
Stiff Clay	1,680	105	65 – 140	210 – 500	7,000 – 33,000	1000 – 5,700
Loose Sand	1,680	105	130 – 280	420 – 920	28,400 – 131,700	4,000 – 19,200
Dense Sand and Gravel	1,760	110	200 - 410	650 – 1,350	70,400 – 300,000	10,000 – 43,300
Residual Soil (PWR, IGM)	2,000	125	300 - 600	1,000 – 2,000	180,000 – 720,000	27,000 – 108,000
Piedmont Metamorphic and Igneous Rock (Highly – Moderately Weathered)	2,500	155	760 – 3,000	2,500 – 10,000	1,400,00 – 22,500,000	209,000 – 3,400,000
0 <RQD < 50			600	2,000		
RQD = 65 ⁽¹⁾			760	2,500		
RQD = 80 ⁽¹⁾			1,500	5,000		
RQD = 90 ⁽¹⁾			2,500	8,000		
RQD = 100 ⁽¹⁾	3,400	11,000				
Basement Rock (Moderately Weathered to Intact)	2,600	165	> 3,400	> 11,000	> 30,000	> 4,300,000

⁽¹⁾ Typical Values, Linear interpolate between RQD values

Nota. Tomado de GEOTECHNICAL DESIGN MANUAL (2010)

- **Modulo Cortante Máximo (G_{max})**

El módulo de cortante máximo se estimó mediante la expresión

$$G_{max} = \rho V_s^2$$

Donde ρ es la densidad del suelo y V_s la velocidad de la onda de corte.

Validando que dicha estimación fuera mayor que el cálculo por módulo por elasticidad

$$G = \frac{E_{ur}^{ref}}{2(1 + \nu'_{ur})}$$

Donde E_{ur}^{ref} es el módulo de rigidez para descarga / recarga y ν'_{ur} el módulo de Poisson.

Tabla 18

Modulo Cortante Máximo Y Modulo Cortante Estimado Por Elasticidad

Zona	G_{max} (kN/m ²)	G (kN/m ²)
3A	229451	163111
3B	155517	95444
3C	232205	166444

- **Modulo Cortante para pequeñas deformaciones (G_0^{ref})**

Se definió mediante la expresión

$$G_0^{ref} = 0.7 * G_{max}$$

Teniendo en cuenta que dicho valor no puede ser menor que el valor calculado por módulo de elasticidad. Esto, por recomendación de PLAXIS 2D.

Tabla 19

Estimación Del Módulo Cortante Para Pequeñas Deformaciones G_0^{ref}

Zona	$0.7 * G_{max}$ (kN/m²)	G (kN/m²)	G_0^{ref} (kN/m²)
3A	162544	163111	163111
3B	108861	95444	108861
3C	162544	166444	166444

- **Deformación cortante al 70% del módulo del cortante ($\gamma_{0.7}$)**

Fue definida a partir de la construcción de las curvas de reducción de modulo cortante de Ishibashi & Zhang (1993), asumiendo para cada una de las zonas un valor nulo de índice de plasticidad (IP) dada su caracterización como materiales granulares y un esfuerzo de confinamiento efectivo (σ'_m) medido en el centroide de la zona.

Las curvas de reducción de módulo cortante se pueden observar en el Anexo E.

Tabla 20*Estimación De La Deformación Cortante $\gamma_{0.7}$*

Zona	$\gamma_{0.7}$
3A	0.00528
3B	0.00528
3C	0.00351

- **Amortiguación (ξ)**

La amortiguación fue calculada mediante la expresión de Ishibashi & Zhang (1993) descrita en la sección 3.5.2

Tabla 21*Estimación De Amortiguación*

Zona	ξ
3A	0.07
3B	0.07
3C	0.07

- **Amortiguación de Rayleigh (α y β)**

Los parámetros α y β se realizó según la sugerencia de Tsai et al. (2014), asumiendo la altura (H) como la medida al centroide del área de la zona y ω_n como $5\omega_m$.

Tabla 22

Estimación De La Amortiguación De Rayleigh (α y β)

Zona	H (m)	T (s)	ω_m (rad/s)	ω_n (rad/s)
3A	89.5	1.19	5.265	26.33
3B	74.5	1.19	5.271	26.36
3C	85.0	1.13	5.54	27.72

Finalmente, en el Anexo E se resumen los parámetros y propiedades a incluir en el módulo de PLAXIS.

5.2.3.2. Propiedades elementos tipo Plate.

Dado que el modelo constitutivo es el mismo del modelo inicial o base, los parámetros son los mismos mostrados en la Tabla 11.

5.2.4. Escenario de análisis. Presa con embalse.

Para el modelo avanzado además de simular la etapa de construcción se añadirán los efectos del nivel del embalse para posteriormente incluir el evento sísmico seleccionado.

5.2.4.1. Análisis Estático.

Se conservan las mismas fases del modelo base adicionando el nivel del embalse en la fase 7.

- **FASE 7. Embalse**

Dado que se desea realizar la modelación dinámica de la presa con el sismo del 10 de marzo de 2015, se procede a validar el nivel del embalse para dicha fecha encontrándose un nivel de 285,80 m.s.n.m. Adicionalmente para el cálculo de flujo y presión de poros se validan los niveles freáticos en el cuerpo de la presa; que son obtenidos gracias al registro de piezómetros de tubo abierto o Casagrande que se encuentran en el eje de la presa (Abscisa 170,00). La localización de los piezómetros se incluye en la Figura 58.

Figura 58

Localización Piezómetros De Observación En La Presa.



Nota. Modificado de INGETEC (2015). Planos As-Built Central Hidroeléctrica Sogamoso

Tabla 23

Niveles Registrados Por Los Piezómetros De La Presa En marzo 10 De 2015.

Piezómetro	Nivel piezométrico (m.s.n.m.)
PO-1	158.83
PO-2	158.73
PO-3	158.32

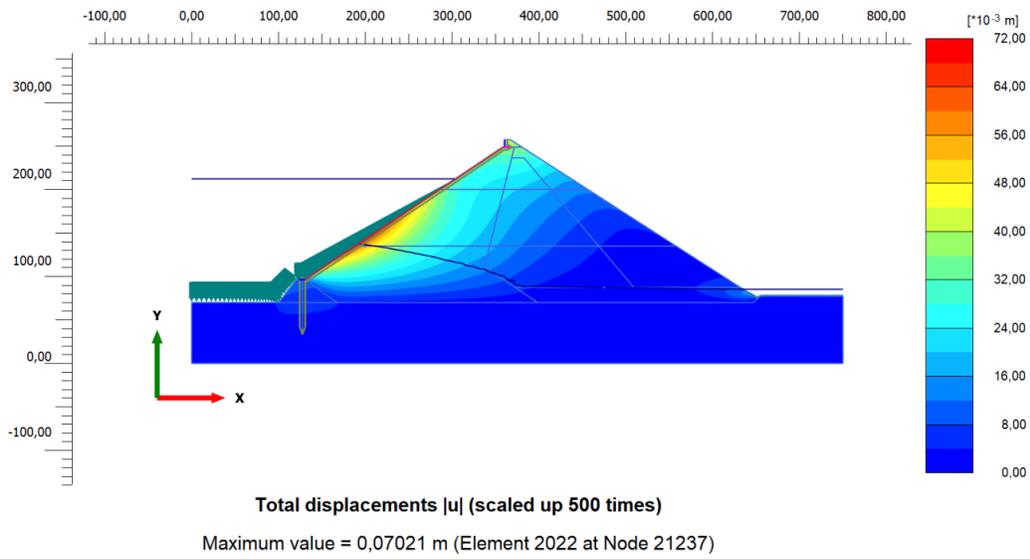
5.2.4.1.1 Análisis de resultados

- **Desplazamientos**

Se evidencian los mayores desplazamientos aguas arriba sobre la cara de concreto en inmediaciones del tercio medio del nivel del embalse disminuyendo hacia la zona inferior de la cara aguas abajo. Ver Figura 59, Figura 60 y Figura 61.

Figura 59

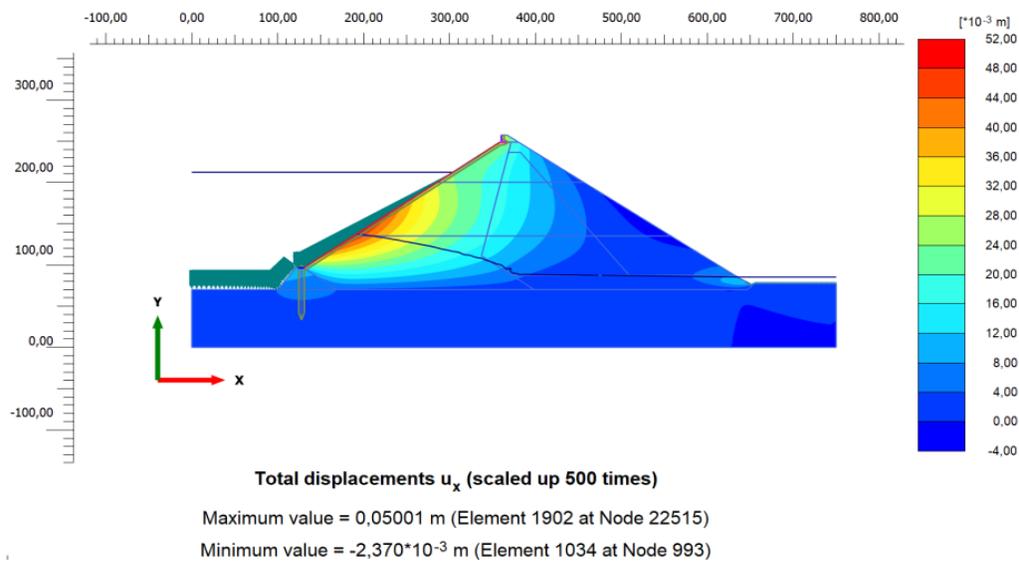
Desplazamientos Totales



Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

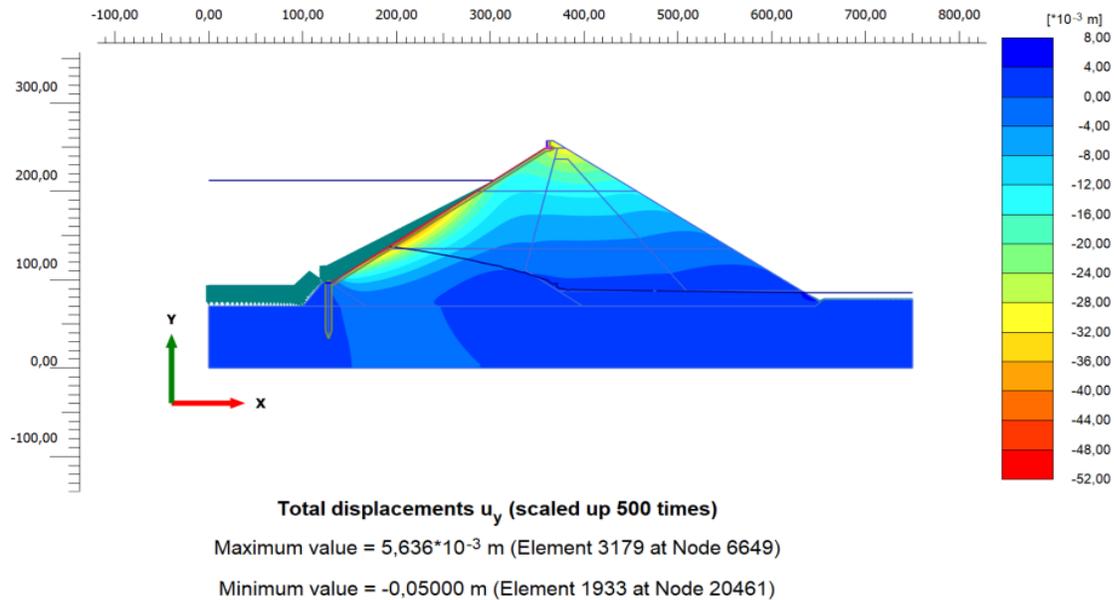
Figura 60

Desplazamientos En Sentido X (Horizontal)



Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

Figura 61

Desplazamientos En Sentido Y (Vertical)

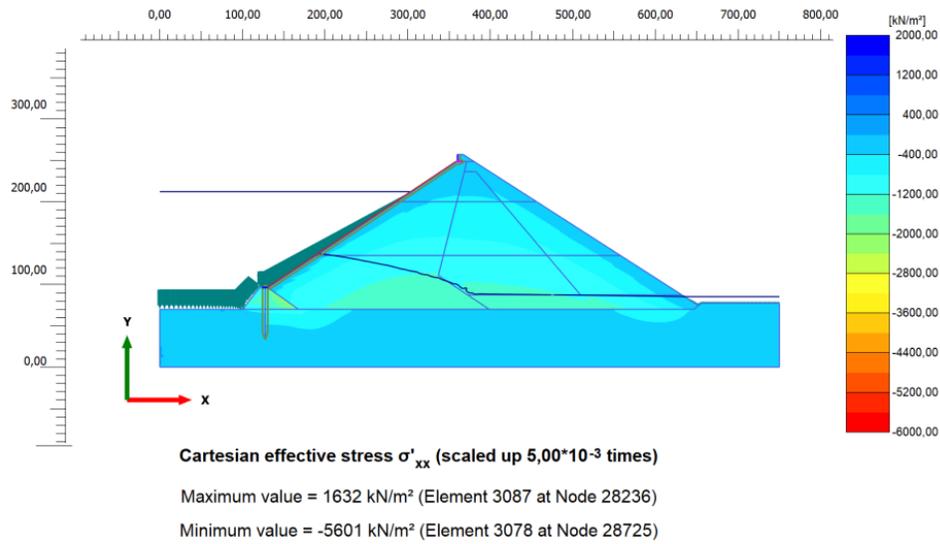
Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

- **Esfuerzos efectivos**

Cómo se observa en la Figura 62 y Figura 63, en términos generales se tienen los mayores esfuerzos sobre la ataguía en CCR en la zona de contacto con la cara de concreto, disminuyendo hacia el cuerpo de la presa. Se aprecia para los esfuerzos en sentido Y en el cuerpo de la presa un esquema tipo cebolla con los mayores esfuerzos hacia el eje de la presa, zona inferior de la formación La Paz; sin embargo hacia la zona aguas arriba con mayores esfuerzos a compresión que los vistos en la zona aguas abajo, esto debido a la influencia del nivel del embalse.

Figura 62

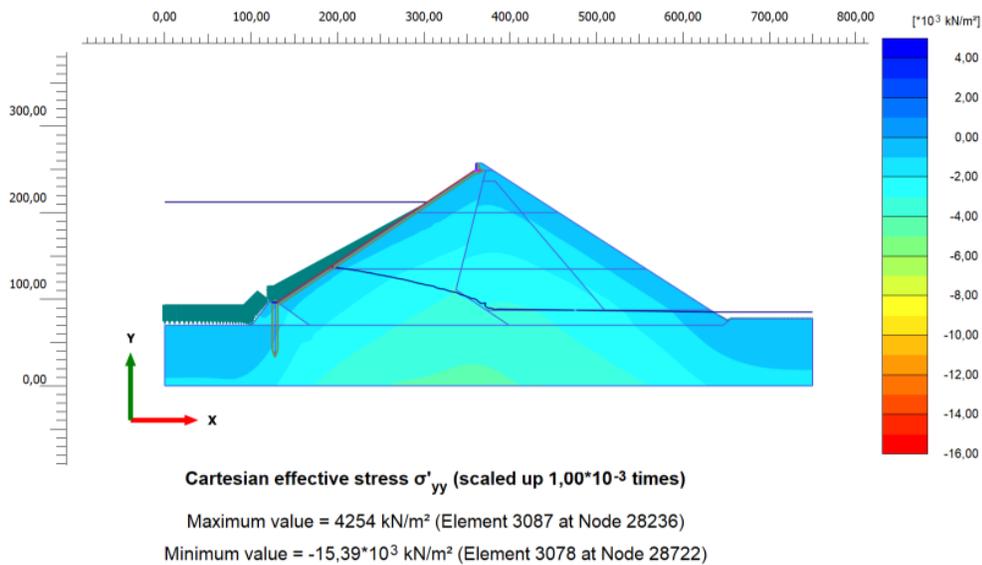
Esfuerzos Efectivos En Sentido XX



Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

Figura 63

Esfuerzos Efectivos En Sentido YY



Nota. Tomado de PLAXIS 2D.

Finalmente, se tiene que los resultados muestran estabilidad en la presa con acción del embalse permitiendo así continuar con el análisis dinámico que es el objetivo del proyecto.

5.2.4.2 Análisis dinámico.

Con el objetivo de calibrar el modelo se recurrirá, cómo se indicó en la sección 4.4.1 al sismo del 10 de marzo de 2015. Para esto se utilizará la componente en sentido Y del evento registrado en roca AC3 (perpendicular al eje de la cresta de la presa); para luego validar y comprobar los resultados con el registro de los acelerómetros localizados a sección media (AC2) y en cresta de la presa (AC1).

Para esto se definieron puntos de control en las mismas localizaciones de los acelerómetros incluyendo, con el objetivo de comprobar el registro de entrada del software, la ubicación del punto de control AC3 en el eje de la presa; zona inferior de la roca de fundación (Formación La Paz). Ver Figura 55 – Sección 5.1.4.2.1

En línea con lo anterior el registro en AC3 fue tratado y depurado (corrección de línea base y delimitación de espacio de tiempo de interés para el estudio) para ser incluido como información de entrada a PLAXIS 2D. En la Figura 64y Figura 65 se muestra el registro corregido.

Figura 64

Registro De Aceleraciones En Roca (AC3) Corregido Y Depurado – Sismo De marzo 10 De 2015.

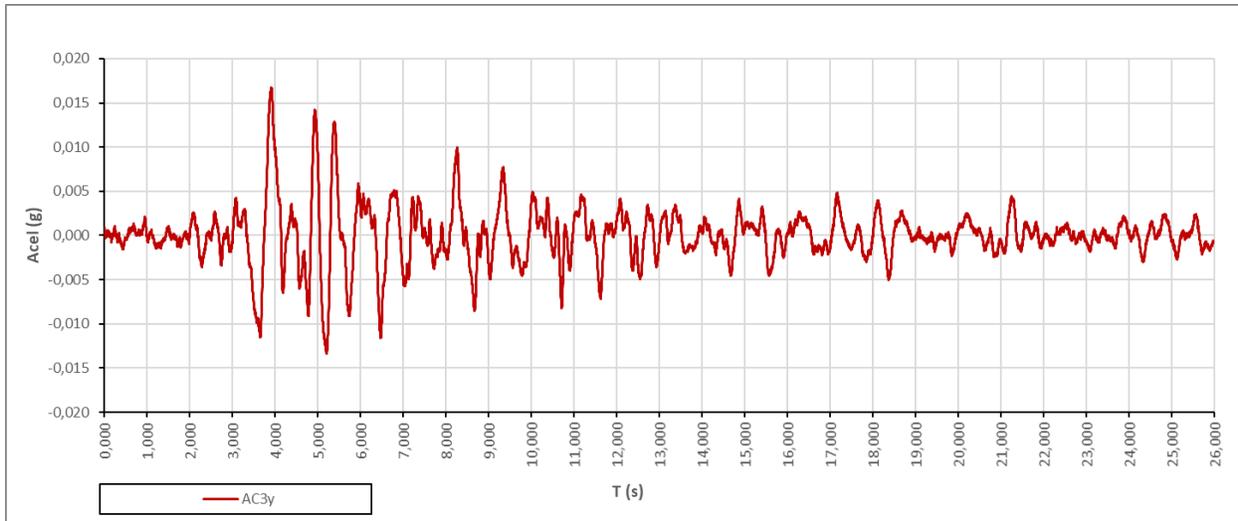
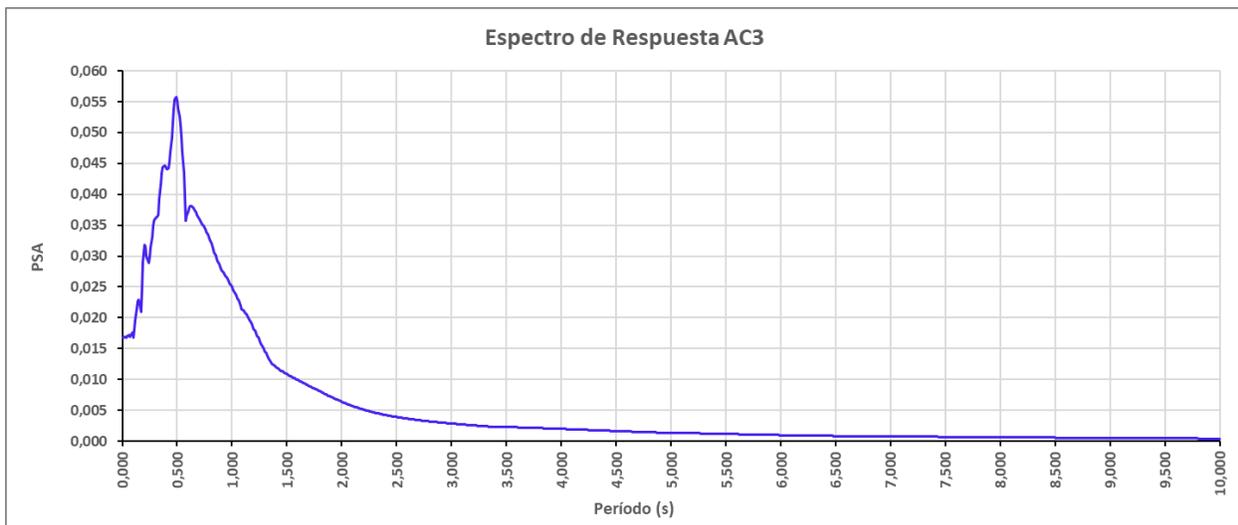


Figura 65

Espectro De Respuesta Registro En Roca (AC3) Corregido Y Depurado – Sismo De marzo 10 De 2015



A continuación, se definió el valor de desplazamiento prescrito en la línea donde se desea incluir el registro sísmico (para el caso la base del modelo). Esto es requerido por el software dado que PLAXIS 2D concibe el registro sísmico como un multiplicador de carga a partir del valor de desplazamiento prescrito.

Según los manuales de PLAXIS 2D, el valor de desplazamiento es normalmente 1,00 m; sin embargo sugiere en caso del registro de sismo en roca un valor de 0,50 m.

Con el fin de validar el valor de desplazamiento prescrito, se realizó la corrida de modelos con diferentes valores de desplazamiento para finalmente ejecutar una comparación entre los registros resultado de la corrida de PLAXIS 2D y el registro real (AC3); concluyendo que un desplazamiento de 0,70 m muestra el mejor ajuste.

En la Figura 66 se muestran los registros sísmicos del punto de control AC3 para diferentes configuraciones de desplazamiento (0,50 m; 0,70 m y 1,00 m) junto con el registro real y los ajustes obtenidos.

Figura 66

Comparativo Registro De Aceleraciones AC3 Para Diferentes Configuraciones De Desplazamiento.

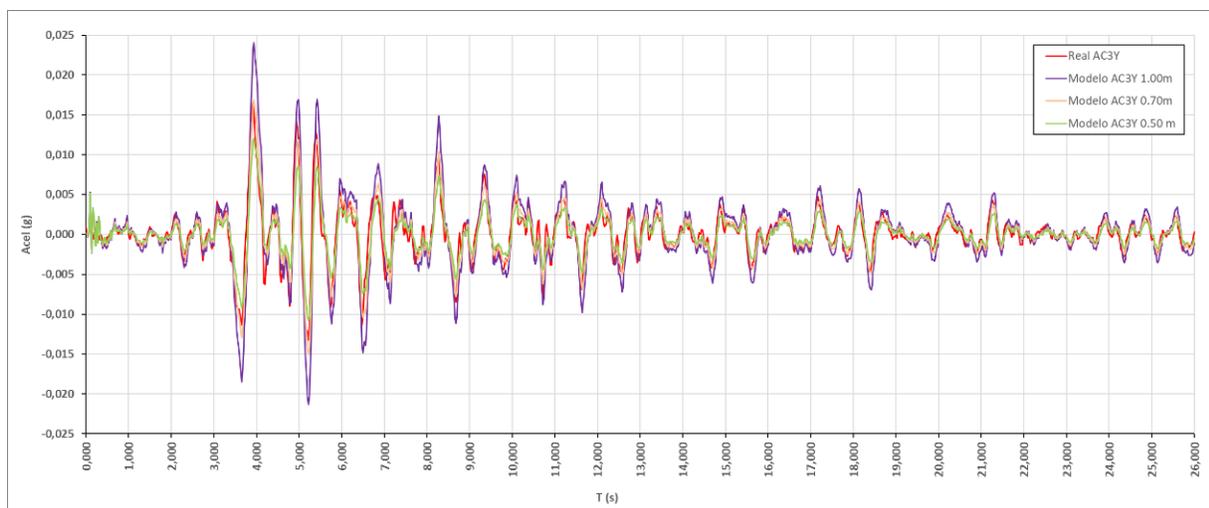


Tabla 24

Nivel De Ajuste (R^2) Para Diferentes Valores De Desplazamiento

Desplazamiento prescrito (m)	0,50	0,70	1,00
Nivel de ajuste (R^2)	0,80	0,84	0,58

Dado lo anterior se procedió realizar la corrida del modelo en PLAXIS 2D con desplazamiento prescrito de 0,70 m

5.2.4.2.1 Análisis de resultados

Con el objetivo de validar el nivel de calibración del modelo, el análisis de resultados se realizó mediante la comparación de los datos o registros arrojados como respuesta de la corrida del modelo por PLAXIS 2D y la información recogida por los acelerómetros para el evento en evaluación (sismo del 10 de marzo de 2015), calculando el nivel de ajuste de las señales mediante el coeficiente de determinación R cuadrado. En el análisis de los resultados se contempló el registro de aceleraciones y el espectro de respuesta para los puntos AC2 y AC3

Se aclara que los registros ofrecidos por los acelerómetros AC1 y AC2 fueron igualmente tratados y depurados (corrección de línea base y delimitación de espacio de tiempo de interés para el estudio) como se realizó con el registro del AC3.

En la Figura 67 a Figura 70 se muestran los resultados presentados por PLAXIS 2D y su comparación con los registros reales:

Figura 67

Comparativo registro de aceleraciones real vs modelo PLAXIS 2D en acelerómetro 2 (AC2).

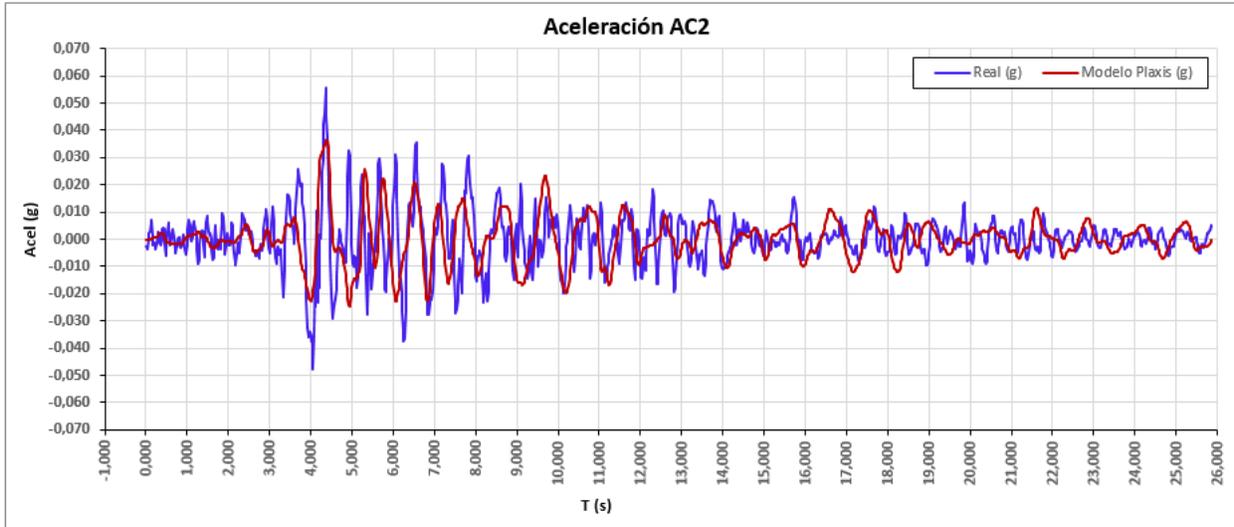
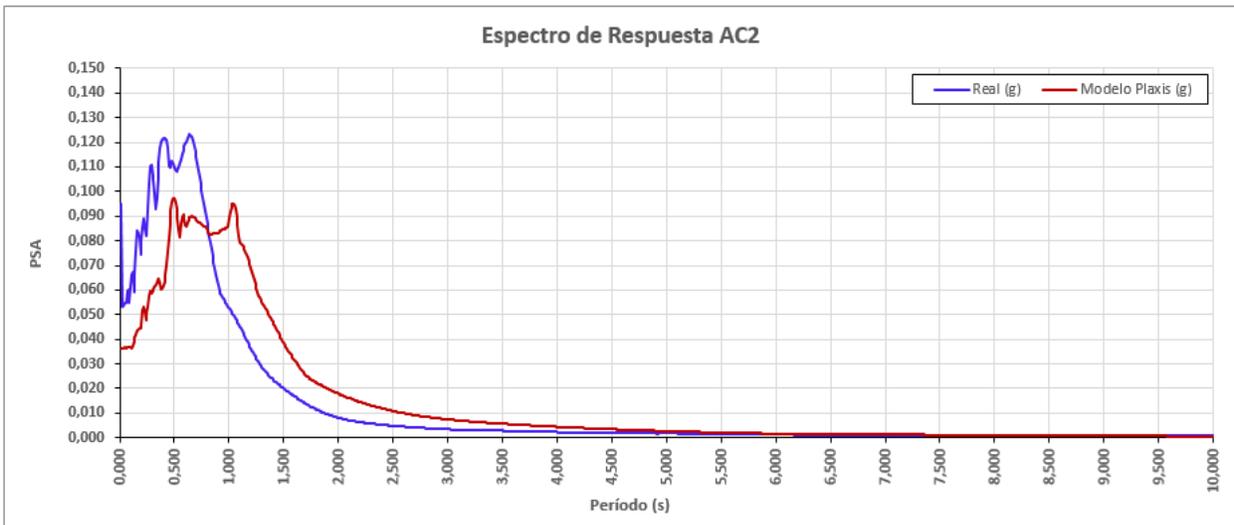


Figura 68

Comparativo espectro de respuesta real vs modelo PLAXIS 2D en acelerómetro 2 (AC2).



Nivel de ajuste (R^2)	0,80
---------------------------	------

Figura 69

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelo PLAXIS 2D En Acelerómetro 1 (AC1).

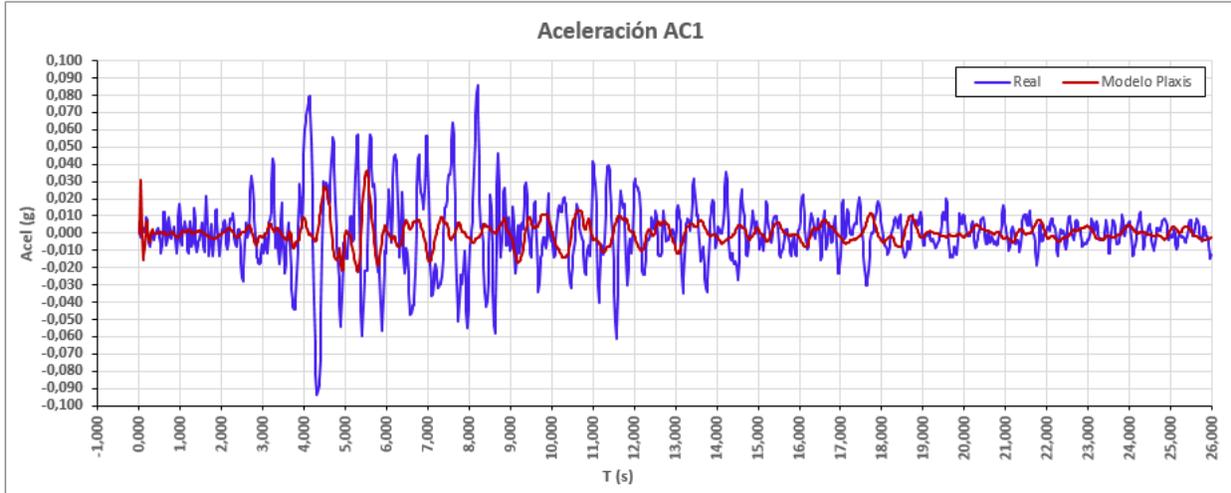
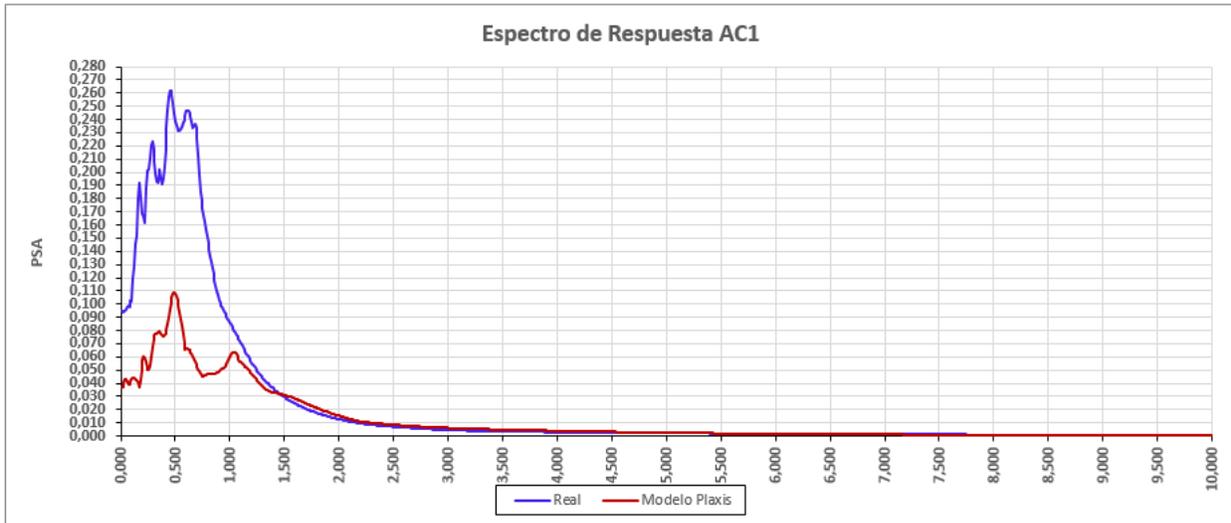


Figura 70

Comparativo Espectro De Respuesta Real Vs Modelo PLAXIS 2D En Acelerómetro 1 (AC1).



Nivel de ajuste (R^2)	0,50
---------------------------	------

Para el AC2 se evidencia una ligera sincronía en la frecuencia de la onda, pero con una amplitud menor encontrándose una aceleración pico de 0,058 g para el registro sísmico real vs 0,038 g para el resultado ofrecido por el PLAXIS 2D.

En cuanto al espectro de respuesta se tiene un desfase en el período de +0,20 s del modelo respecto al real además de evidenciarse una diferencia en los valores pico.

En cuanto al AC1 se tiene una importante diferencia en la amplitud tanto del registro de aceleraciones como en el espectro de respuesta, mostrando amplitudes de aceleración pico de más del doble del registro real al reportado por el modelo en PLAXIS 2D.

A resaltar para el espectro que la morfología de la onda en la zona de mayor diferencia (amplitud $T \leq 1s$) presenta similares tendencias con picos en 0,20; 0,30 y 0,50 s.

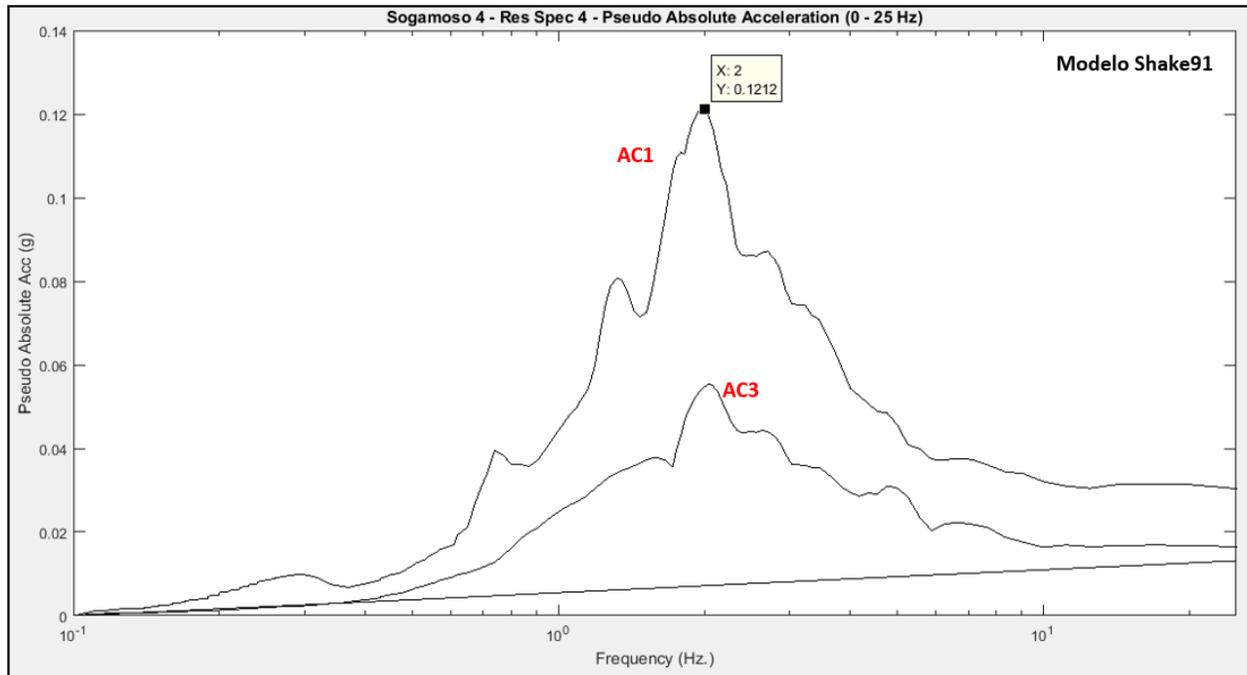
En vista que los resultados no fueron satisfactorios y con el fin de validar de forma ágil las respuestas ofrecidas por el PLAXIS 2D se realizó un análisis unidimensional en el software SHAKE91 evidenciándose registros de respuesta similares como se puede observar comparando la Figura 71 (SHAKE91) y las Figuras 68 y 70 (PLAXIS 2D).

El registro de ingreso AC3 es similar, diferenciándose únicamente en algunos puntos debido a la cantidad de datos ingresados y tratados por cada software (mayor en PLAXIS 2D), no obstante es claro que los valores picos se presentan en los mismos períodos o frecuencias.

El espectro de respuesta del AC1 es igualmente similar con el pico máximo de entre 0,11 y 0,12 en $T = 0,50$ s; y picos en los mismos períodos o frecuencia a excepción del presentado por PLAXIS 2D en $T = 1,01$ s; el cual no exhibe el resultado de SHAKE91.

Figura 71

Espectros de respuesta puntos de control AC3 y AC1.



Nota. Tomado de SHAKE 91.

Luego de la comparativa con los resultados de SHAKE91 se tiene que las respuestas dadas por el PLAXIS 2D son congruentes, sin embargo no satisfactorios para los objetivos del proyecto por lo cual se debe afinar el modelo; desarrollo que se trata en la siguiente sección.

5.2.4.3 Desarrollo calibración del modelo.

El procedimiento para afinar el modelo se desarrolló realizando modificaciones en la estimación de algunas propiedades de los materiales con el fin de encontrar un mejor reflejo del registro en PLAXIS con el real.

A continuación se describen los modelos desarrollados para afinar la calibración y los resultados obtenidos.

Es de anotar que todas las variaciones en propiedades y caracterización de materiales son referidas en general a los llenos del cuerpo de la presa; llenos zona 3A, 3B y 3C (Modelo constitutivo Hardening Soil Small). Esto dado que son los materiales de mayor incidencia en el comportamiento de la presa y a los cuales algunas propiedades fueron estimadas a partir de información de literatura y ensayos indirectos.

I. Disminución de la velocidad de onda (V_s).

Se modifica la velocidad de onda (V_s) disminuyendo para todos los llenos en 50 m/s.

Tabla 25

Parámetros Modificados En Modelo I.

MATERIAL	V_s inicial (m/s)	V_s modificado (m/s)
Zona 3A	300	250 (-17%)
Zona 3B	250	200 (-20%)
Zona 3C	300	250 (-17%)

II. Incremento de la velocidad de onda (V_s).

Se incrementa la velocidad de onda (V_s) en 20 %.

Tabla 26

Parámetros modificados en modelo II.

MATERIAL	Vs inicial (m/s)	Vs modificado (m/s)
Zona 3A	300	360 (+20%)
Zona 3B	250	300 (+20%)
Zona 3C	300	360 (+20%)

III. Reducción del módulo de Rigidez Secante (E_{50}^{ref}).

Se reduce en un 15% el módulo de rigidez secante para cada uno de los llenos.

Tabla 27

Parámetros Modificados En Modelo III.

MATERIAL	E_{50}^{ref} inicial (kN/m²)	E_{50}^{ref} modificado (kN/m²)
Zona 3A	146800	124780 (-15%)
Zona 3B	85900	77310 (-15%)
Zona 3C	149800	134820 (-15%)

IV. Amortiguación – Reducción de la altura del depósito (H).

Se reduce la altura estimada del depósito o lleno para el cálculo del período fundamental del suelo y en consecuencia los valores de amortiguación de Rayleigh. Ver Sección 3.5.2.1.

Tabla 28

Parámetros Modificados En Modelo IV.

MATERIAL	H inicial (m)	H modificado (m)
Zona 3A	102,70	76,00 (-28%)
Zona 3B	74,50	63,00 (-15%)
Zona 3C	85,00	72,00 (-15%)

V. Amortiguación – Reducción de la frecuencia fundamental del sismo (W_n).

Se definió la frecuencia fundamental del sismo como $3 * w_m$ en lugar de $5 * w_m$ como es la propuesta de **Tsai (2014)**.

Tabla 29

Parámetros Modificados En Modelo V.

MATERIAL	W_n inicial (rad/s)	W_n modificado (rad/s)
Zona 3A	22,94	15,80 (-30%)
Zona 3B	26,36	15,81 (-40%)
Zona 3C	27,72	16,63 (-40%)

En el Anexo J se presentan las propiedades actualizadas.

VI. Reducción del módulo de Poisson (ν).

Se reduce a 0,30 el módulo de Poisson teniendo en cuenta la recomendación ofrecida por el PLAXIS 2D.

Tabla 30

Parámetros Modificados En Modelo VI.

MATERIAL	ν inicial	ν modificado
Zona 3A	0,35	0,30 (-14%)
Zona 3B	0,35	0,30 (-14%)
Zona 3C	0,35	0,30 (-14%)

En el Anexo K se presentan las propiedades actualizadas.

VII. Amortiguación – Reducción de la frecuencia angular del suelo (W_m).

Se disminuye la estimación de la frecuencia angular del suelo en 50% respecto a la propuesta de cálculo de Tsai (2014).

Tabla 31

Parámetros Modificados En Modelo VII.

MATERIAL	W_m inicial	W_m modificado
Zona 3A	5,27	2,63 (-50%)
Zona 3B	5,27	2,64 (-50%)
Zona 3C	5,54	2,77 (-50%)

En el Anexo L se presentan las propiedades actualizadas.

VIII. Reducción del módulo de Rigidez Secante (E_{50}^{ref}).

Se reduce en 50% el módulo de rigidez secante para cada uno de los llenos.

Tabla 32

Parámetros Modificados En Modelo VIII.

MATERIAL	E_{50}^{ref} inicial (kN/m²)	E_{50}^{ref} modificado (kN/m²)
Zona 3A	146800	73400 (-50%)
Zona 3B	85900	42950 (-50%)
Zona 3C	149800	74900 (-50%)

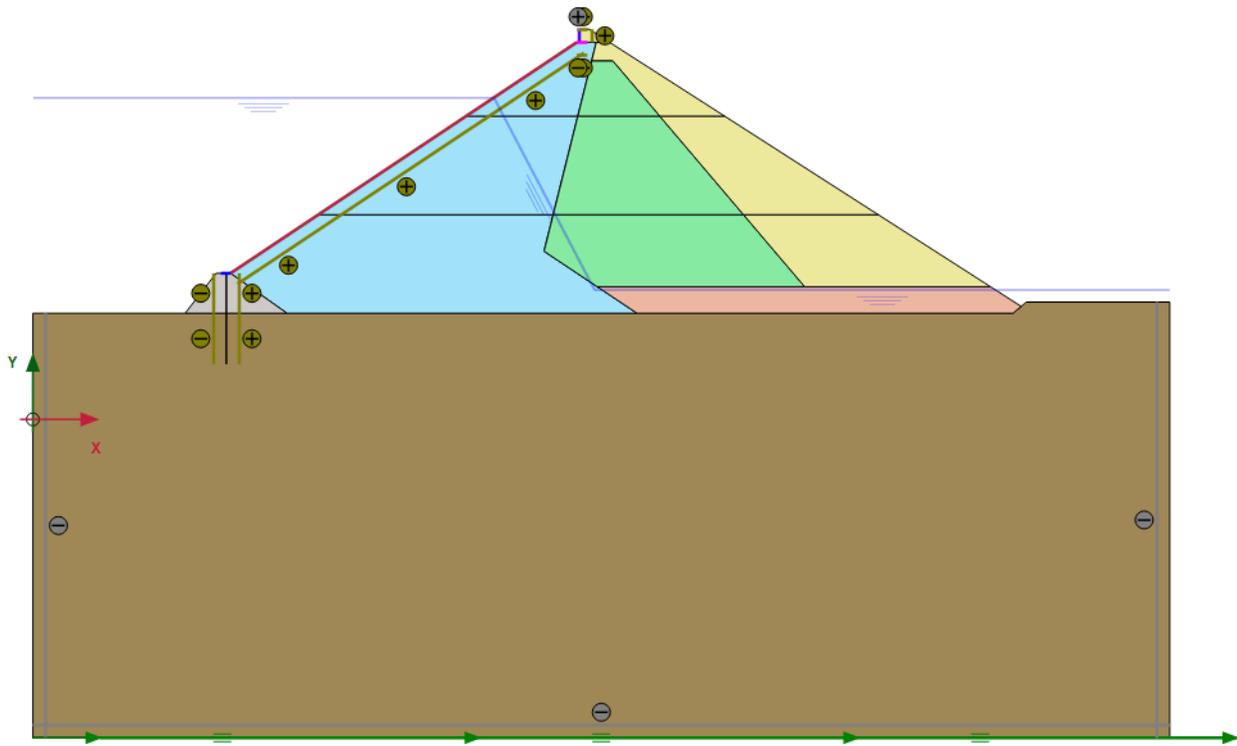
En el Anexo M se presentan las propiedades actualizadas.

IX. Modificación espesor de roca de fundación (210 m).

Este modelo consistió en la modificación del espesor de roca de fundación (de 70 m en el modelo inicial a 210 m), para validar la influencia de este en los registros de aceleración y espectro de respuesta (puntos de control AC2 y AC1). Las propiedades se conservaron iguales que el modelo inicial (Modelo 0).

Figura 72

Geometría Modificada Por Modificación Espesor De Roca De Fundación.



Nota: Tomado de PLAXIS 2D.

En el Anexo N se presentan las propiedades actualizadas y los registros de aceleración y espectros de respuesta.

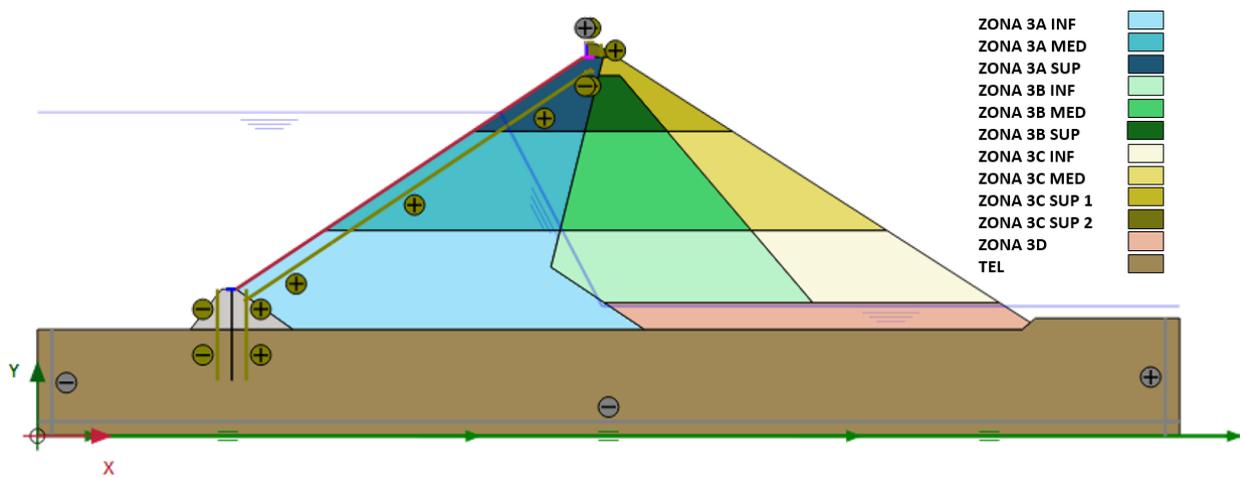
A continuación, se concibió sub - zonificar de forma más detallada las zonas de los llenos de la presa con el fin de ajustar en mayor medida las propiedades de estos respecto a la obtención de parámetros como: amortiguación (ξ), deformación cortante para pequeñas deformaciones ($\gamma_{0,7}$) y amortiguación de Rayleigh (α y β).

De forma adicional para algunos modelos se proyectó la modificación para cada sub-zona, respecto a las propiedades del modelo inicial; de la velocidad de onda de corte (V_s) y el módulo de rigidez Secante (E_{50}^{ref}), y por ende de las propiedades derivadas de estas.

En la Figura 73, se especifican las sub-zonas creadas y se especifican los modelos estimados.

Figura 73

Geometría Presa Con Sub- Zonas Creadas Para Los Llenos.



Nota: Tomada de PLAXIS 2D.

Tabla 33

Especificación De Las Sub-Zonas Creadas Para Los Llenos.

Zona	Sub zona	Cota inicial (m.s.n.m)	Cota final (m.s.n.m)
3A	Inferior	143,00	208,00
	Media	208,00	270,00
	Superior	270,00	322,00
3B	Inferior	160,00	208,00
	Media	208,00	270,00
	Superior	270,00	310,00
3C	Inferior	160,00	208,00
	Media	208,00	270,00
	Superior 1	270,00	310,00
	Superior 2	310,00	330,00

X. Sub - Zonificación de llenos en tres etapas.

Se redefinen los valores de la deformación cortante al 70% del módulo cortante ($\gamma_{0.7}$) dada la estimación del esfuerzo de confinamiento efectivo (σ'_m), calculado al centroide de cada una de las sub-zonas.

En el Anexo O se presentan las propiedades actualizadas.

XI. Sub - Zonificación de llenos en tres etapas / Reducción del módulo de Rigidez Secante (E_{50}^{ref}) / Aumento de la velocidad de onda de corte (V_s)

Tabla 34

Parámetros Modificados Para Cada Una De Las Sub-Zonas En Modelo XI.

Zona	Sub zona	E_{50}^{ref} Inicial (kN/m²)	E_{50}^{ref} Mod (kN/m²)	V_s inicial (m/s)	V_s Mod (m/s)
3A	Inferior	146800	124780 (-15%)	300	450 (+50%)
	Media	146800	102760 (-30%)	300	510 (+70%)
	Superior	146800	73400 (-50%)	300	600 (+100%)
3B	Inferior	85900	73015 (-15%)	250	375 (+50%)
	Media	85900	60130 (-30%)	250	425 (+70%)
	Superior	85900	42950 (-50%)	250	500 (+100%)
3C	Inferior	149800	127330 (-15%)	300	450 (+50%)
	Media	149800	104860 (-30%)	300	510 (+70%)
	Superior 1	149800	74900 (-50%)	300	600 (+100%)
	Superior 2	149800	74900 (-50%)	300	600 (+100%)

En el Anexo P se presentan las propiedades actualizadas.

XII. Sub - Zonificación de llenos en tres etapas / Reducción del módulo de Rigidez

Secante (E_{50}^{ref}) / Reducción de la velocidad de onda de corte (V_s)

Tabla 35

Parámetros Modificados Para Cada Una De Las Sub-Zonas En Modelo XII.

Zona	Sub zona	E_{50}^{ref} Inicial (kN/m²)	E_{50}^{ref} Mod (kN/m²)	Vs inicial (m/s)	Vs Mod (m/s)
3A	Inferior	146800	124780 (-15%)	300	300 (+00%)
	Media	146800	102760 (-30%)	300	210 (-30%)
	Superior	146800	73400 (-50%)	300	150 (-50%)
3B	Inferior	85900	73015 (-15%)	250	250 (+00%)
	Media	85900	60130 (-30%)	250	175 (-30%)
	Superior	85900	42950 (-50%)	250	125 (-50%)
3C	Inferior	149800	127330 (-15%)	300	300 (+00%)
	Media	149800	104860 (-30%)	300	210 (-30%)
	Superior 1	149800	74900 (-50%)	300	150 (-50%)
	Superior 2	149800	74900 (-50%)	300	150 (-50%)

En el Anexo Q se presentan las propiedades actualizadas.

XIII. Sub - Zonificación de llenos en tres etapas / Reducción del módulo de Rigidez Secante (E_{50}^{ref}) / Reducción de la velocidad de onda de corte (V_s)

Tabla 36

Parámetros Modificados Para Cada Una De Las Sub-Zonas En Modelo XIII.

Zona	Sub zona	E_{50}^{ref} Inicial (kN/m ²)	E_{50}^{ref} Mod (kN/m ²)	V_s inicial (m/s)	V_s Mod (m/s)
3A	Inferior	146800	124780 (-15%)	300	300 (+00%)
	Media	146800	102760 (-30%)	300	210 (-30%)
	Superior	146800	44040 (-70%)	300	90 (-70%)
3B	Inferior	85900	73015 (-15%)	250	250 (+00%)
	Media	85900	60130 (-30%)	250	175 (-30%)
	Superior	85900	25770 (-70%)	250	75 (-70%)
3C	Inferior	149800	127330 (-15%)	300	300 (+00%)
	Media	149800	104860 (-30%)	300	210 (-30%)
	Superior 1	149800	44940 (-70%)	300	90 (-70%)
	Superior 2	149800	44940 (-70%)	300	90 (-70%)

En el Anexo R se presentan las propiedades actualizadas.

Finalmente, entendiendo que en general los modelos desarrollados muestran un buen ajuste respecto al punto de control AC2 pero no así en cuanto al AC1, se definió dividir en dos las etapas denominadas “Media” con el fin de tratar las zonas en niveles superiores al AC2 con menores características geotécnicas

esperando lograr un mejor ajuste en el registro de aceleración y espectro de respuesta para AC1. En la Figura 74 se detallan las sub-zonas definidas y el modelo ajustado.

Figura 74

Geometría Presa Con Sub- Zonas Creadas Para Los Llenos.

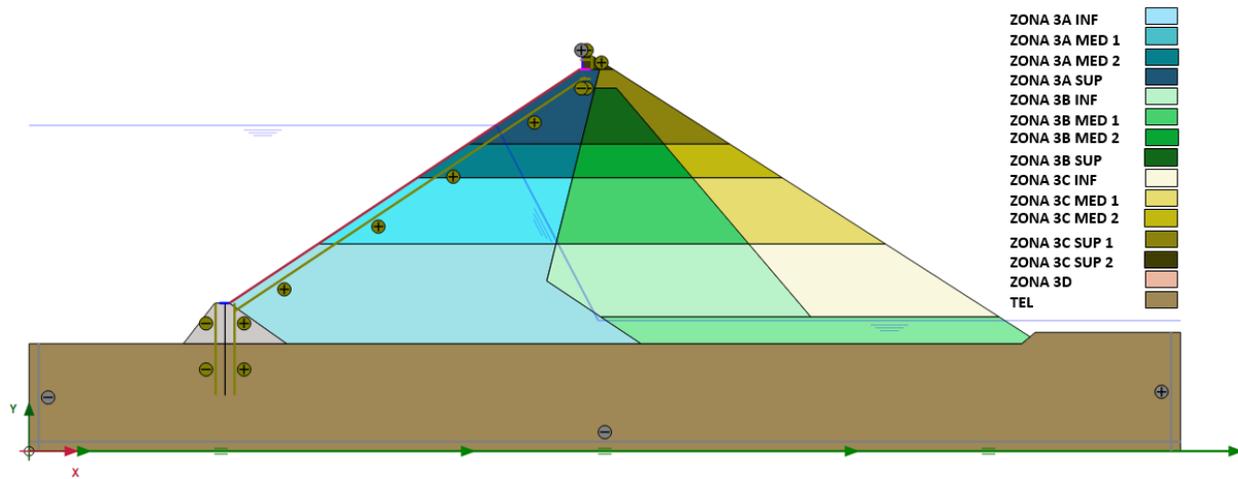


Tabla 37

Especificación De Las Sub-Zonas Creadas Para Los Llenos.

Zona	Sub zona	Cota inicial (m.s.n.m)	Cota final (m.s.n.m)
3A	Inferior	143,00	208,00
	Media 1	208,00	251,00
	Media 2	251,00	273,00
	Superior	273,00	322,00
3B	Inferior	160,00	208,00
	Media 1	208,00	251,00
	Media 2	251,00	273,00

	Superior	273,00	309,00
	Inferior	160,00	208,00
	Media 1	208,00	251,00
3C	Media 2	251,00	273,00
	Superior 1	273,00	310,00
	Superior 2	310,00	330,00

XIV. Sub - Zonificación de llenos en cuatro etapas / Reducción del módulo de Rigidez Secante (E_{50}^{ref}) / Reducción de la velocidad de onda de corte (V_s)

Tabla 38

Parámetros Modificados Para Cada Una De Las Sub-Zonas En Modelo XIV.

Zona	Sub zona	E_{50}^{ref} Inicial (kN/m ²)	E_{50}^{ref} Mod (kN/m ²)	V_s inicial (m/s)	V_s Mod (m/s)
3A	Inferior	146800	124780 (-15%)	300	300 (+00%)
	Media 1	146800	102760 (-30%)	300	210 (-30%)
	Media 2	146800	73400 (-50%)	300	150 (-50%)
	Superior	146800	44040 (-70%)	300	90 (-70%)
3B	Inferior	85900	73015 (-15%)	250	250 (+00%)
	Media 1	85900	60130 (-30%)	250	175 (-30%)
	Media 2	85900	42950 (-50%)	250	125 (-50%)
	Superior	85900	25770 (-70%)	250	75 (-70%)

	Inferior	149800	127330 (-15%)	300	300 (+00%)
	Media 1	149800	104860 (-30%)	300	210 (-30%)
3C	Media 2	149800	74900 (-50%)	300	150 (-50%)
	Superior 1	149800	44940 (-70%)	300	90 (-70%)
	Superior 2	149800	44940 (-70%)	300	90 (-70%)

En el Anexo S se presentan los parámetros y propiedades geotécnicas actualizadas, así como los resultados del registro de aceleraciones y espectro de respuesta de los puntos de control AC1 y AC2 comparados con los registros reales.

5.2.4.3.1 Análisis de los modelos

Para los registros de aceleraciones del AC2, en términos generales los modelos desarrollados muestran un comportamiento o tendencia relativamente similar en todo el cuerpo de la onda diferenciándose del evento real en la amplitud del registro; con valores de aceleración pico para los modelos entre 0,038 y 0,043 g; teniendo para el real 0,058 g

Para los espectros de respuesta se evidencia en la mayoría de los modelos un desfase de período de +0,30 s respecto al real, encontrándose una mayor correlación; sobre todo en los períodos bajos (menores a 1,00 s) con los modelos que contemplan mayor cantidad de sub-divisiones o sub-zonas y consecuente disminución progresiva de los módulos de rigidez y velocidad de onda de corte (Modelos X a XIV). En cuanto a los valores pico, igualmente los modelos que más se acercan al registro real son los modelos X a XIII.

En las Figura 75 a Figura 80 se relaciona el comparativo de registro de aceleraciones y espectros de respuesta; igualmente para todos los modelos la Tabla 39 se evalúa el nivel de ajuste (R^2) de cada uno de los modelos, soportando que los modelos que mejor describen el comportamiento descrito por el AC2 son los modelos XI, XII, XIII y XIV.

Figura 75

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelos 0 A IV (AC2).

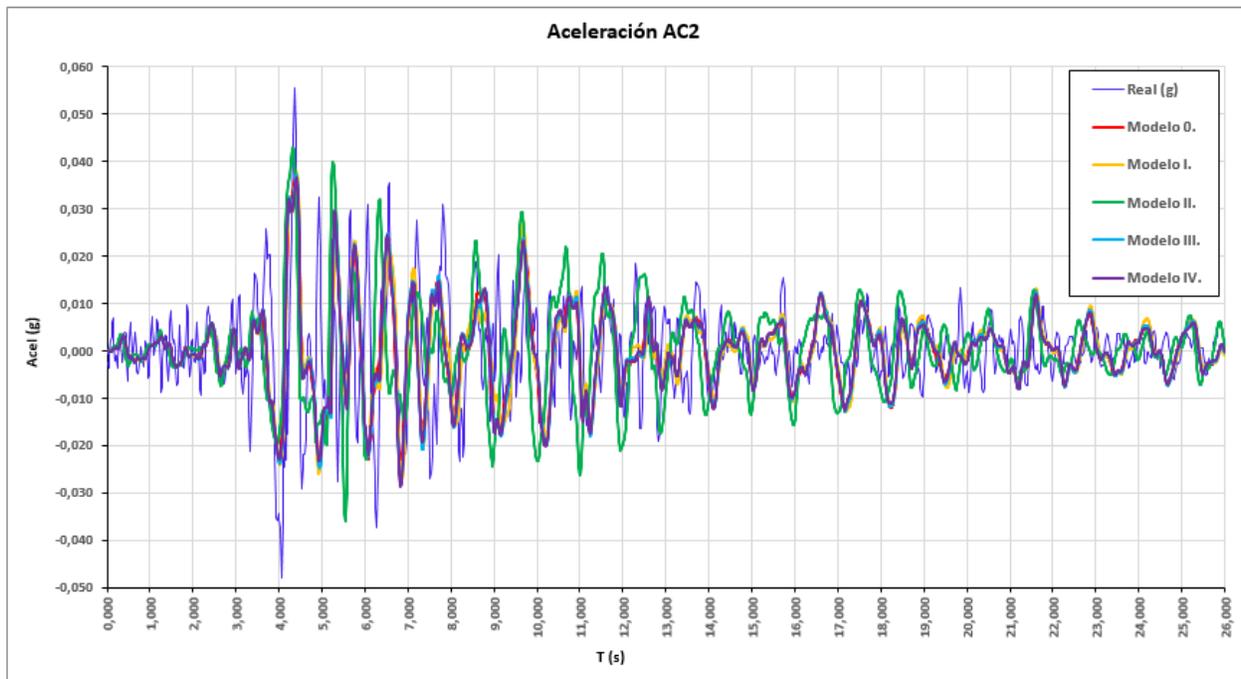


Figura 76

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelos V A IX (AC2).

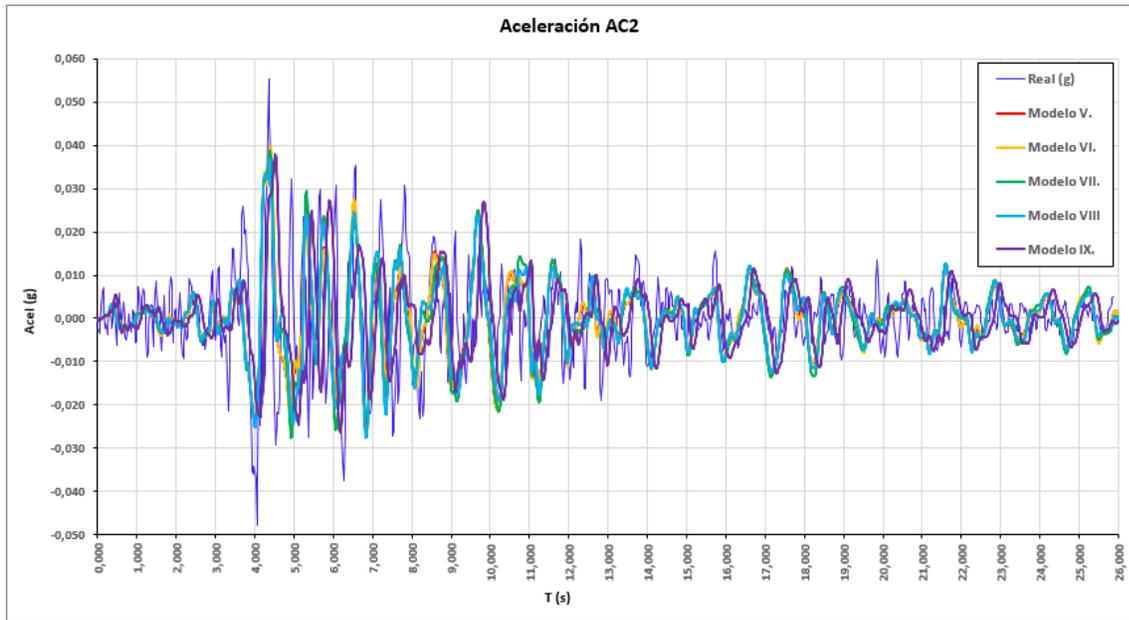


Figura 77

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelos X A XIV (AC2)

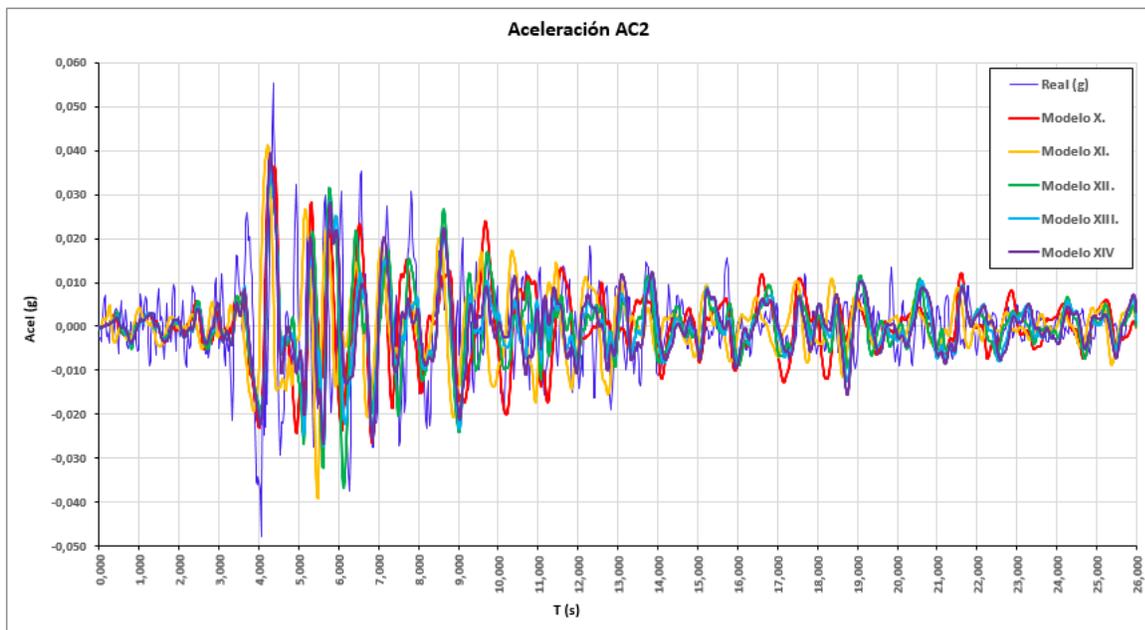


Figura 78

Comparativo Espectro De Respuesta Real Vs Modelos 0 A IV (AC2)

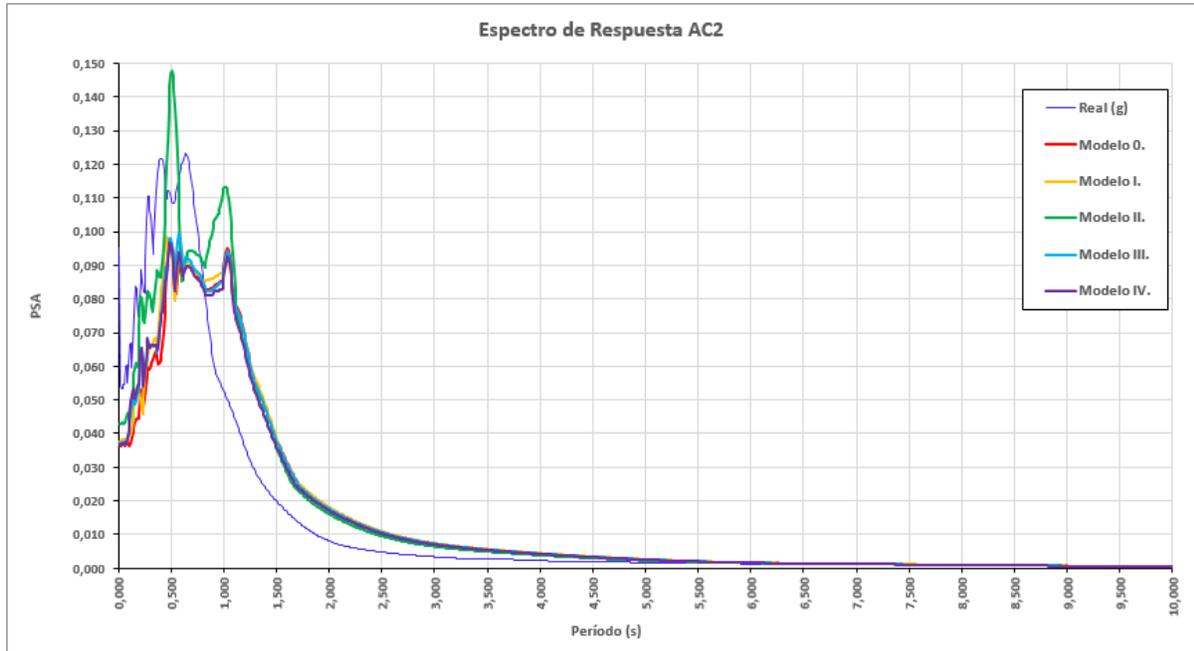


Figura 79

Comparativo Espectro De Respuesta Real Vs Modelos V A IX (AC2)

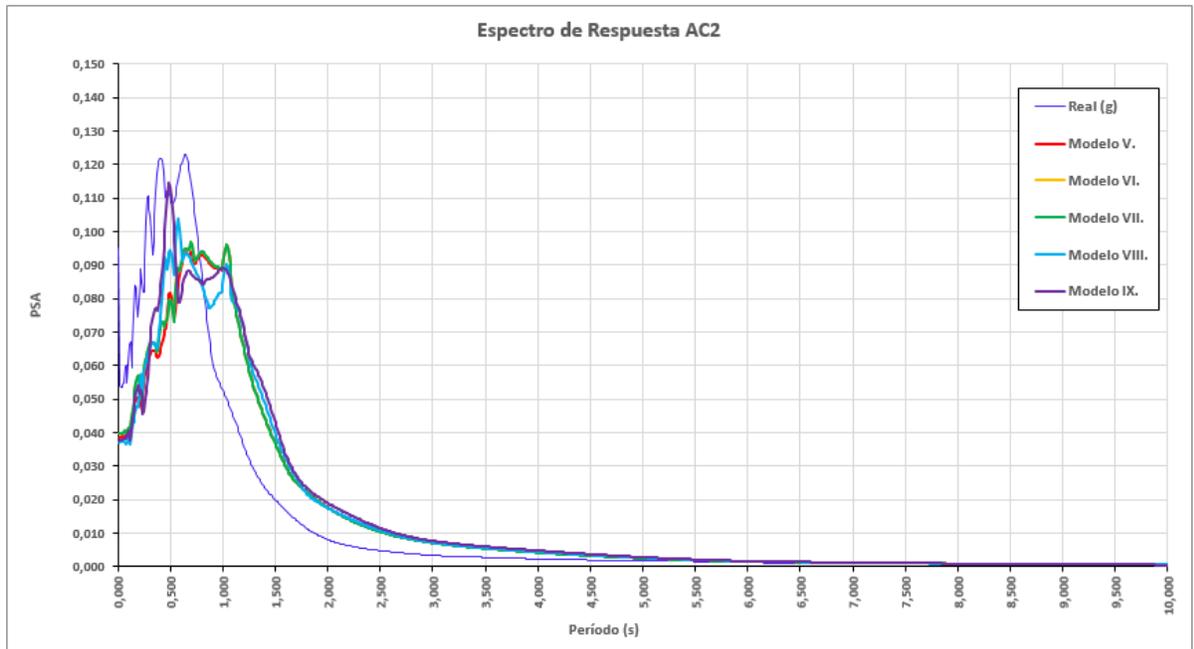
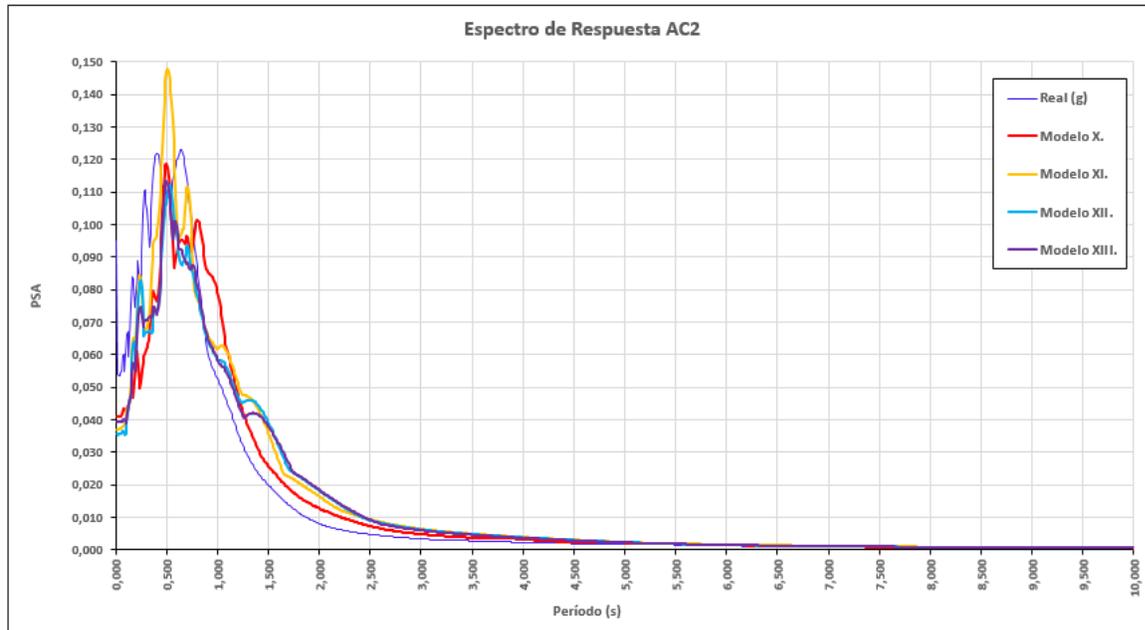


Figura 80

Comparativo Espectro De Respuesta Real Vs Modelos X A XIII (AC2)



Para el AC1 respecto a los registros de aceleración, la información arrojada por PLAXIS 2D muestra una relativamente baja correspondencia para la mayoría de los modelos con el real, con una notoria diferencia en la amplitud de los registros. Para el evento real se tiene aceleración pico de 0,87 g mientras los modelos señalan valores máximos de 0,50 g.

En cuanto a los espectros de respuesta, al igual que en el modelo inicial se observa que los registros de los modelos conservan tendencias similares al real conservando las amplitudes pico en los mismos períodos (0,20; 0,30 y 0,50 s) no obstante la diferencia en el valor de estos.

Ahora, como se evidencia en la Figura 81 a Figura 86 la mayoría de los modelos generan espectros de respuesta bastante similares diferenciándose únicamente los modelos que incluyen sub-zonas o sub-divisiones con la correspondiente disminución de los módulos de rigidez y velocidad de onda de corte (Modelos X a XIV). Si bien, como se indicó líneas arriba; existe para todos los

modelos una diferencia en los valores pico respecto al registro real, los modelos que más se aproximan son los Modelos XIII y XVI.

En la Tabla 39 se evalúa el nivel de ajuste (R^2) de cada uno de los modelos, soportando que los modelos que mejor describen el comportamiento descrito por el AC1 son los modelos XIII y XIV.

Figura 81

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelos 0 A IV (AC1).

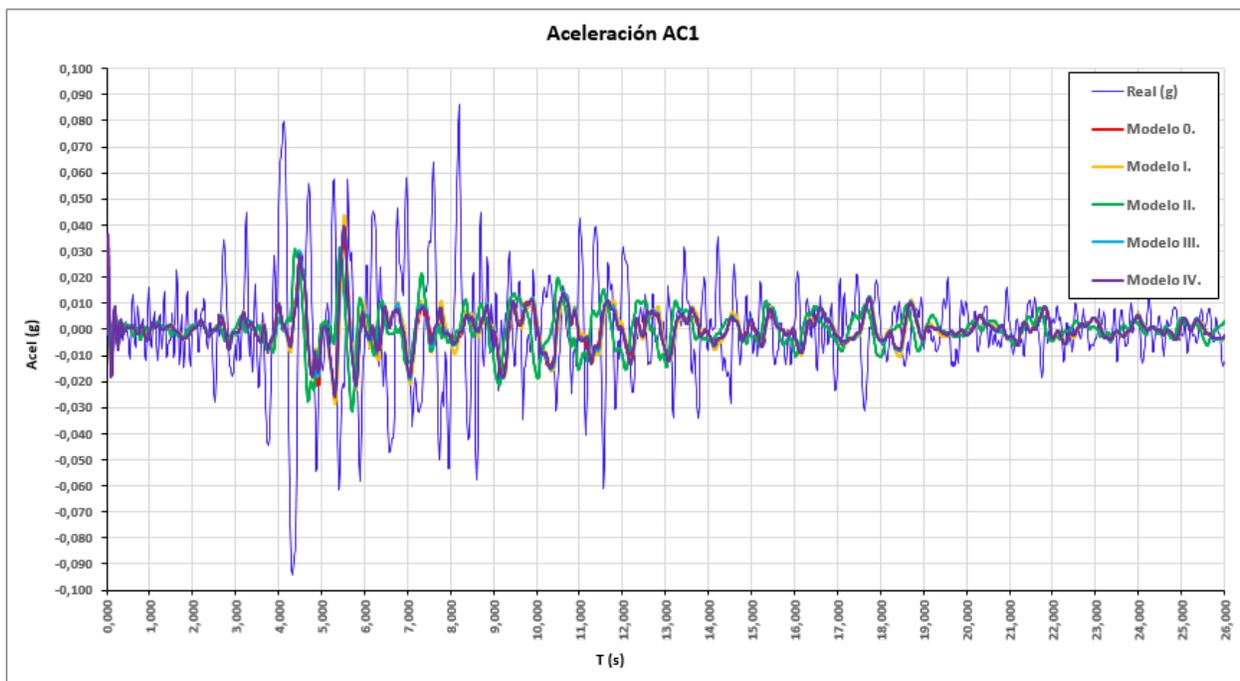


Figura 82

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelos V A IX (AC1).

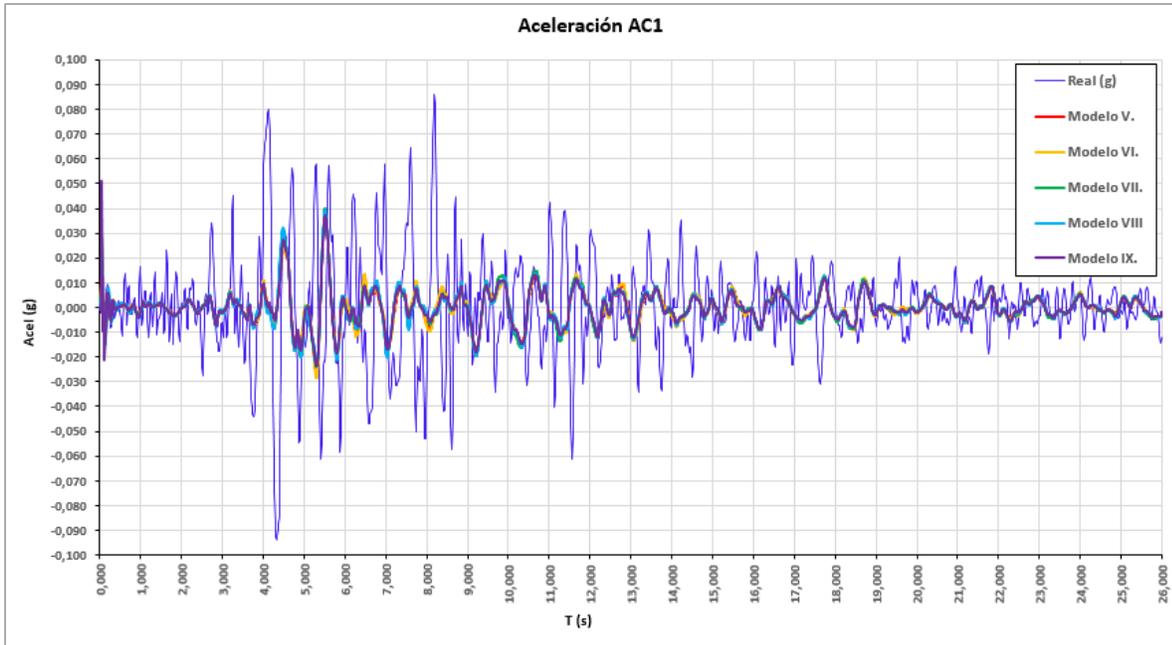


Figura 83

Comparativo Registro De Aceleraciones Real Vs Modelos X A XIV (AC1).

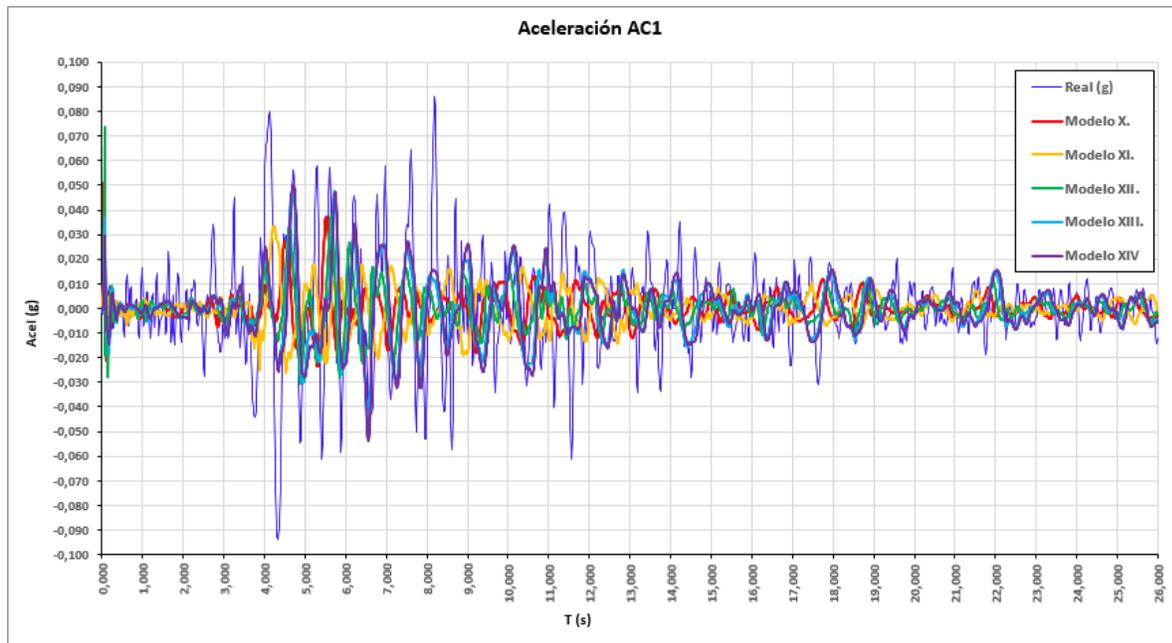


Tabla 39

Nivel De Ajuste De Los Modelos Desarrollados Para La Calibración

MODELOS	Nivel de ajuste (R ²)	
	AC2	AC1
0 Modelo inicial	0,80	0,50
I Disminución de la velocidad de onda (Vs).	0,82	0,55
II Incremento de la velocidad de onda (Vs).	0,83	0,51
III Reducción del módulo de Rigidez Secante (E ₅₀ ^{ref}).	0,85	0,58
IV Amortiguación – Reducción de la altura del depósito (H).	0,84	0,52
V Amortiguación – Reducción de la frecuencia fundamental del sismo (Wn).	0,80	0,50
VI Reducción del módulo de Poisson (ν).	0,82	0,53
VII Amortiguación – Reducción de la frecuencia angular del suelo (Wm).	0,80	0,53
VIII Reducción del módulo de Rigidez Secante (E ₅₀ ^{ref}).	0,85	0,59
IX Modificación espesor de roca de fundación (210 m)	0,83	0,56
X Sub-zonificación de llenos en tres etapas.	0,82	0,50
XI Sub-zonificación de llenos en tres etapas / Reducción del módulo de Rigidez (E ₅₀ ^{ref}) / Aumento de la velocidad de onda de corte (Vs)	0,91	0,51
XII Sub-zonificación de llenos en tres etapas / Reducción del módulo de Rigidez (E ₅₀ ^{ref}) / Reducción de la velocidad de onda de corte (Vs)	0,93	0,64
XIII Sub-zonificación de llenos en tres etapas / Reducción del módulo de Rigidez (E ₅₀ ^{ref}) / Reducción de la velocidad de onda de corte (Vs)	0,91	0,77
XIV Sub-zonificación de llenos en cuatro etapas / Reducción del módulo de Rigidez (E ₅₀ ^{ref}) / Reducción de la velocidad de onda de corte (Vs)	0,92	0,80

En términos generales luego de validar cada uno de los modelos se tiene lo siguiente:

- Los parámetros módulo de Poisson (ν) y los relacionados con la estimación de la amortiguación de Rayleigh: frecuencia fundamental del sismo (Wn) y frecuencia angular del suelo (Wm); no

tienen una incidencia importante en la composición, modificación o amplificación del registro dinámico.

- El espesor de roca, como era de esperarse tiene incidencia en el tiempo de llegada de la señal dinámica sin embargo ningún aporte importante a la amplificación del registro dinámico.
- Los parámetros de mayor incidencia en la amplificación de los registros dinámicos son el módulo de Rigidez secante (E_{50}^{ref}) y velocidad de onda de corte (V_s); los cuales se relacionan directamente a los demás parámetros de rigidez (tangente y para descarga / recarga) y a los módulos de cortante máximo (G_{max}) y cortante para pequeñas deformaciones (G_0^{ref}).

Dado todo lo anterior se concluye que el modelo que de mejor forma refleja el comportamiento dinámico de la presa Latora es el **Modelo XIV el cual concibe sub-zonificación de los llenos en 4 etapas y la reducción progresiva del módulo de Rigidez (E_{50}^{ref}) y velocidad de onda de corte (V_s) a mayor elevación de la etapa (Ver parámetros y propiedades del modelo en Anexo S).**

En virtud de lo anterior, se tomará el Modelo XIV para la evaluación de diferentes escenarios dinámicos y su comportamiento y evaluación respecto a factores de seguridad, aspectos que se desarrollaran en la siguiente sección del presente trabajo.

6 COMPORTAMIENTO DE LA PRESA ANTE DIFERENTES ESCENARIOS SÍSMICOS

6.1 Selección de los escenarios

Con el fin de analizar la respuesta de la presa Latora ante diferentes escenarios sísmicos se consideraron escenarios que describieran un comportamiento similar al espectro de respuesta de diseño definido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 ajustado a Bucaramanga.

A continuación, se presenta el espectro de diseño para la presa Latora (Figura 87) y los parámetros ajustados a esta.

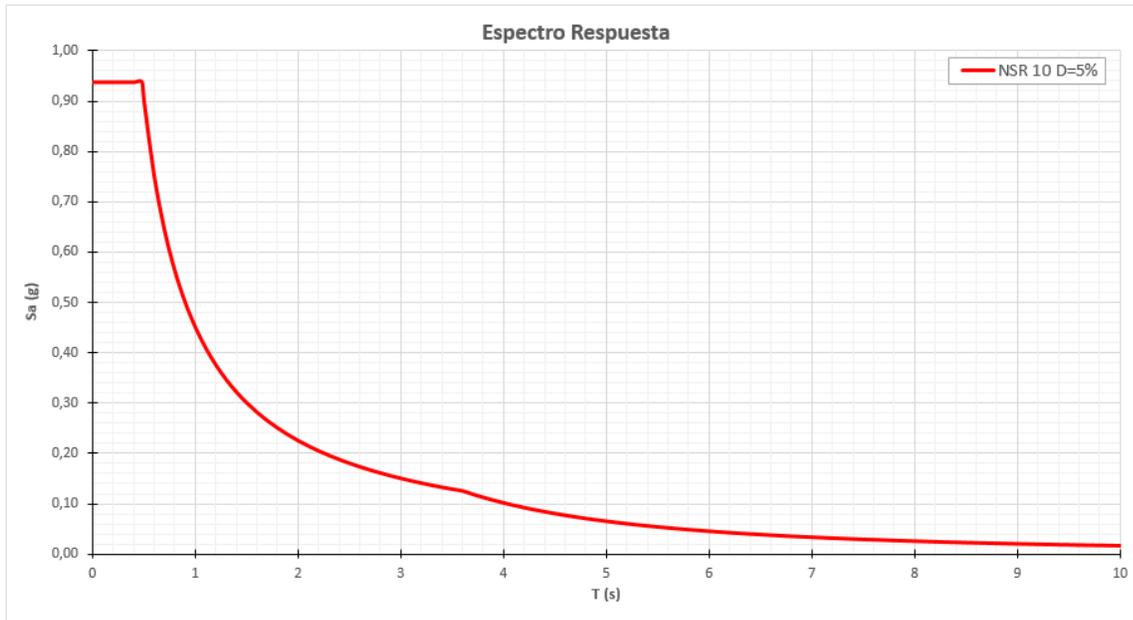
Tabla 40

Parámetros Para La Construcción De Espectro De Diseño Según NSR-10

	Parámetro	Valor	Observaciones
Aa	Coeficiente aceleración horizontal pico efectiva	0,25	Coeficiente asociado a Bucaramanga. Tabla A.2.3-2 NSR-10.
Av	Coeficiente velocidad horizontal pico efectiva	0,25	Coeficiente asociado a Bucaramanga. Tabla A.2.3-2 NSR-10.
Fa	Coeficiente amplificación en períodos cortos	1,00	Tomando como B la clasificación del suelo. Tabla A.2.4-3 NSR-10.
Fv	Coeficiente amplificación en períodos intermedios	1,00	Tomando como B la clasificación del suelo. Tabla A.2.4-4 NSR-10.
I	Coeficiente de importancia	1,50	Tabla A.2.5-1 NSR-10.

Figura 87

Espectro De Respuesta De Diseño Para Bucaramanga



6.1.1 Escenario No. 01 - Modificación de registro de aceleraciones del 10 de marzo de 2015.

Se realizó el ajuste del registro de aceleraciones del sismo de 10 de marzo de 2015 incrementando el valor de las aceleraciones y modificando el valor del paso del período con el fin de buscar el mejor ajuste al espectro de diseño de la NSR-10.

Para ello se construyeron los siguientes pre-escenarios los cuales se muestran en la Figura 88 a Figura 89:

- a. Incremento de aceleración a 0,25 g.
- b. Incremento de aceleración a 0,25 g y reducción del paso del período del sismo (10 de marzo de 2015) a la mitad.
- c. Incremento de aceleración a 0,25 g y aumento del paso del período del sismo (10 de marzo de 2015) al doble.

- d. Incremento de aceleración a 0,30 g.
- e. Incremento de aceleración a 0,30 g y reducción del paso del período del sismo (10 de marzo de 2015) a la mitad.
- f. Incremento de aceleración a 0,30 g y aumento del paso del período del sismo (10 de marzo de 2015) al doble.

Figura 88

Comparativos Espectros De Respuesta Diseño NSR-10 Vs Modificados 10/Marzo/2015 A 0,25g

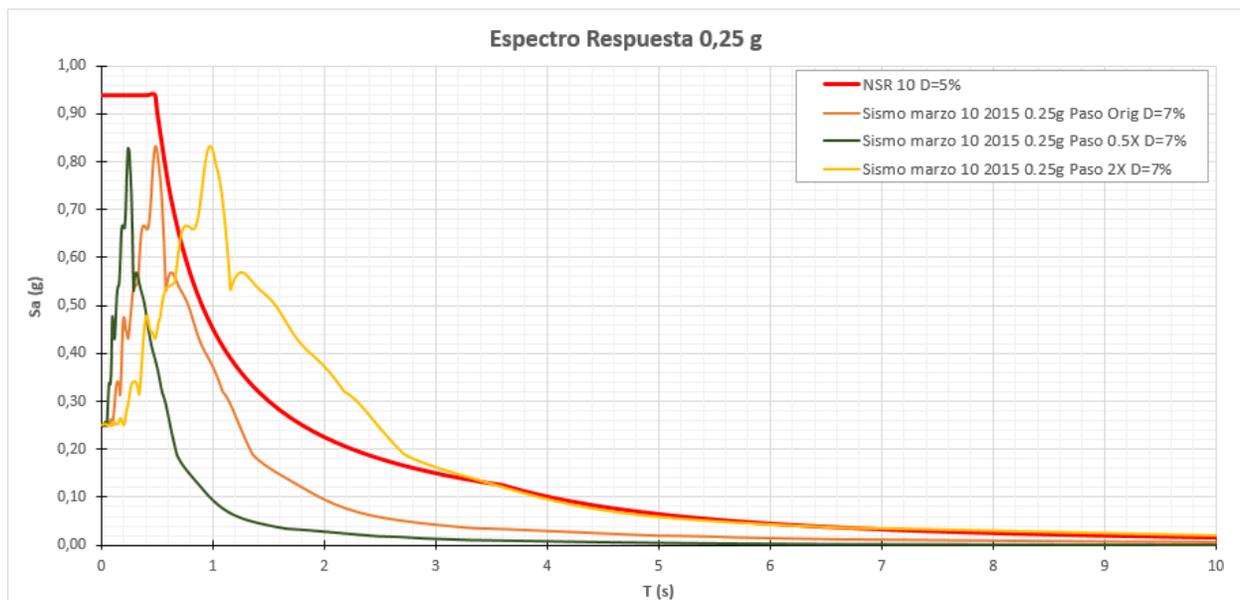
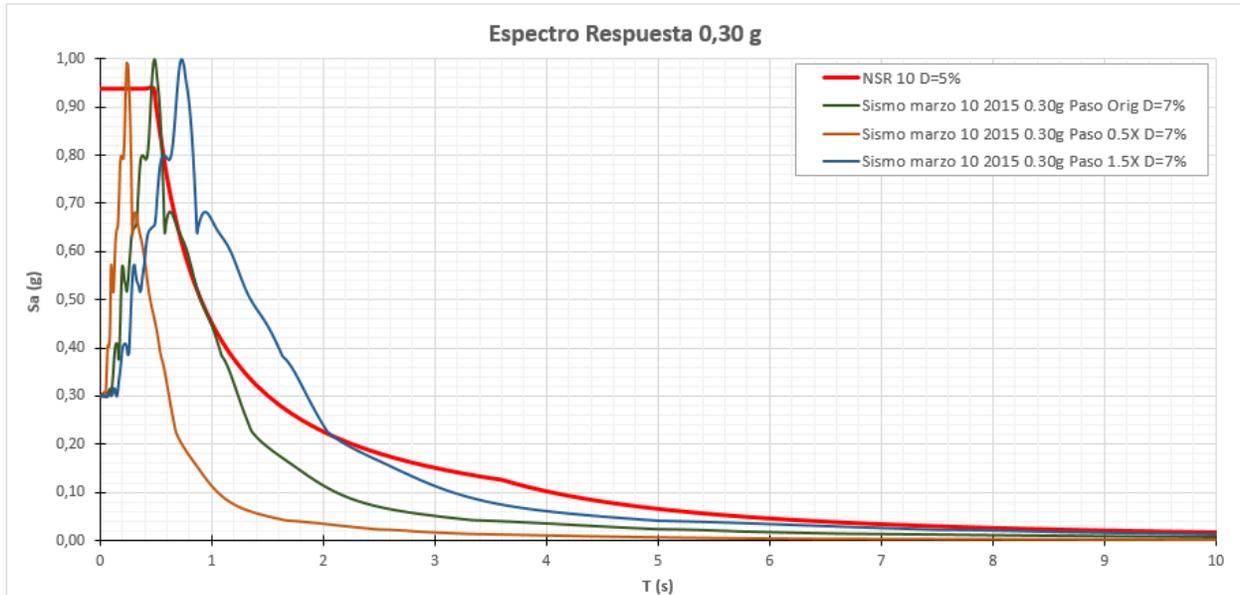


Figura 89

Comparativos Espectros De Respuesta Diseño NSR-10 Vs Modificados 10/Marzo/2015 A 0,30g



Revisados los escenarios pre-seleccionados se toma como escenario definitivo el **d. Incremento de aceleración a 0,30 g.**

6.1.2 Escenario No. 02 - Sismos históricos representativos del espectro de diseño NSR-10.

Mediante la base de datos del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico - PEER por sus siglas en inglés (<https://ngawest2.berkeley.edu/>) se buscaron diferentes sismos que fueran representativos del espectro de la NSR-10.

Los sismos pre-seleccionados fueron:

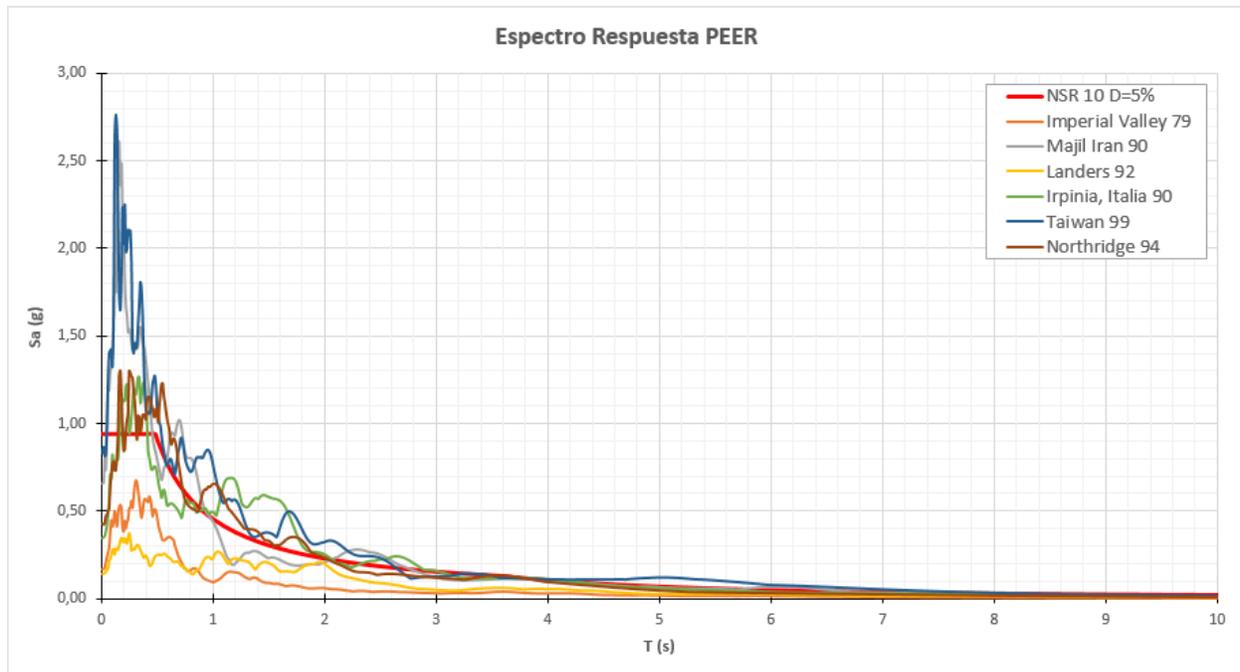
- a. Imperial Valley 1979
- b. Majil, Irán 1990
- c. Landers 1992
- d. Irpina, Italia 1990
- e. Taiwan 1999

f. Northridge 1994

A continuación, en la Figura 90 se muestra el comparativo de estos sismo con el espectro de respuesta NSR-10.

Figura 90

Comparativos Espectros De Respuesta Diseño NSR-10 Vs Sismo Pre-Seleccionados En PEER.



Revisados los escenarios pre-seleccionados se toma como escenario definitivo el **f. Northridge 1994** dado su mejor ajuste al espectro de diseño de la NSR-10.

6.2 Análisis dinámico de los escenarios seleccionados

Como se indicó anteriormente, a partir del Modelo calibrado de la presa Latora se procede a realizar el análisis dinámico bajo los escenarios dinámicos seleccionados.

6.2.1 Escenario Base – Sismo del 10 de marzo de 2015

En la Figura 91 se presentan los registros de aceleración de los puntos de control (roca, zona media y alta de la presa) obteniéndose como aceleraciones máximas las siguientes:

- 0,055 g en la cresta de la presa.
- 0,040 g en la zona media del espaldón de la presa.
- 0,016 g en roca.

Pudiéndose evidenciar una amplificación de la señal a medida que se propagan las ondas sísmicas en el cuerpo de la presa.

En la Figura 92 se puede evidenciar tanto para la zona media como en la cresta de la presa una alta amplificación para el período comprendido entre 0,40 y 0,80 s; con valores de aceleración espectral de 2 y hasta 3,5 veces lo registrado en roca respecto a los puntos de control AC2 y AC1 respectivamente, con pico de amplificación en 0,50 segundos.

Figura 91

Registros de aceleración puntos de control (AC1, AC2 y AC3) en Escenario base – Sismo del 10 /mar/ 2015

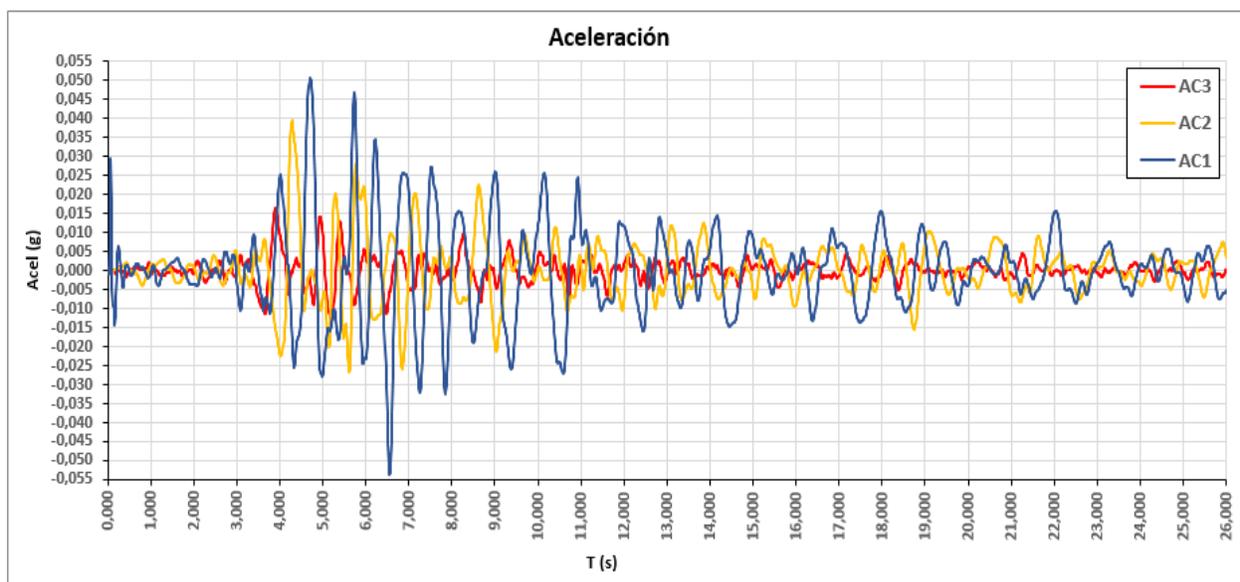
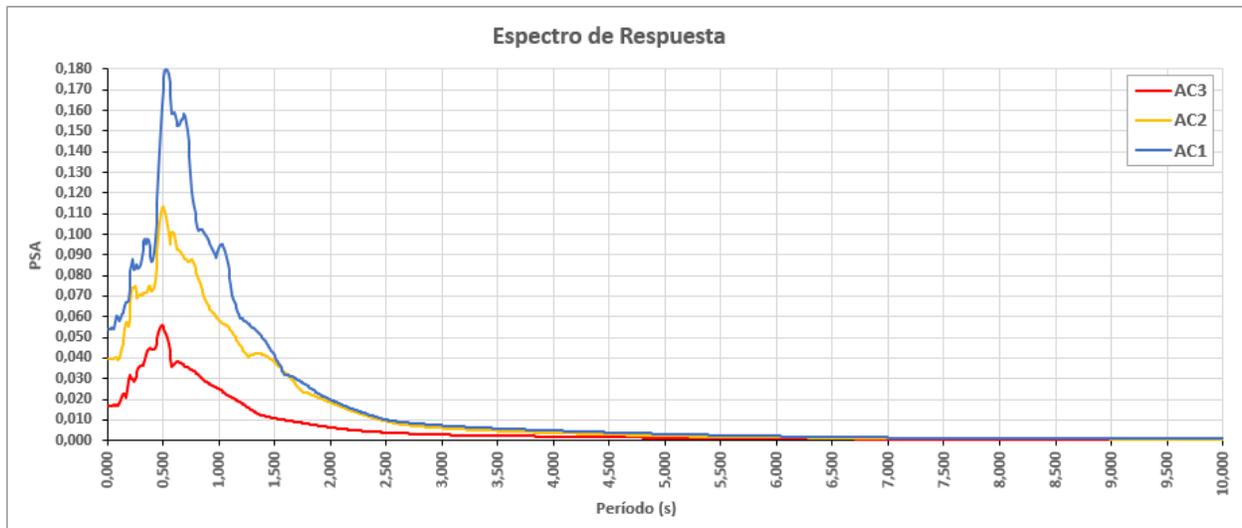


Figura 92

Espectros De Respuesta Puntos De Control (AC1, AC2 Y AC3) En Escenario Base – Sismo Del 10 /Mar/ 2015



Respecto a los desplazamientos totales de la presa se observan los mayores desplazamientos sobre la pata aguas abajo de la presa y en la cresta de presa con valor máximo de 15 cm; reduciéndose este valor en dirección a la zona inferior de la cara aguas arriba.

Es posible identificar en la figura de deformaciones cortantes la existencia de un área de debilidad en la parte baja del talud aguas abajo, área incrustada en la zona 3D y que progresa hasta la parte inferior de la zona 3C.

En relación a los esfuerzos en sentido XX y sentido YY, así como esfuerzos cortantes no se destaca información relevante.

Finalmente, no se evidencia puntos plásticos en la corrida del modelo.

Todos los gráficos de comportamiento de las distintas variables del modelo se incluyen en el Anexo T.

6.2.2 Escenario No. 01 - Incremento de aceleración del sismo del 10 de marzo de 2015 a 0,30 g.

En la Figura 93 se presentan los registros de aceleración de los puntos de control (roca, zona media y alta de la presa) obteniéndose como aceleraciones máximas las siguientes:

- 0,065 g en la cresta de la presa.
- 0,042 g en la zona media del espaldón de la presa.
- 0,030 g en roca.

Se valida una amplificación de la señal sin embargo de menor medida que la revisada en el modelo base.

Respecto al espectro de respuesta (Figura 94) se evidencia una amplificación para el AC1 entre los 0,40 y 1,00 s, con pico en 0,50 s de 2,1 veces el registro en roca.

Para el AC2 la amplificación no es importante encontrándose un registro similar al de roca, teniendo como pico de aceleraciones en el período igual a 0,50 s.

Figura 93

Registros De Aceleración Puntos De Control (AC1, AC2 Y AC3) En Escenario No. 01

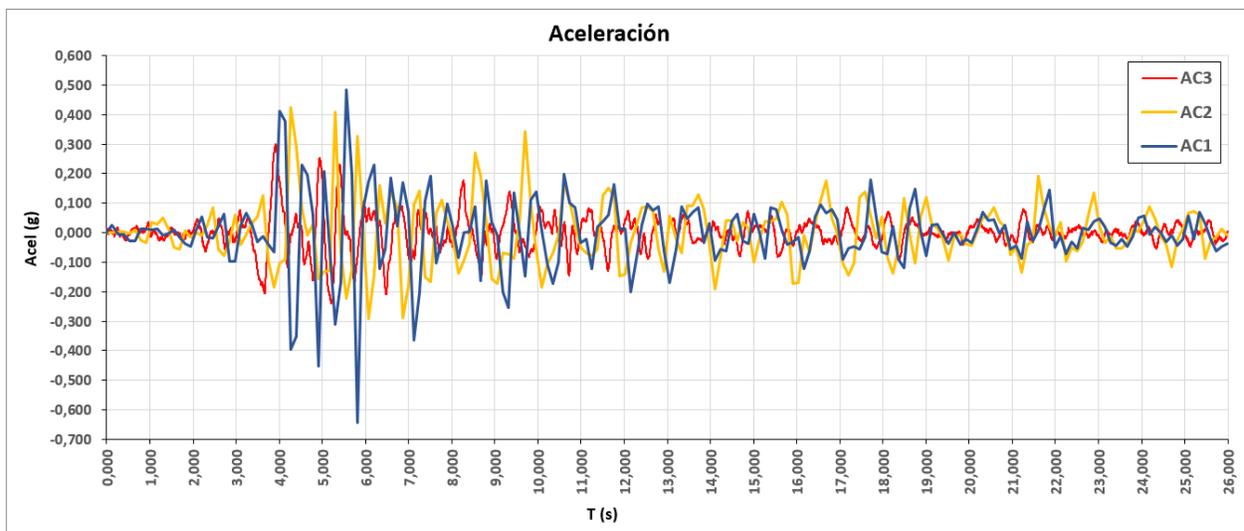
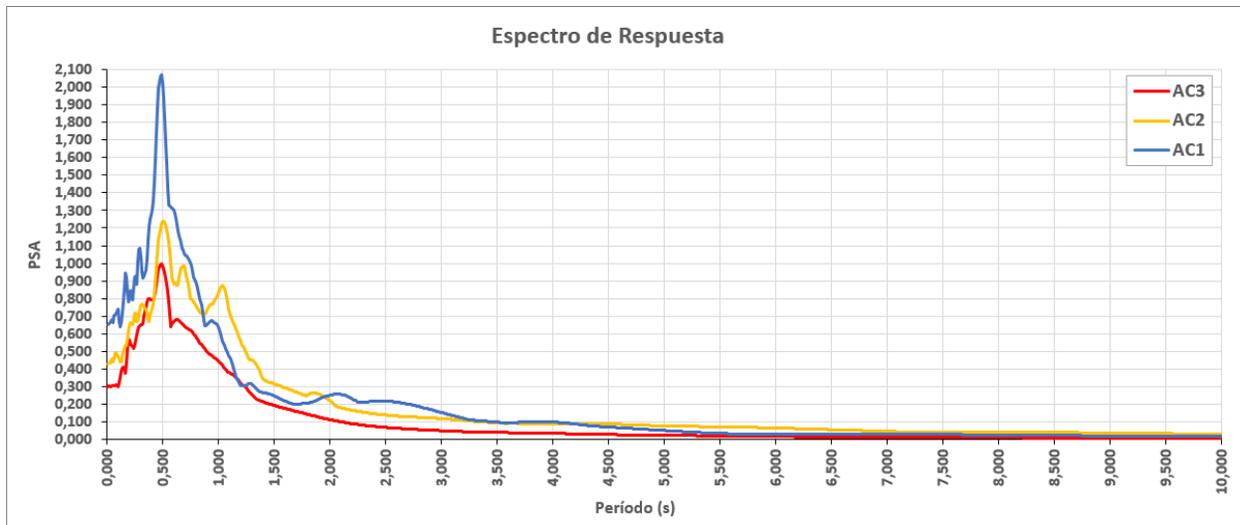


Figura 94

Espectros De Respuesta Puntos De Control (AC1, AC2 Y AC3) En Escenario No. 01



La figura de isocontornos del desplazamiento total muestra los mayores desplazamientos sobre el talud aguas abajo de la presa, con valor máximo de 3,11 m alrededor de la elevación 270 m.s.n.m. De forma similar a lo revisado en el modelo base los desplazamientos totales disminuyen a medida que se aleja del talud aguas abajo de la presa.

En la figura de deformaciones cortantes se evidencian áreas o líneas donde se concentran las mayores deformaciones. Estas inician desde la pata aguas abajo de la presa y se desarrollan a través de los llenos 3C y 3B principalmente hasta llegar a la zona 3A la cual se encuentra comprometida de menor medida.

Para los esfuerzos en sentido XX y sentido YY, así como esfuerzos cortantes no se destaca información relevante.

En cuanto a puntos plásticos, se encuentran como respuesta del modelo sendas líneas paralelas de puntos de endurecimiento sobre la zona 3C entre elevaciones 208 y 251 m.s.n.m en concordancia con las zonas marcadas por las deformaciones cortantes.

Todos los gráficos de comportamiento de las distintas variables del modelo se incluyen en el Anexo U.

6.2.3 Escenario No. 02 – Sismo de Northridge 1994.

El escenario muestra registros de aceleración para los puntos de control (roca, zona media y alta de la presa) con aceleraciones máximas cómo sigue:

- 0,075 g en la cresta de la presa.
- 0,082 g en la zona media del espaldón de la presa.
- 0,042 g en roca.

Lo que denota, junto con la Figura 95 que la amplitud de los registros de aceleraciones del AC1 y AC2 son similares.

En cuanto al espectro de respuesta (Figura 96) se evidencia una amplificación para el AC1 alrededor de los 0,50 s donde se localiza el pico con registro de 2,1 veces el valor en roca.

Para el AC2 la amplificación no es importante encontrándose un registro similar al de roca, teniendo como pico de aceleraciones en el período igual a 0,50 s.

Figura 95

Registros De Aceleración Puntos De Control (AC1, AC2 Y AC3) En Escenario No. 02

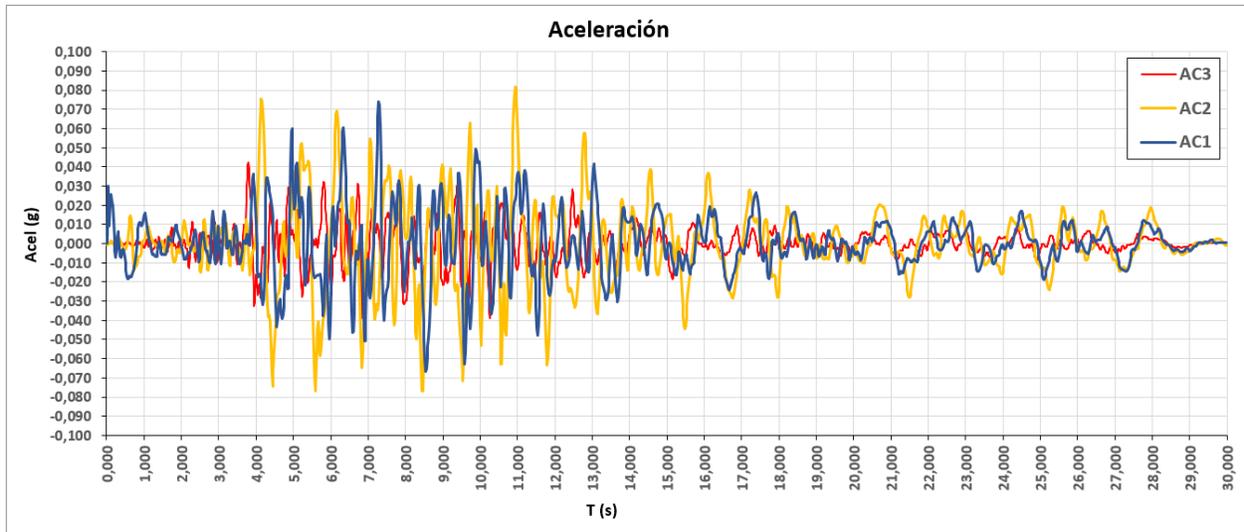
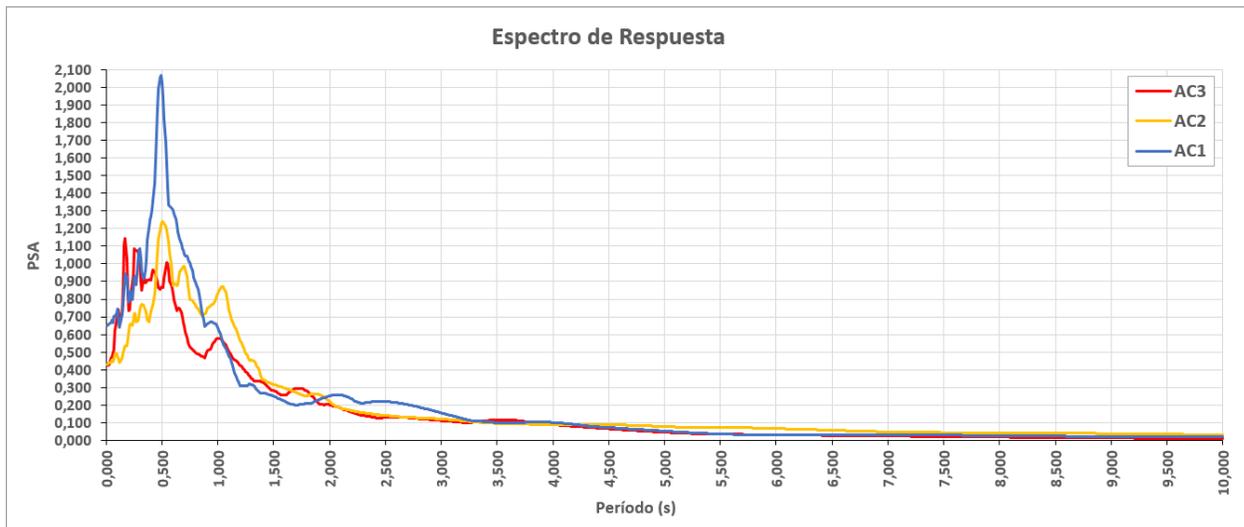


Figura 96

Espectros De Respuesta Puntos De Control (AC1, AC2 Y AC3) En Escenario No. 02



Los desplazamientos totales indican los máximos en la zona de la cresta de la presa con 5 cm y en la pata aguas abajo de la presa con 4 cm aproximadamente; reduciéndose hacia la parte inferior de la zona aguas arriba. Se destaca que los mayores desplazamientos en sentido X se encuentran en la pata de la cara aguas abajo de la presa.

En la figura de deformaciones cortantes se identifica una zona con las mayores deformaciones que inicia desde la pata de la cara aguas abajo de la presa (Zona 3D) avanzando por la zona 3C en la elevación 208,00 m.s.n.m aproximadamente para finalmente alcanzar la zona 3B.

En relación a puntos plásticos no se evidencian en la corrida del modelo.

Todos los gráficos de comportamiento de las distintas variables del modelo se incluyen en el Anexo V.

6.3 Análisis de estabilidad de la presa – Factor de Seguridad

Cómo objetivo final del presente trabajo se realizó el análisis de estabilidad de la presa mediante la obtención del factor de seguridad para cada uno de los escenarios seleccionados. Esto se llevó a cabo en PLAXIS 2D mediante el cálculo **phi-c reduction**.

Este tipo de cálculo permite la obtención de factores de seguridad globales mediante la reducción sucesiva de los parámetros de resistencia al corte $\tan \phi$ y c , así como la resistencia a la tracción hasta que ocurra la falla de la estructura. El ángulo de dilatación ψ inicialmente no se ve afectado, sin embargo dado que este no puede ser mayor al ángulo de fricción ϕ ; cuando la reducción de los parámetros llegue a este límite, el ángulo de dilatación ψ se reducirá en la misma proporción que el ángulo de fricción ϕ .

El análisis phi-c reduction estima el cálculo del factor de seguridad (ΣMsf) como:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reducido}} = \frac{c_{input}}{c_{reducido}} = \frac{S_{u, input}}{S_{u, reducido}}$$

donde los parámetros de resistencia con la inscripción “input” refieren a las propiedades ingresadas en el módulo de materiales de PLAXIS 2D y la inscripción “reducido” son los valores reducidos por acción o corrida del análisis.

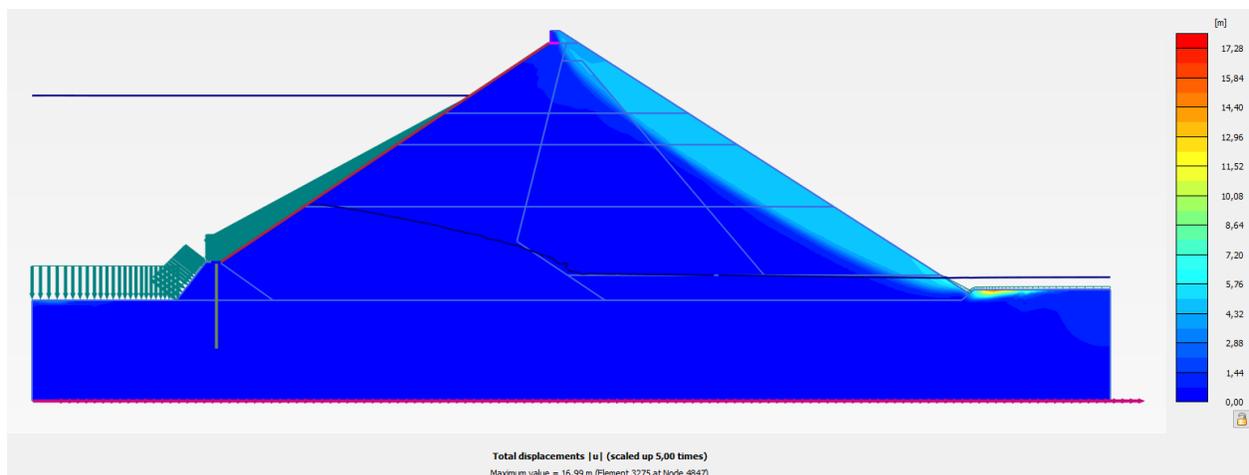
Es de anotar que el método de análisis phi-c reduction proporciona factores de seguridad similares a los obtenidos mediante análisis de estabilidad convencional basado en el Método de Equilibrio Limite.

6.3.1 Escenario Base – Sismo del 10 de marzo de 2015

Cómo resultado de análisis phi-c reduction se obtiene un factor de seguridad de **1,242**; con línea de falla que cubre la totalidad del espaldón de la presa, iniciando en su pata aguas abajo para luego desarrollarse en términos generales en la zona de llenos 3C llegando a involucrar en menor medida la zona 3B entre elevaciones 273 y 309 m.s.n.m y finalmente cerrar pasando adyacente a la base del muro parapeto. Ver Figura 97.

Figura 97

Desplazamiento Total – Análisis Phi-C Reduction - Escenario Base.



En relación a puntos plásticos se identifican como era de esperarse puntos de falla en la longitud de la línea asociada al factor de seguridad, sin embargo se denotan igualmente en una franja más cercana al talud aguas abajo, que pudiese validar la existencia de otra línea de falla no desarrollada como la más crítica.

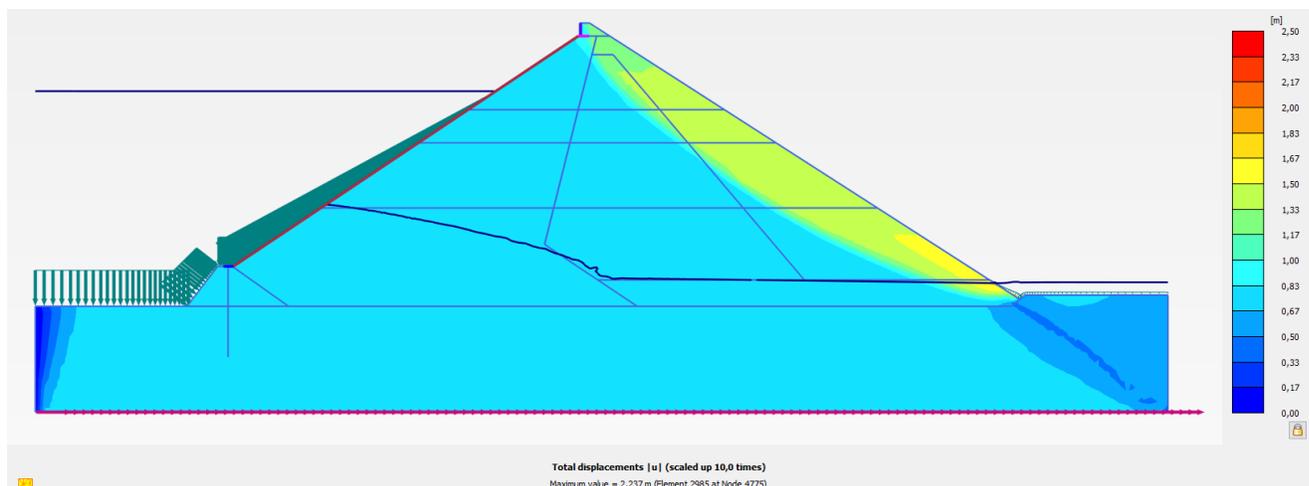
Los gráficos asociados al análisis de estabilidad se incluyen en el Anexo W.

6.3.2 Escenario No. 01 - Incremento de aceleración del sismo del 10 de marzo de 2015 a 0,30 g.

El modelo estima un factor de seguridad de **1,244**; y línea de falla asociada al factor de seguridad crítico muy similar el mostrado por el modelo base, sin embargo se encuentra comprometiendo una mayor área de la zona aguas abajo dado que involucra una sección mayor de la zona 3B pasando por la base del muro parapeto. Ver Figura 98.

Figura 98

Desplazamiento Total – Análisis Phi-C Reduction - Escenario No. 01.



Los puntos plásticos se muestran demarcando la línea de falla asociada al factor de seguridad crítico además de algunas zonas o líneas que indican probabilidad de otras líneas de falla.

Los gráficos asociados al análisis de estabilidad se incluyen en el Anexo X.

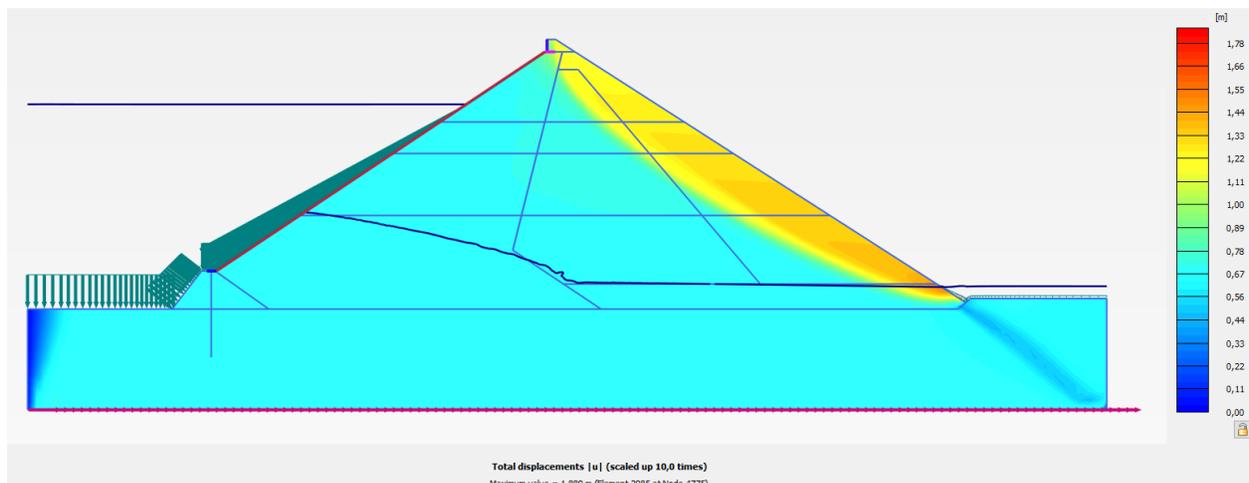
6.3.3 Escenario No. 02 – Sismo de Northridge 1994.

El escenario No. 02 muestra un factor de seguridad de **1,244**; describiendo una línea de falla muy similar al escenario No. 01 con compromiso de los llenos 3C y 3B.

Respecto a los puntos plásticos se muestran demarcando la línea de falla asociada al factor de seguridad crítico con concentración de puntos en la pata y cresta de la presa, y sin pronosticar más líneas de probable falla. Ver Figura 99.

Figura 99

Desplazamiento Total – Análisis Phi-C Reduction - Escenario No. 02



Los gráficos asociados al análisis de estabilidad se incluyen en el Anexo Y.

En la tabla 41 se resume el valor de los factores de seguridad de cada uno de los escenarios.

Tabla 41

Resumen Factores De Seguridad Escenarios Base, No. 01 Y No. 02.

Escenario	Factor de Seguridad	Factor de Seguridad Básico Mínimo
Base	1,242	
Sismo del 10 de marzo de 2015		
No. 01		
Incremento de aceleración del sismo del 10 de marzo de 2015 a 0,30 g	1,244	1,05
No. 02		
Sismo de Northridge 1994	1,244	

Dado esto se puede concluir que los valores de factor de seguridad estimados para los modelos tratados cumplen con el factor de seguridad básico mínimo directo estipulado por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en la Tabla H.2.4-1 del Capítulo H – Estudios Geotécnicos.

7 CONCLUSIONES

- Dado el volumen de variables que el modelo HS Small contempla y el número de estas que fue necesario inferir a partir de ensayos indirectos y/o literatura, se tiene un alto grado de incertidumbre en los valores reales generando un proceso de calibración del modelo más complejo dadas las variables e incertidumbres a tratar.
- En los problemas a solucionar en los modelos de elementos finitos (MEF) se debe tratar de simplificar su geometría, modelos constitutivos y parámetros al nivel que permita idealizar el problema lo más fielmente posible sin generar sobre procesos o tiempo computacional que no redunden en una mejor respuesta del modelo dados los procesos de convergencia del software.
- Se debe establecer fases o etapas intermedias de cálculo en los modelos de elementos finitos, lo más fieles y simples posibles a las etapas de construcción real de forma que los resultados de asentamientos, esfuerzos y deformaciones no sean contemplados por el software como instantáneos generando problemas de convergencia en los cálculos y fallas del modelo.

En el proceso de calibración del modelo se tiene que:

- Los parámetros módulo de Poisson (ν) y los relacionados con la estimación de la amortiguación de Rayleigh: frecuencia fundamental del sismo (W_n) y frecuencia angular del suelo (W_m); no tienen una incidencia importante en la composición, modificación o amplificación del registro dinámico.
- El espesor de roca tiene incidencia en el tiempo de llegada de la señal dinámica sin embargo ningún aporte importante a la amplificación del registro dinámico.

- Los parámetros de mayor incidencia en la amplificación de los registros dinámicos son el módulo de Rigidez secante (E_{50}^{ref}) y velocidad de onda de corte (V_s); los cuales se relacionan directamente a los demás parámetros de rigidez (tangente y para descarga / recarga) y a los módulos de cortante máximo (G_{max}) y cortante para pequeñas deformaciones (G_0^{ref}).
- En general la amplificación de las señales dinámicas se da en períodos entre 0,40 y 0,80 s conservando para todos los casos y puntos de control (AC1 y AC2) la amplificación máxima para 0,50 s.
- El evento sísmico del 10 de marzo de 2015 siendo uno de los más fuertes en la región en los últimos años (6,2 Mw) y que ocasionó afectaciones en Bucaramanga y varios municipios del área de influencia de la Central Hidroeléctrica Sogamoso, no generó ningún riesgo a la presa Latora conservando un factor de seguridad ante el evento de 1,242; valor muy superior al recomendado por la NSR-10.
- Ninguno de los eventos sísmicos construidos y seleccionados a partir del espectro de diseño de la NSR-10 resultaron en factores de seguridad de la presa inferiores a lo recomendado por este reglamento.

8 RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE TRABAJO FUTURAS

- Es importante generar la ejecución de ensayos que arrojen luz sobre los parámetros y propiedades que no se tiene certeza real y/o confiabilidad para redundar en un modelo de calibración mejor ajustado.
- Complementar el presente estudio validando el ajuste del modelo a otros eventos sísmicos y sus condiciones reales particulares (Nivel del embalse, condiciones de flujo y asentamientos o desplazamientos) generando las calibraciones requeridas con el fin de construir un modelo que describa la mayoría de los casos.
- A partir del modelo calibrado con diferentes eventos sísmico y en diferentes condiciones de nivel de embalse realizar el análisis del comportamiento dinámico de la presa ante las condiciones extremas y de diseño seleccionadas por el ICOLD (Circular *SELECTING SEISMIC PARAMETERS FOR LARGE DAMS – DIRECTRICES*) como son: Sismo máximo creíble (MCE), Sismo máximo de diseño (MDE), Evaluación de la seguridad Sísmica (SEE) y sismo base de operación (OBE).
- Elaboración de modelo en 3D con el fin de ajustarse en mayor medida a la realidad más teniendo en cuenta que el acelerómetro AC3, tomado como registro de ingreso base para el análisis dinámico si bien se encuentra en roca no se localiza bajo la presa sino en uno de los estribos; variable que no puede ser tenida en un modelo 2D.

9 REFERENCIAS

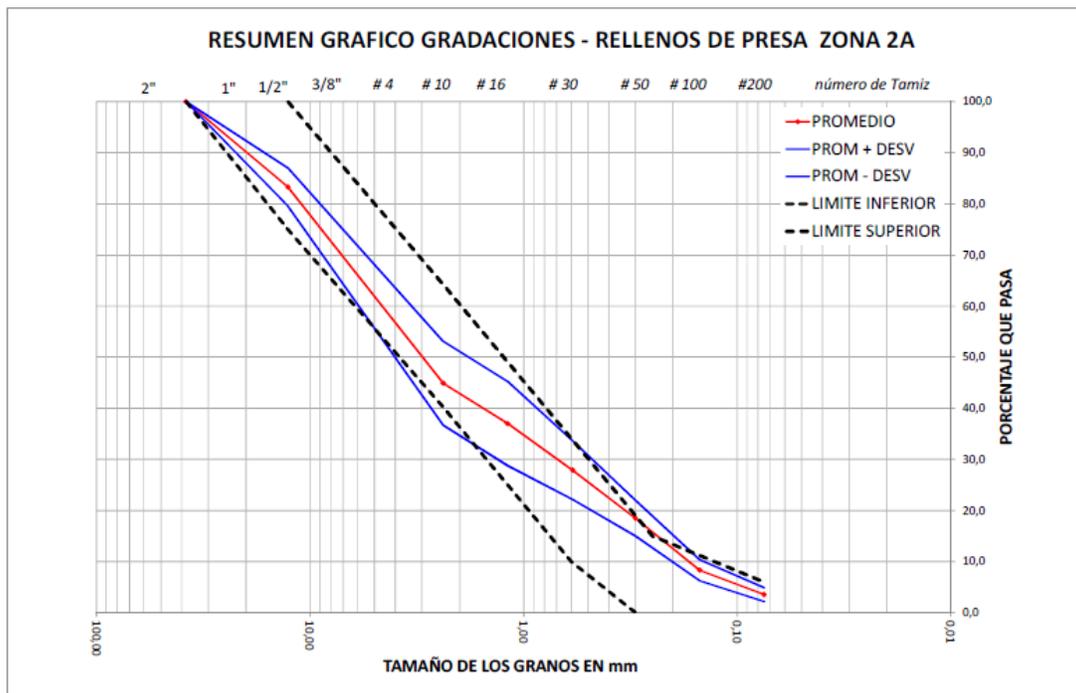
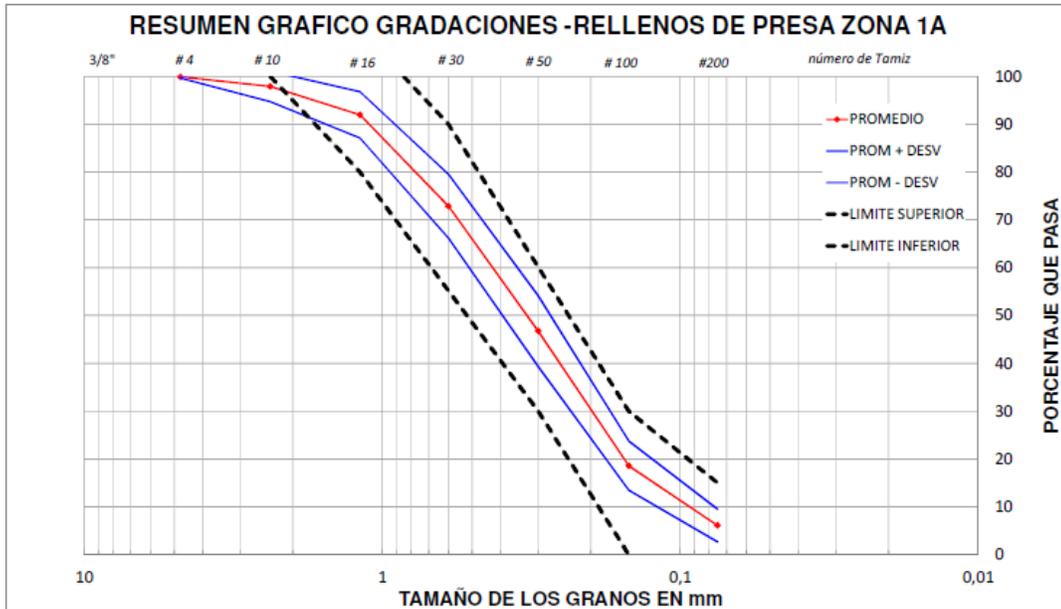
- **ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (2010).** Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10. Bogotá, AIS.
- **BRINKGREVE, R. (2004).** Manual de referencia Plaxis; Versión V20.
- **BUDHU, M. (2000).** Soil Mechanics and Foundations. John Wiley & Sons. Inc. New York.
- **CHRISTIE P. MATHIAS (2017).** Estudio del fenómeno de interacción dinámica suelo – estructura y su influencia en la demanda sísmica estructural. Proyecto de Grado.
- **FIUBA-Geotecnia (2020).** Clase N 01 Parte 1 – Geotecnia Numérica II – Universidad de Buenos Aires. https://www.youtube.com/watch?v=Vzds_BnN2g4
- **GEOTECHNICAL DESIGN MANUAL (2010).** South Carolina Department of Transportation
- **GONZÁLEZ DE VALLEJO, L (2002).** Ingeniería Geológica. Prentice Hall-Pearson Educacion, Madrid.
- **INGETEC I&D S.A. (2015).** Informe Final de Obra Construida de la Presa Volumen 1 de 1. Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso de ISAGEN.
- **INGETEC INGENIEROS CONSULTORES S.A. (2008).** Memorando de Revisión del Diseño Geotécnico de la Presa y Obras Anexas Volumen 1 de 1. Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso de ISAGEN.
- **INGETEC I&D S.A. (2015).** Planos As Built Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso de ISAGEN.
- **INGETEC I&D S.A. (2015).** Memorando Sismo 10-03-2015. Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso de ISAGEN.
- **INGETEC (2015).** Informe resultados modelo numérico de flujo de aguas subterráneas de la presa de cara de concreto Hidrosogamoso. ISAGEN

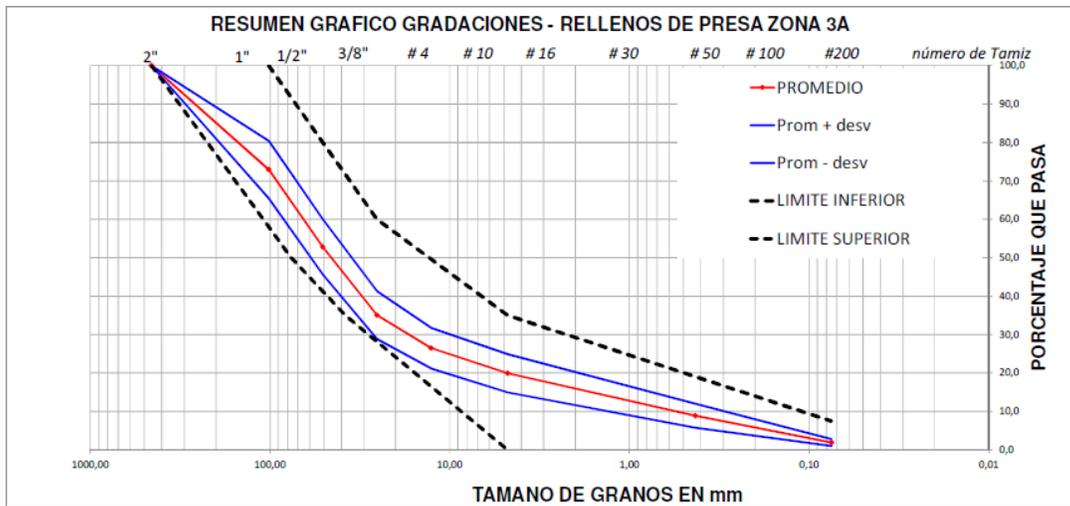
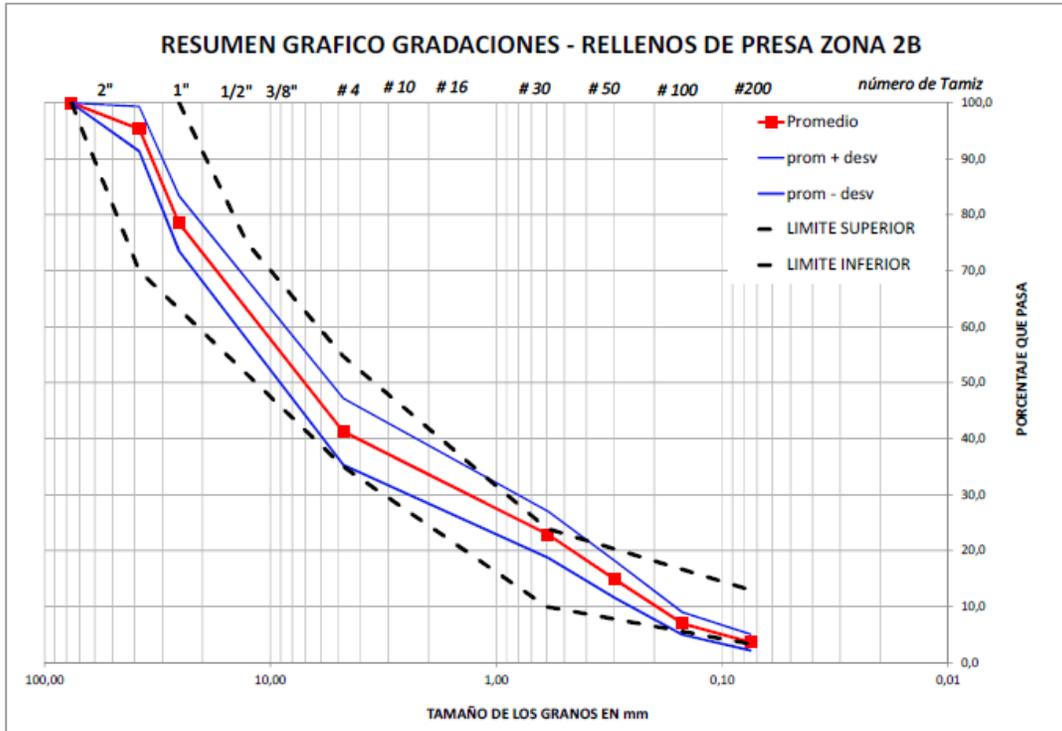
- **INTEGRAL – VQ INGENIERÍA (2014).** Informe Mensual No. 59 Volumen 3 de 3. Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso. Interventoría durante la Construcción y Entrega en Operación del Proyecto. Contrato No. 46/3146.
- **ISAGEN S.A. (2021).** Informe Anual de Monitoreo Geotécnico. Central Hidroeléctrica Sogamoso.
- **KRAMER, S.L. (1996)** Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall. New Jersey.
- **NIETO, A., CAMACHO, J. & RUIZ, E. (2009)** Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. Revista Ingenierías Universidad de Medellín.
- **PLAXIS 2D CONNECT Edition V21.** Tutorial Manual.
- **PLAXIS 2D CONNECT Edition V21.** Reference Manual.
- **PLAXIS 2D CONNECT Edition V21.** Material Models Manual.
- **PLAXIS 2D CONNECT Edition V21.** Scientific Manual.
- **RODRÍGUEZ G., E., SIERRA T., C. E., & VILLARRAGA H., M. R. (1984).** Análisis dinámico de presas térreas: 2a. parte. Ingeniería e Investigación, (9), 13-24.
<https://doi.org/10.15446/ing.investig.n9.28900>
- **RODRÍGUEZ G., E. E., SIERRA T., C. E., & VILLARRAGA H., M. R. (1983).** Análisis dinámico de presas térreas: 1a. parte. Ingeniería e Investigación, (7), 16-23.
<https://doi.org/10.15446/ing.investig.n7.28882>
- **SEED & IDRIS (1970).** Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Technical Report EERRC-70-10, University of California, Berkley.
- **SUAREZ, J (2000)** Deslizamientos: Análisis geotécnico. www.erosion.com.co

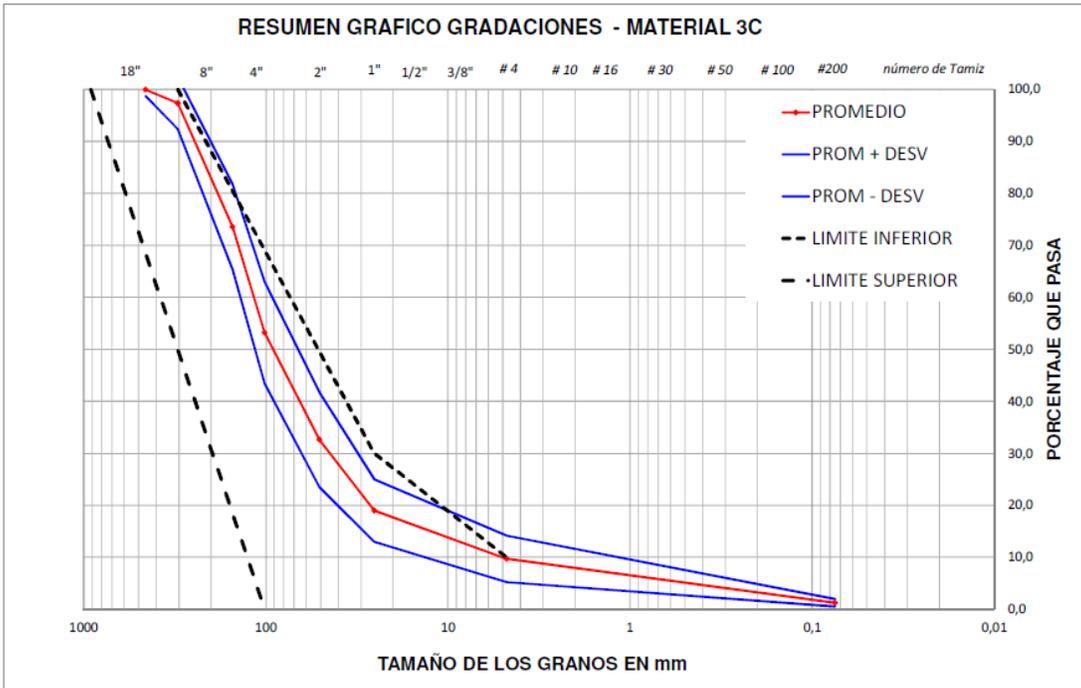
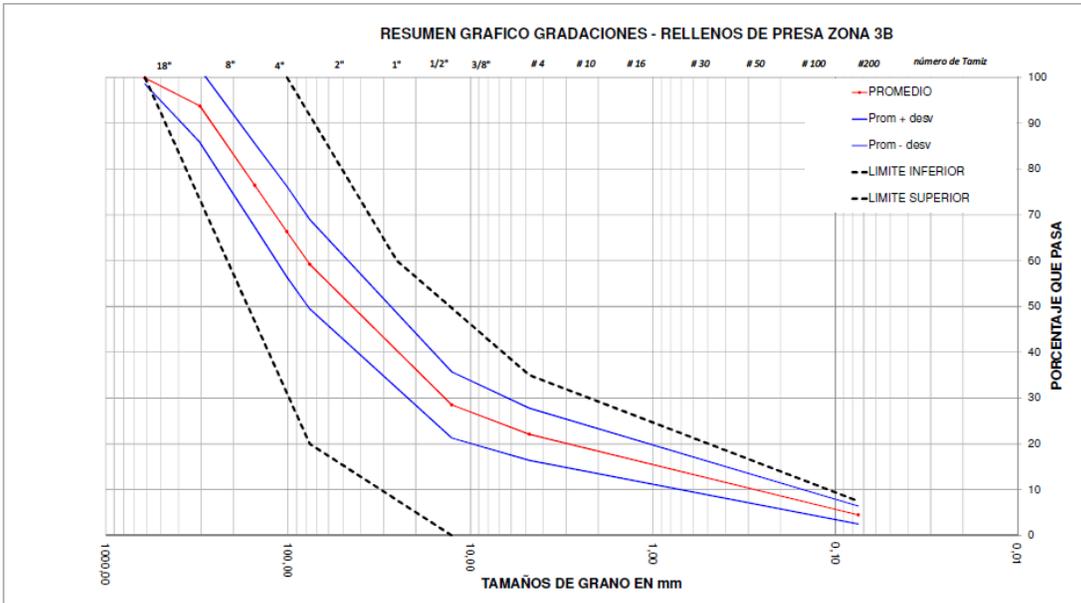
- **TSAI CH., PARK D., CHEN CH. (2014).** Selection of the optimal frequencies of viscous damping formulation in nonlinear time-domain site response analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 67, 353-358.

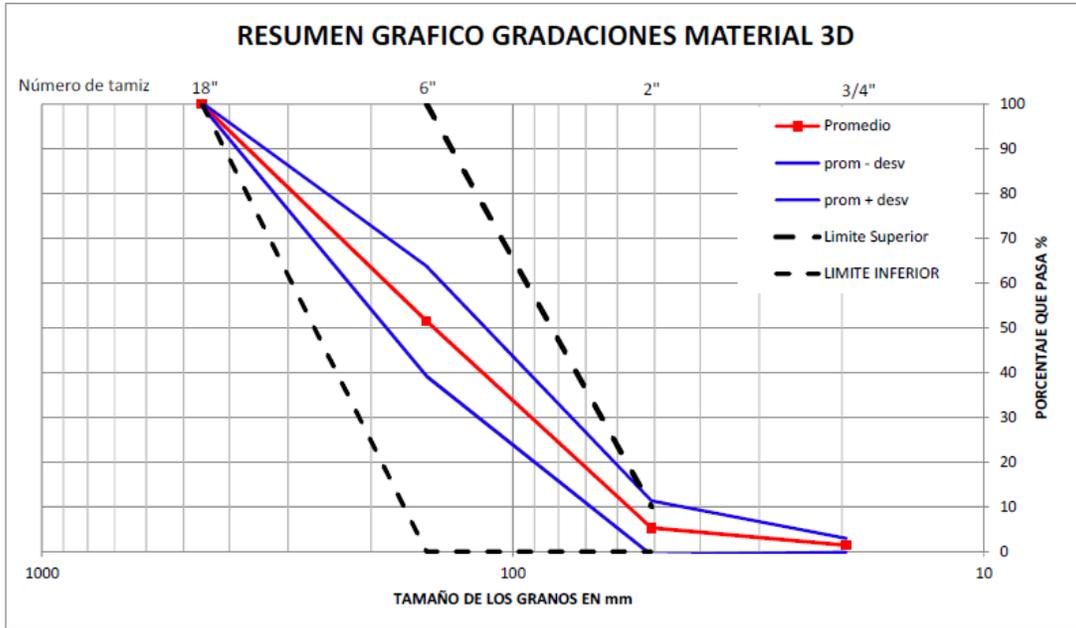
ANEXOS

ANEXO A. ENSAYOS GRANULOMETRÍA LLENOS DE LA PRESA

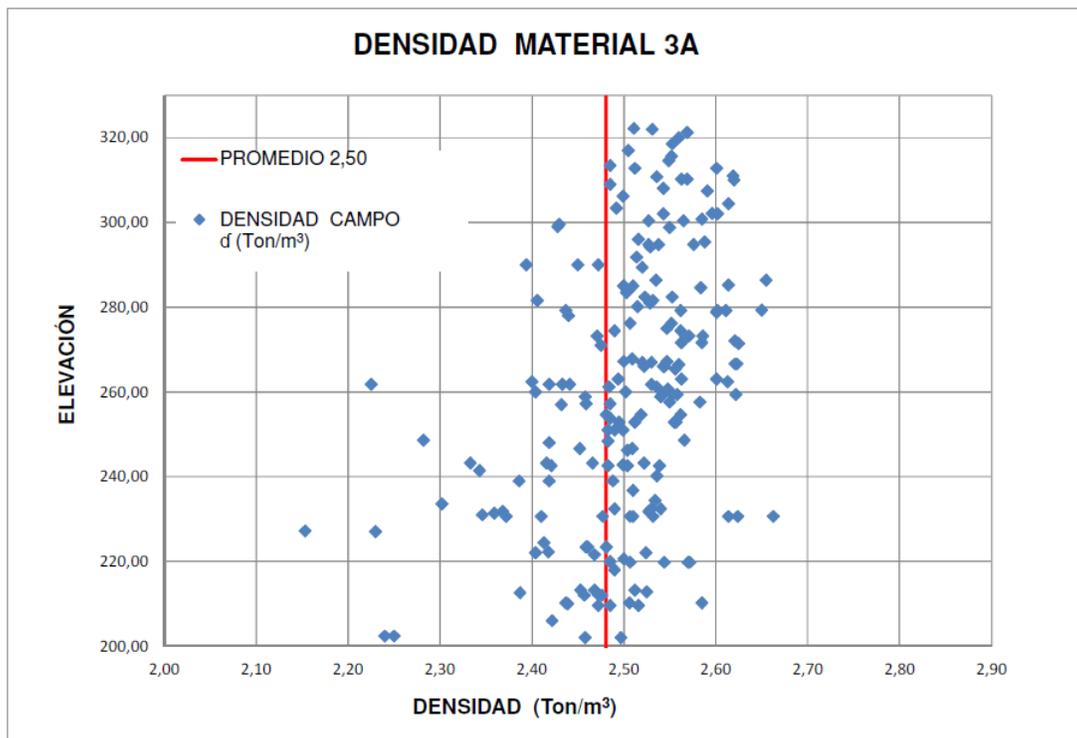
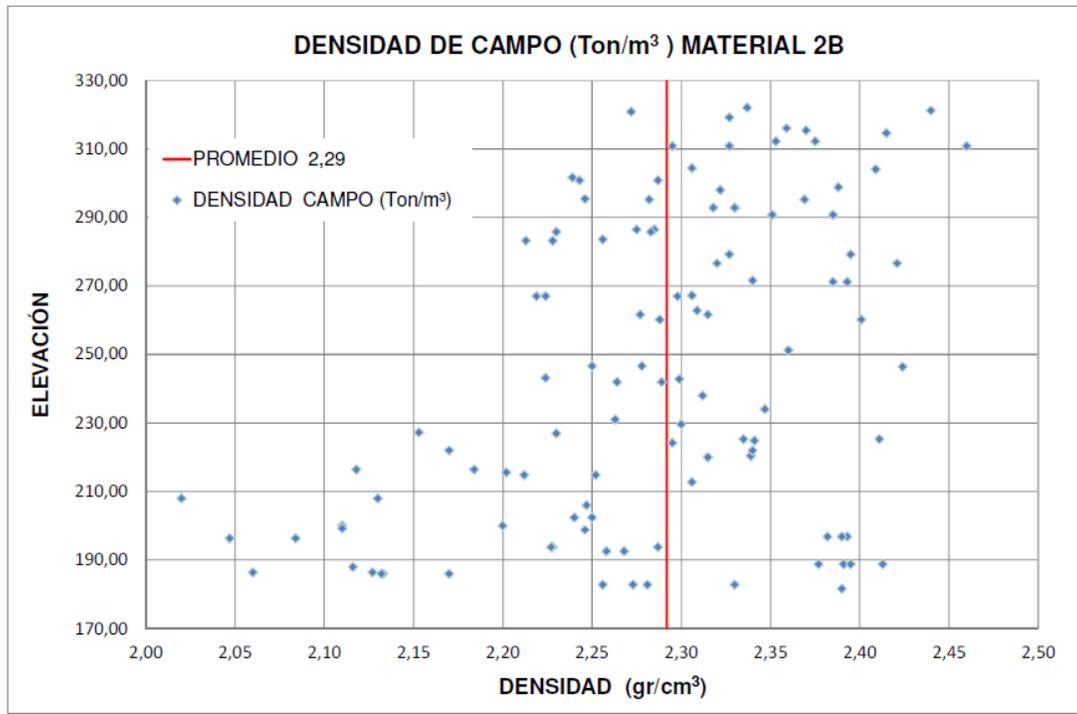


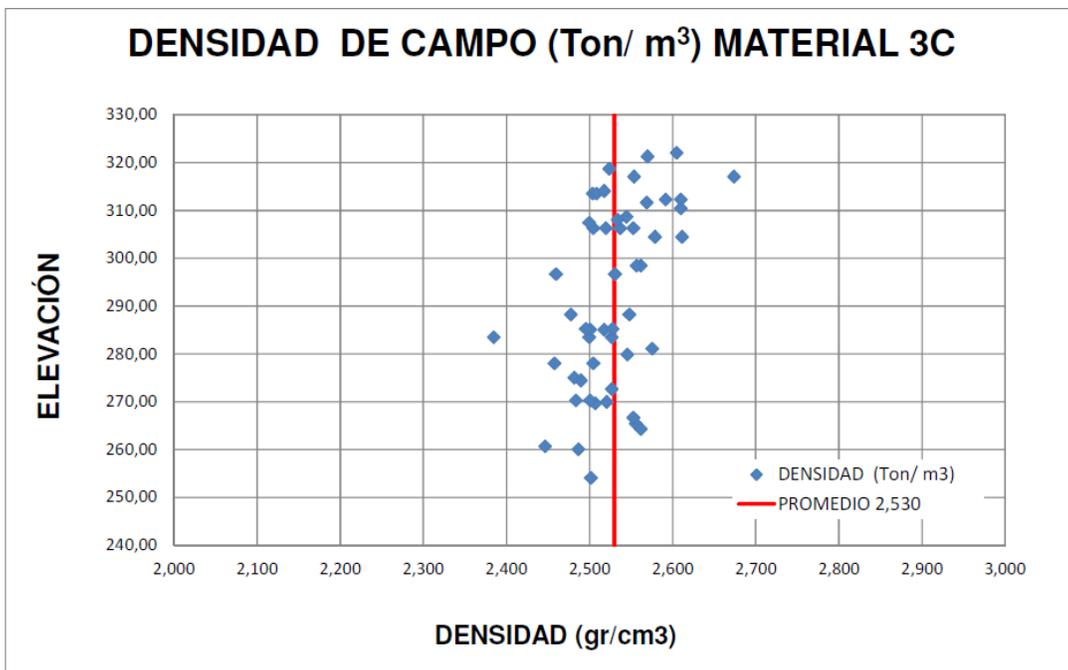
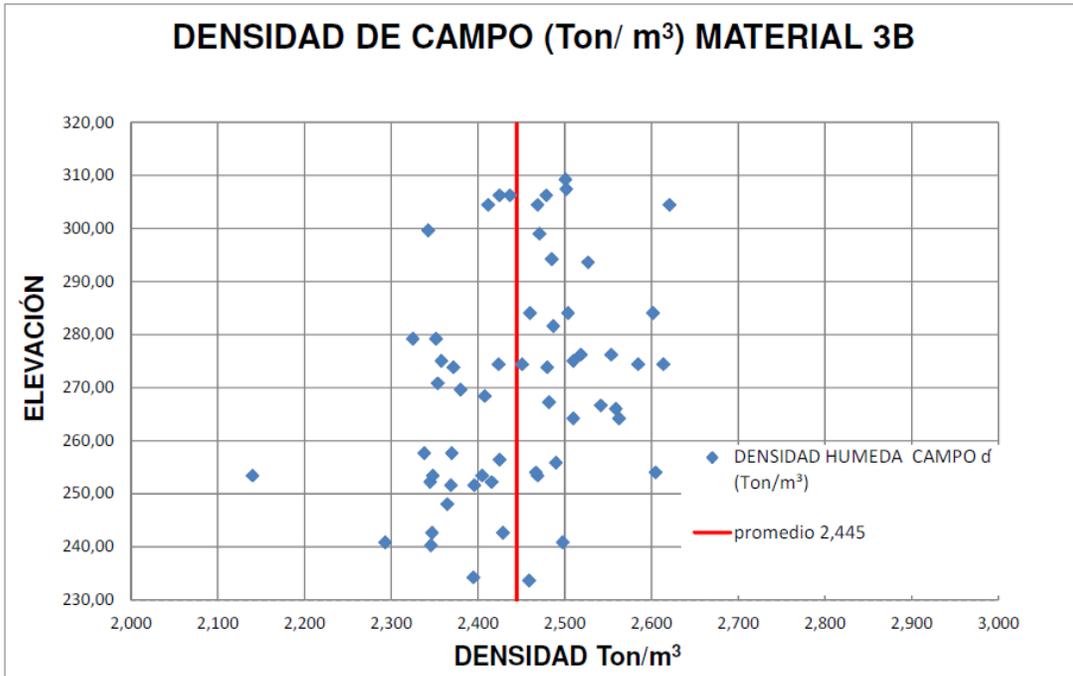




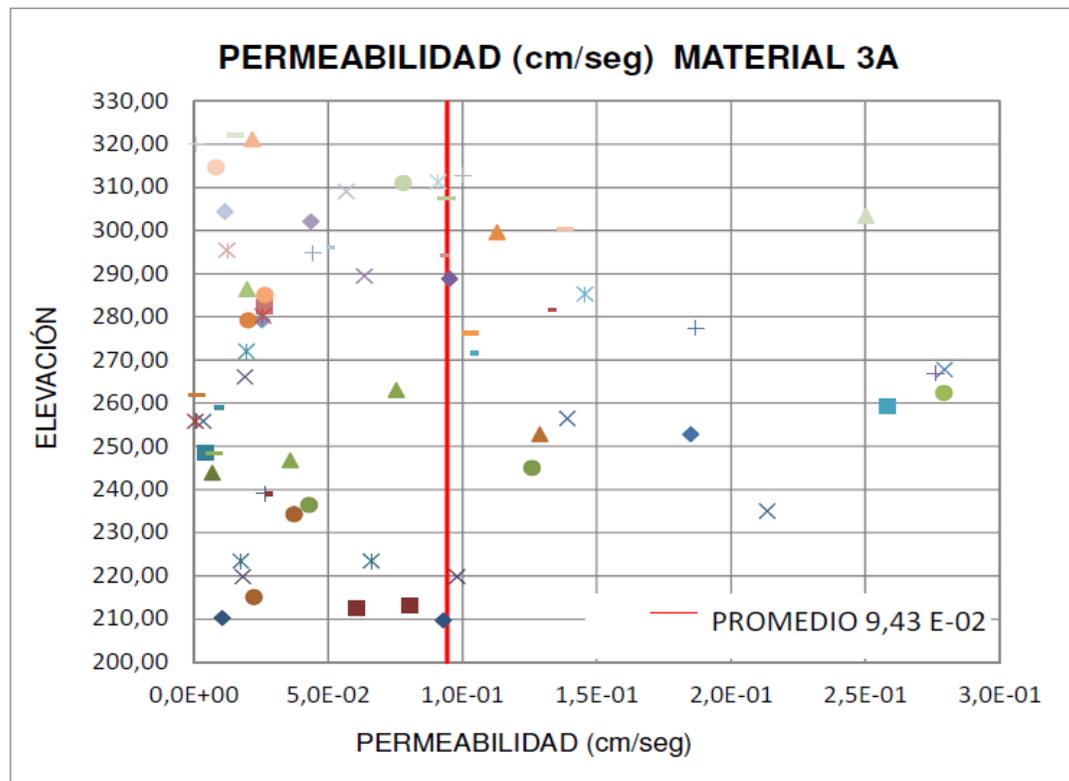
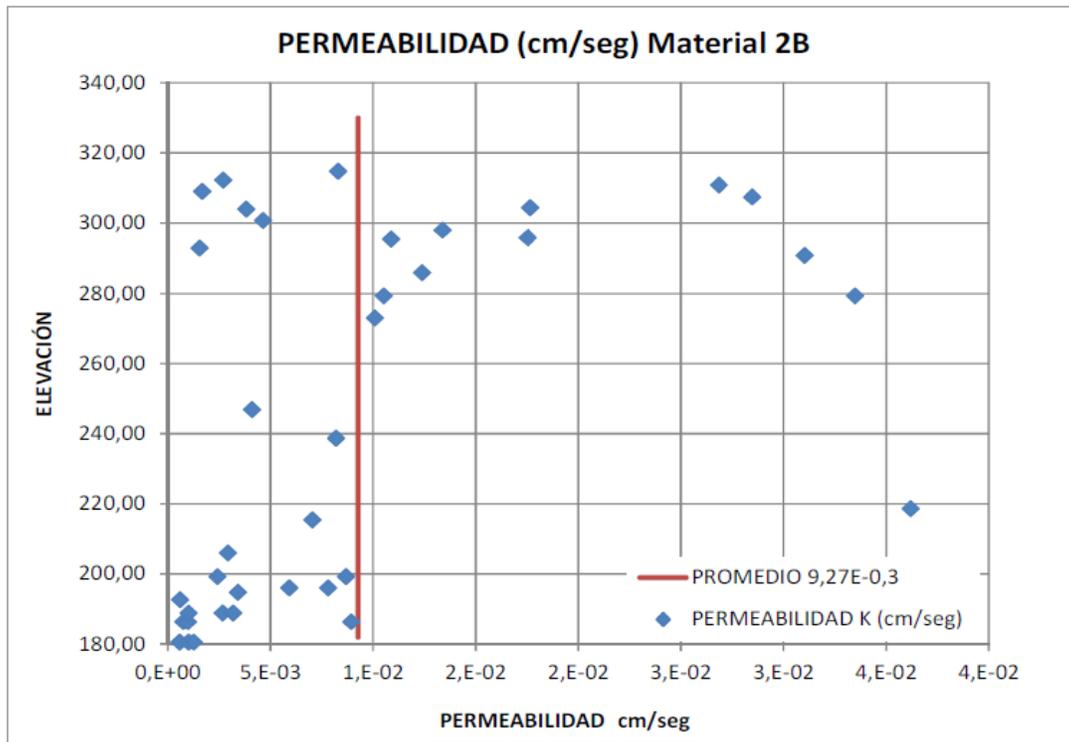


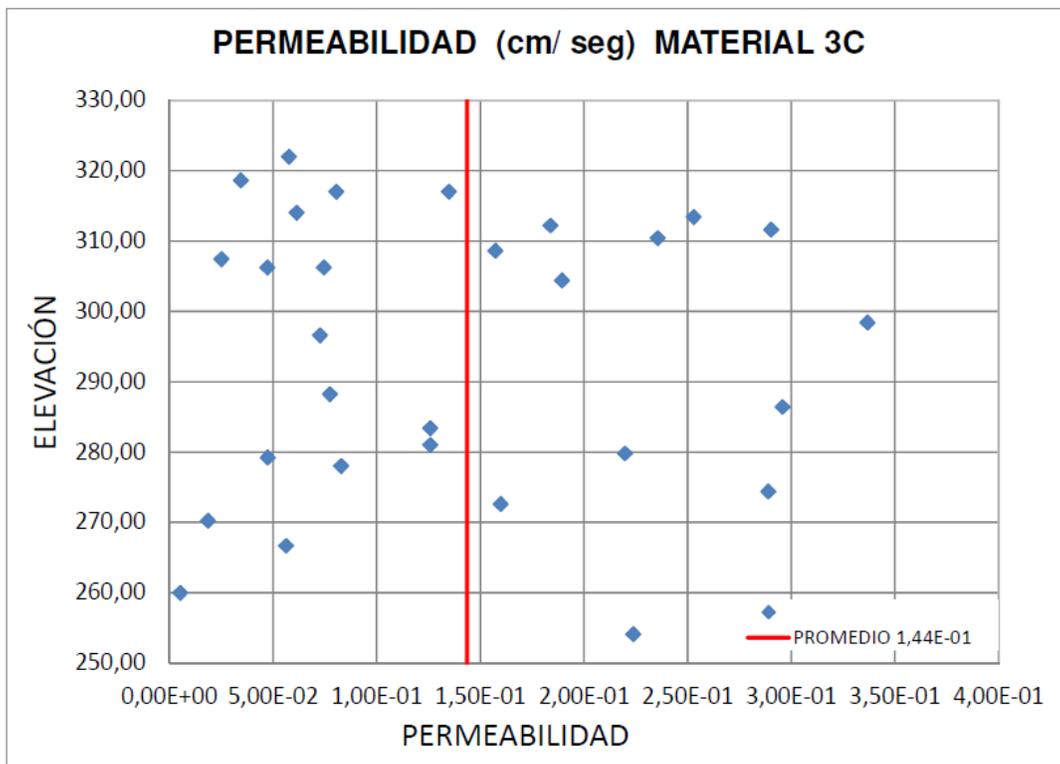
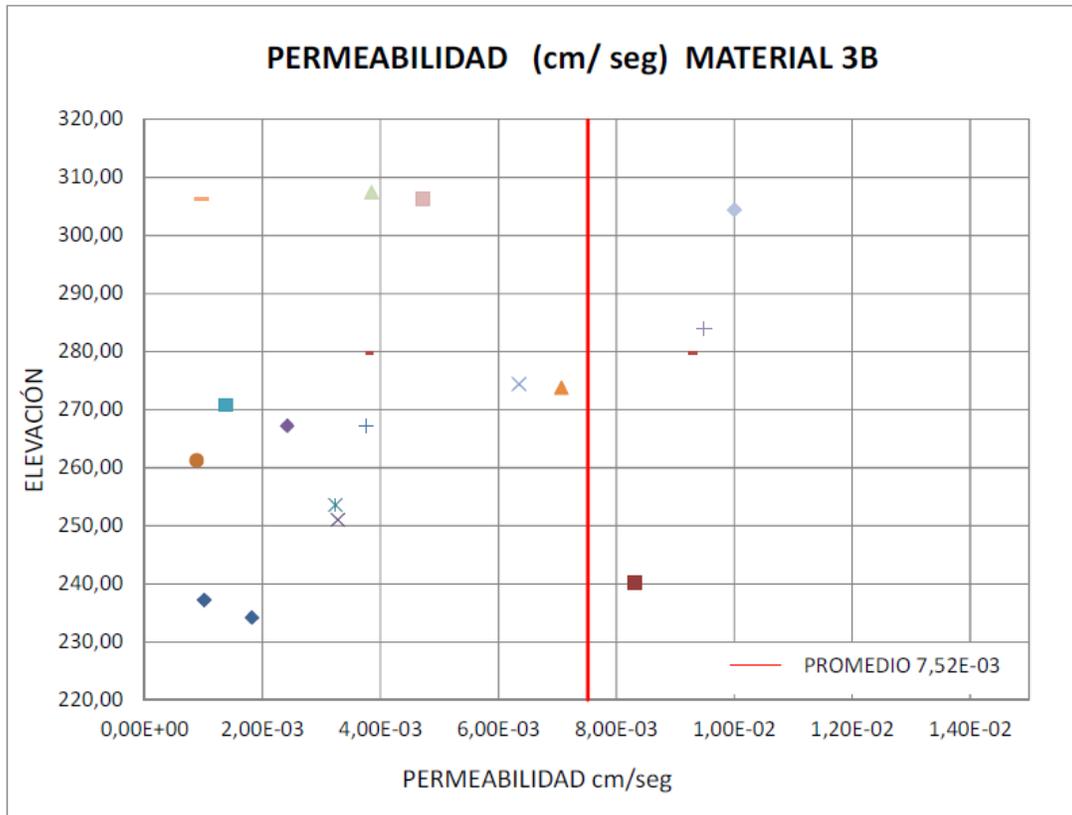
ANEXO B. DENSIDADES DE CAMPO LLENOS DE LA PRESA



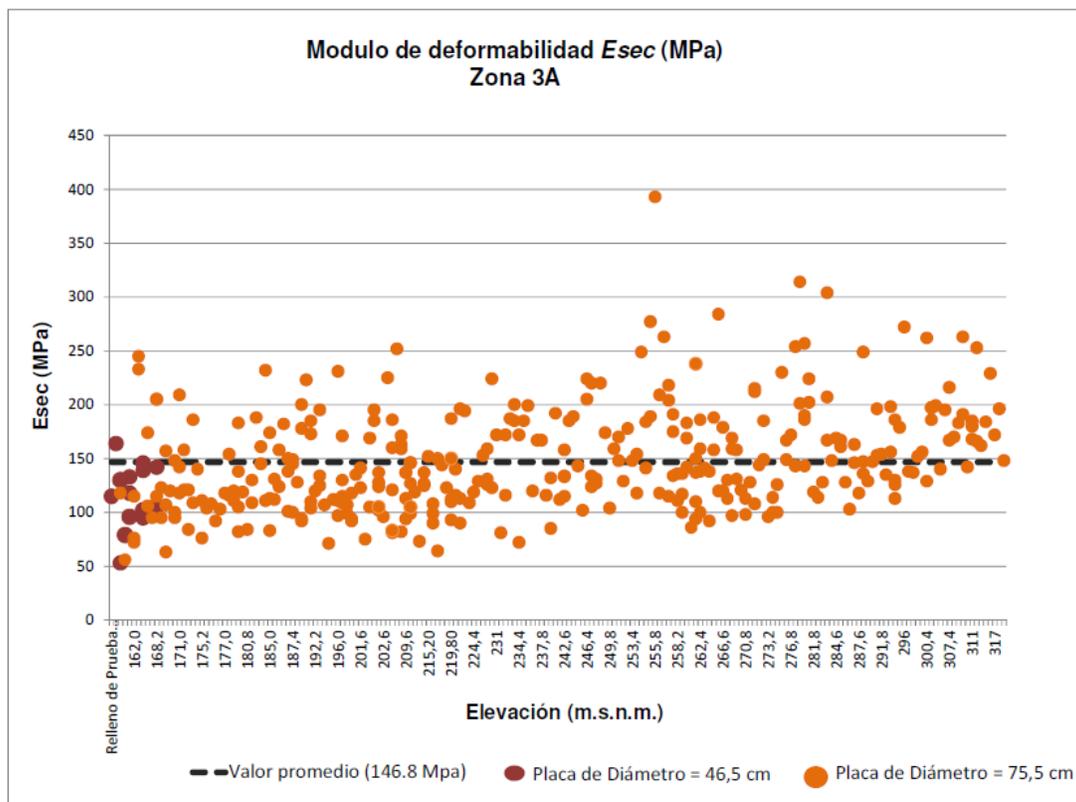
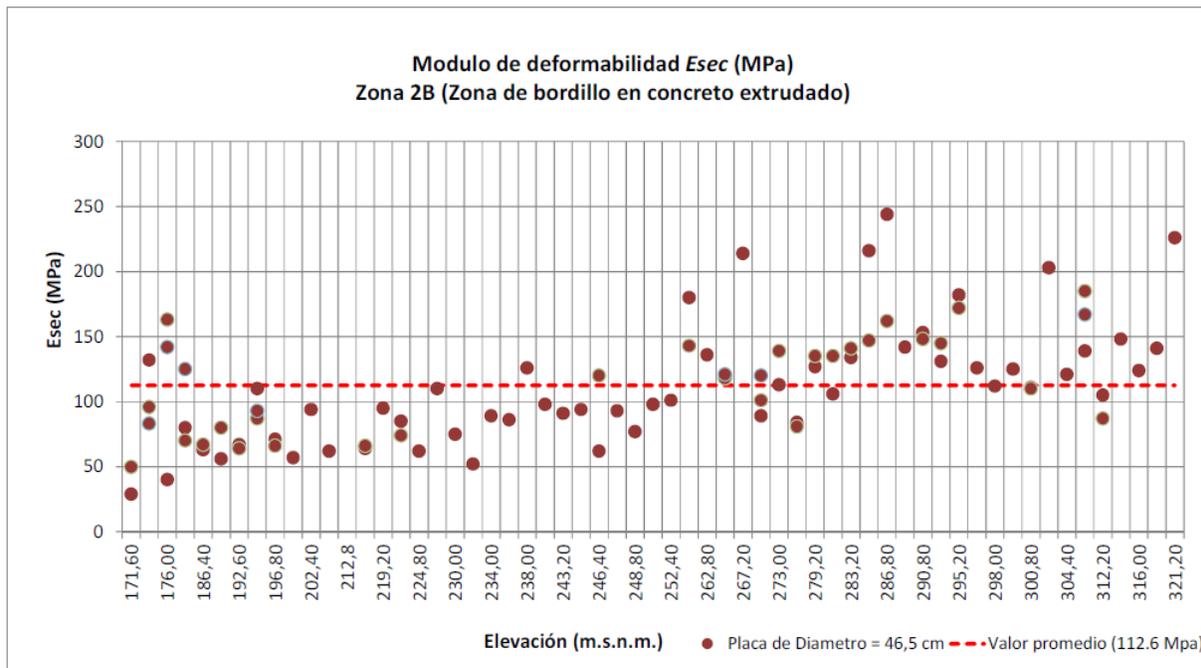


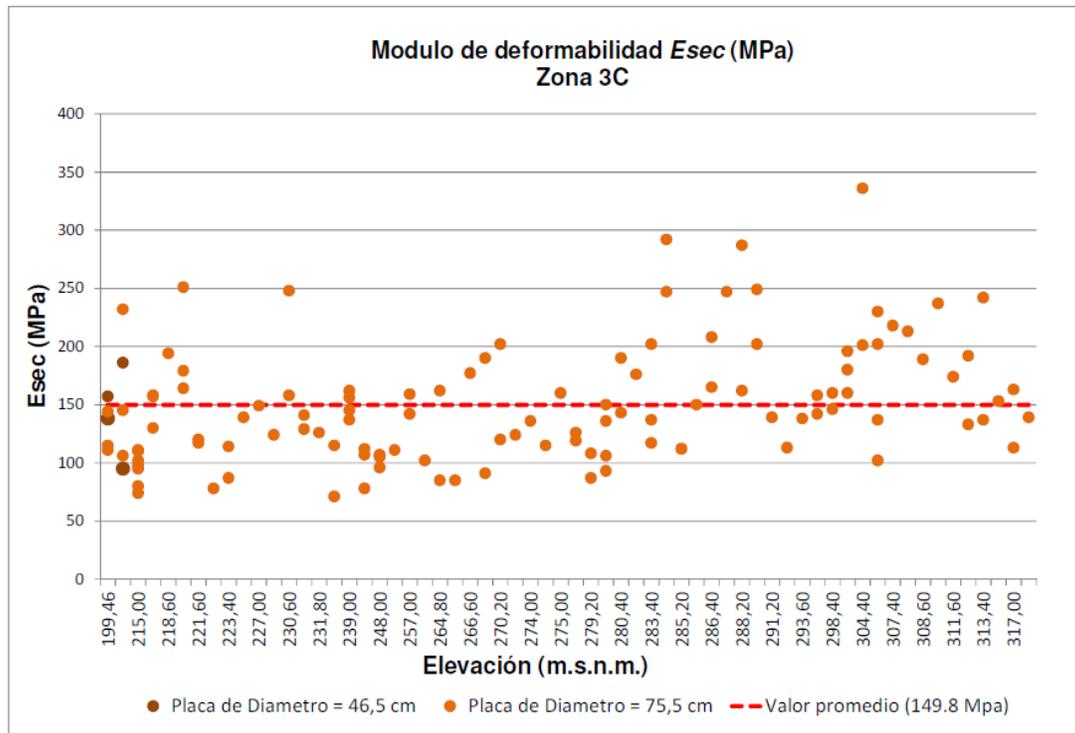
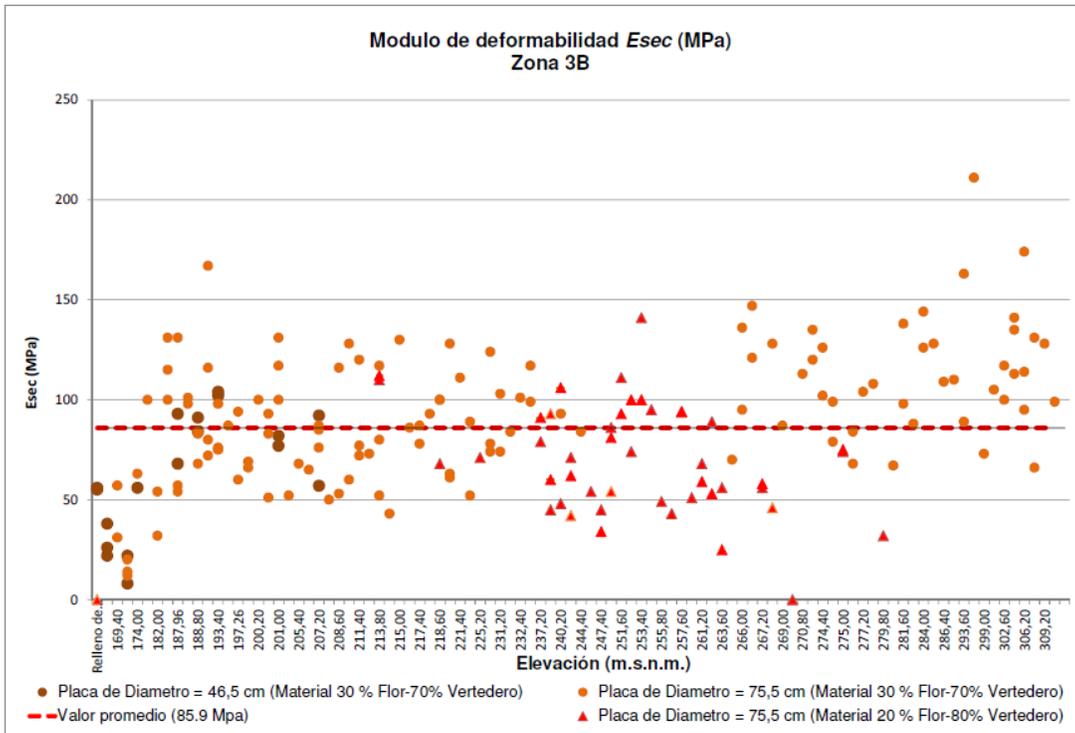
ANEXO C. ENSAYOS DE PERMEABILIDAD LLENOS DE LA PRESA





ANEXO D. ENSAYOS DE PLACA DE CARGA LLENOS DE LA PRESA



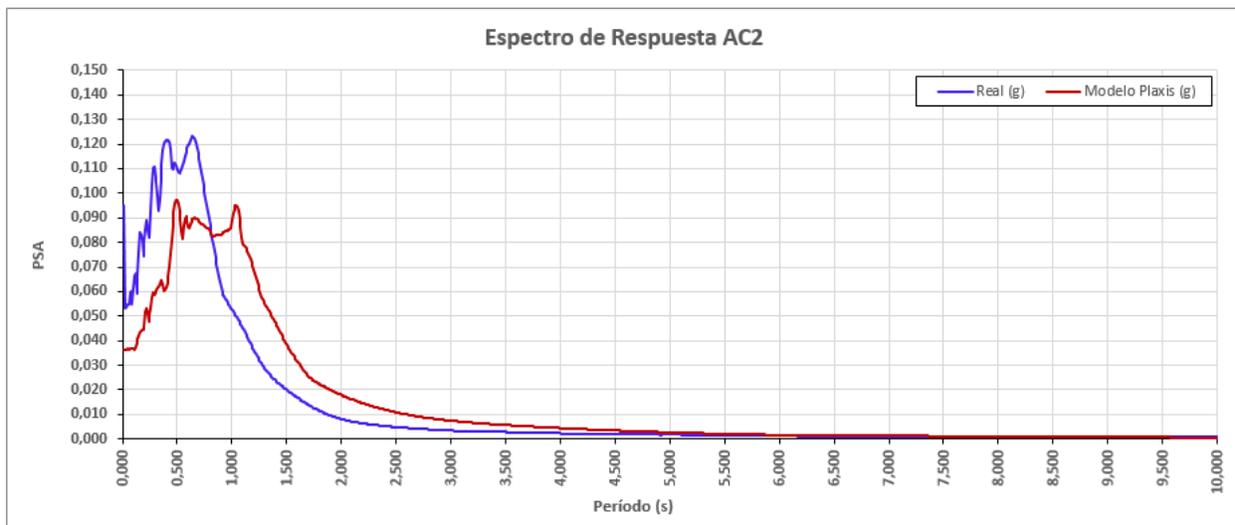
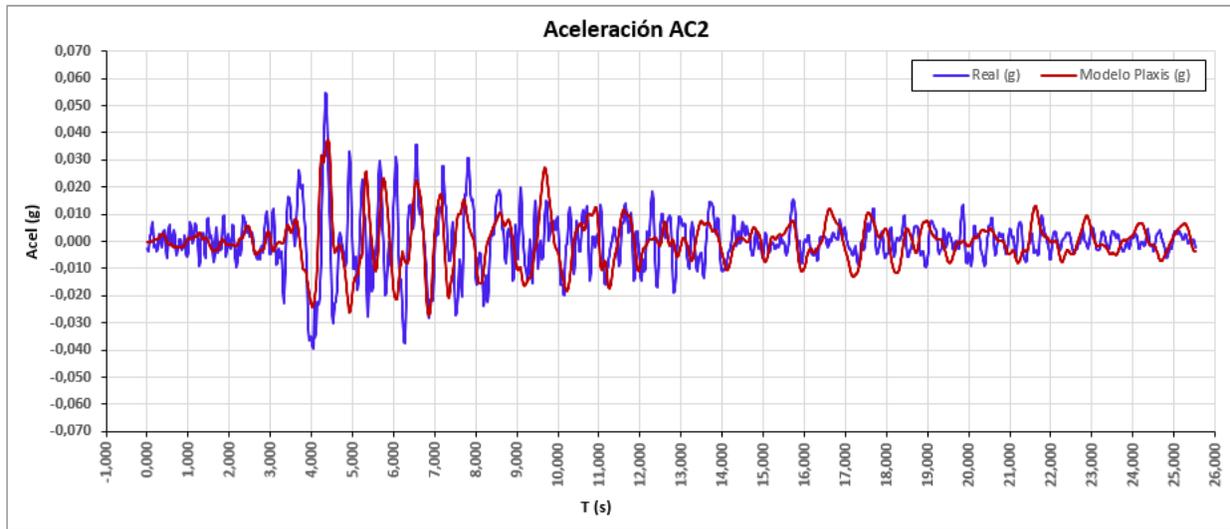


ANEXO E. 0. MODELO INICIAL HS SMALL.

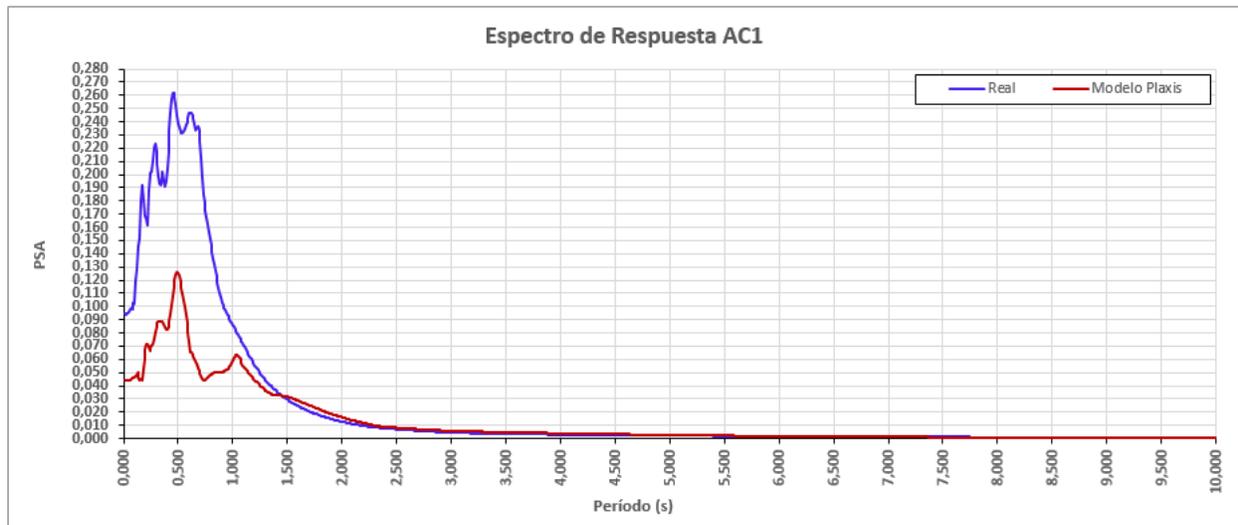
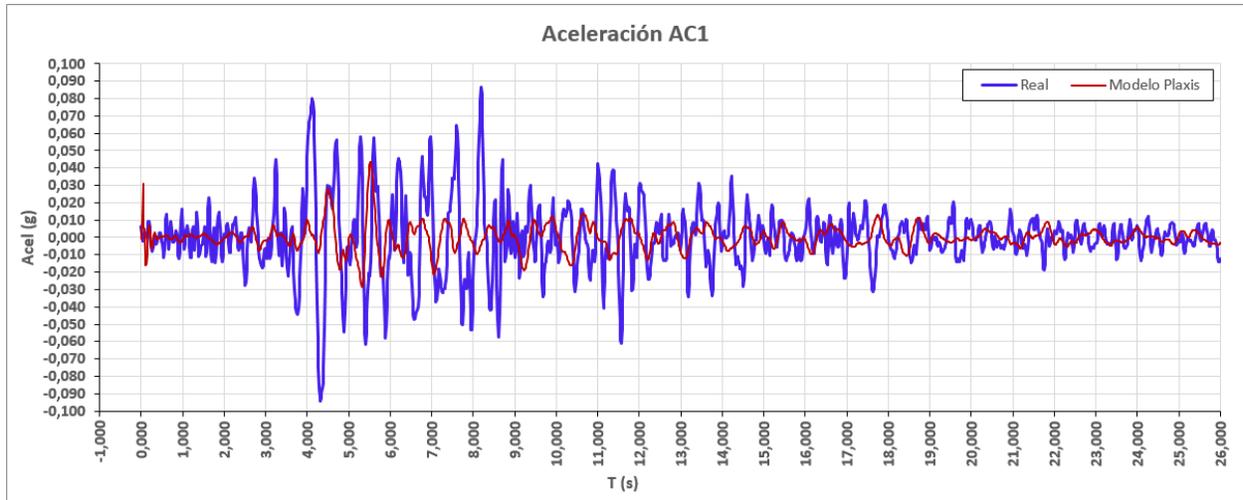
PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

ANEXO F. I. DISMINUCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)**PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS**

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,82
---------------------------	------

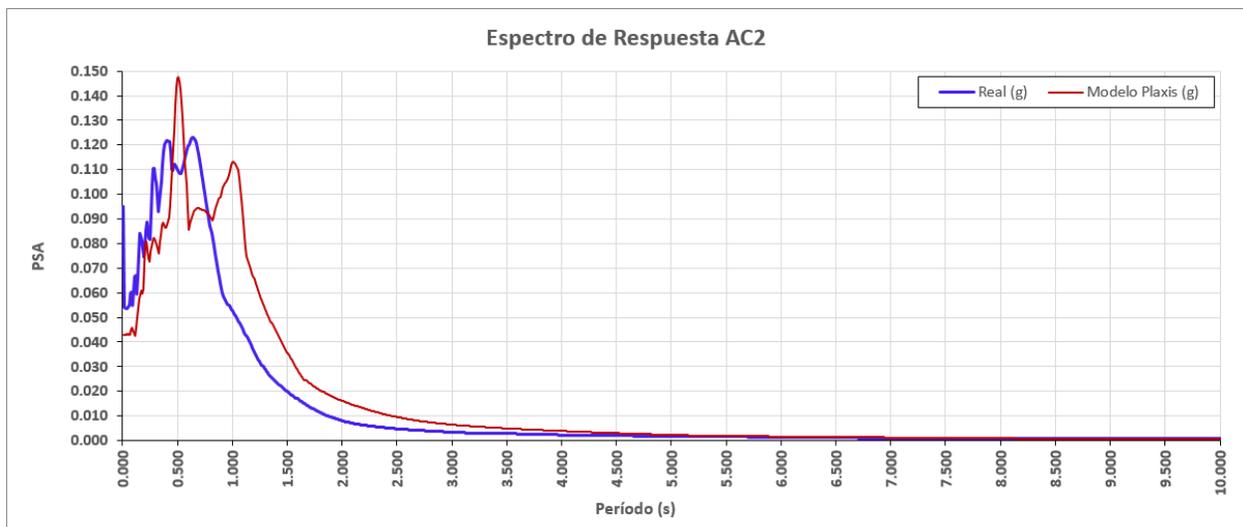
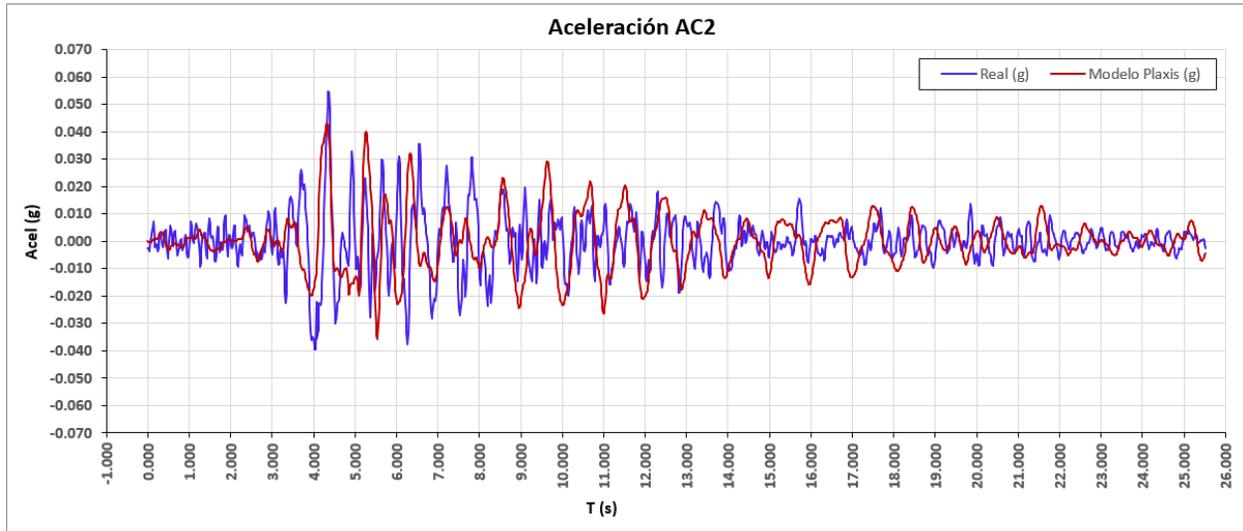


Nivel de ajuste (R^2)	0,55
---------------------------	------

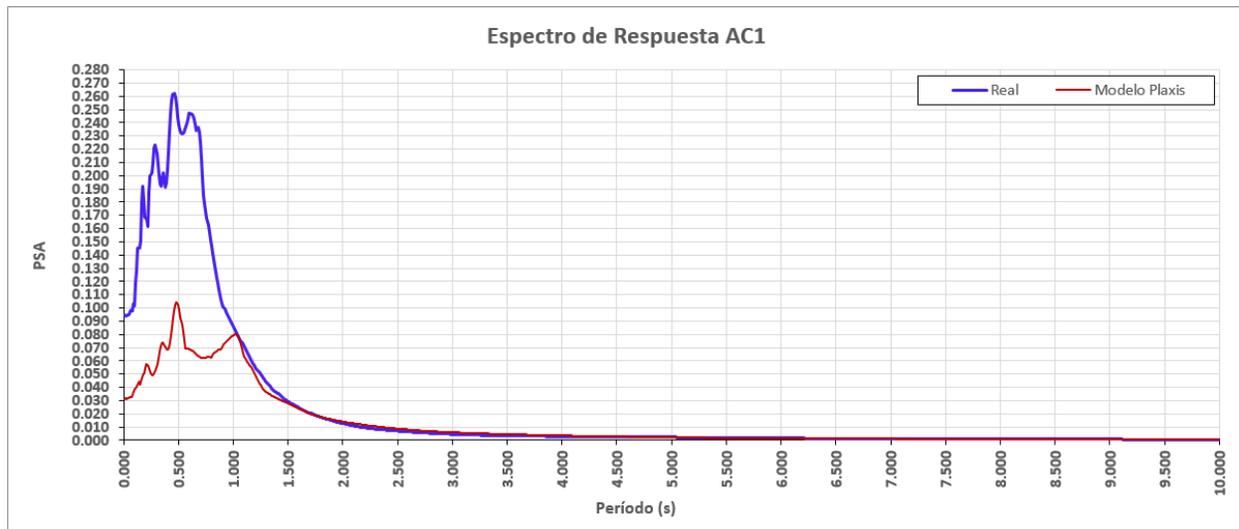
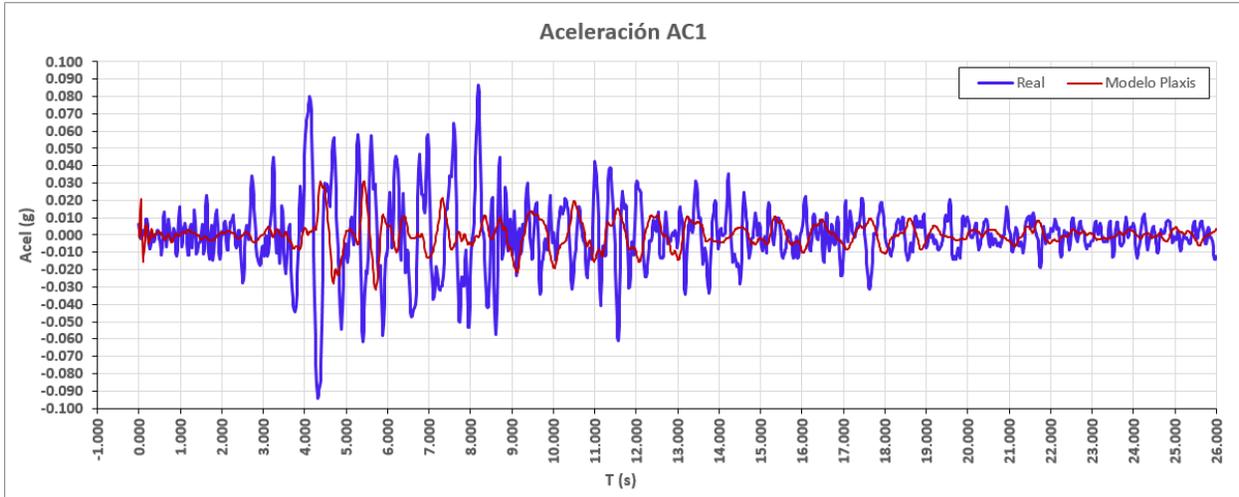
ANEXO G. II. INCREMENTO DE LA VELOCIDAD DE ONDA (V_s)

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



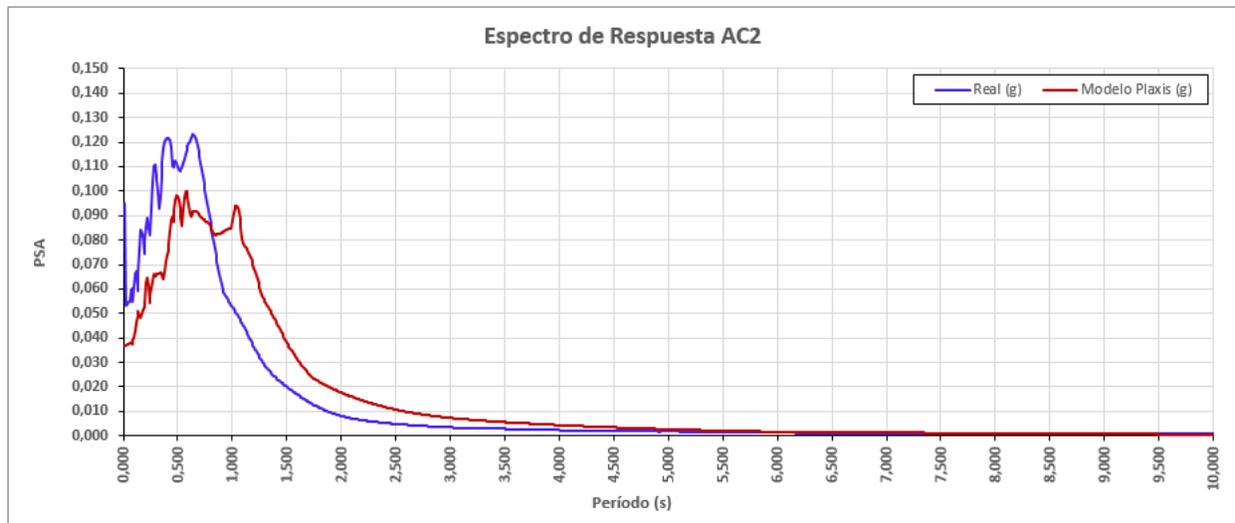
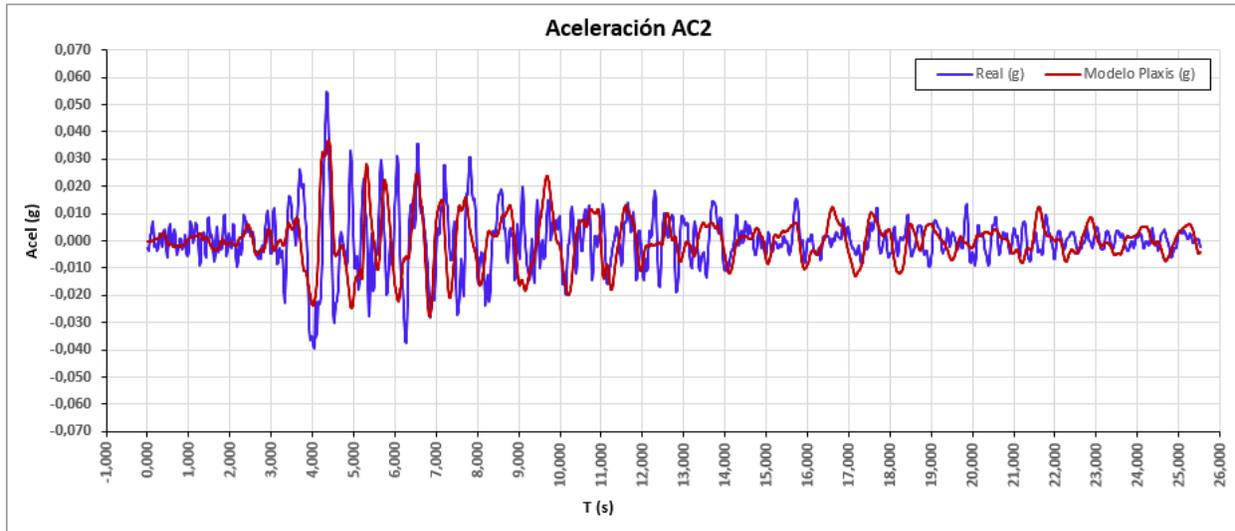
Nivel de ajuste (R^2)	0,83
---------------------------	------



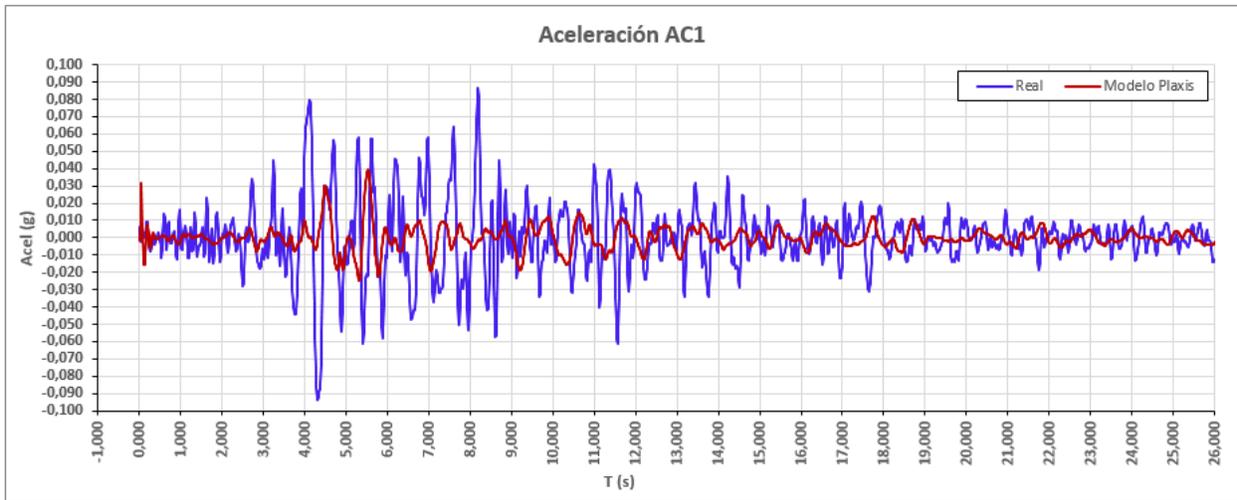
Nivel de ajuste (R^2)	0,51
---------------------------	------

ANEXO H. III. REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref})**PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS**

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,85
---------------------------	------

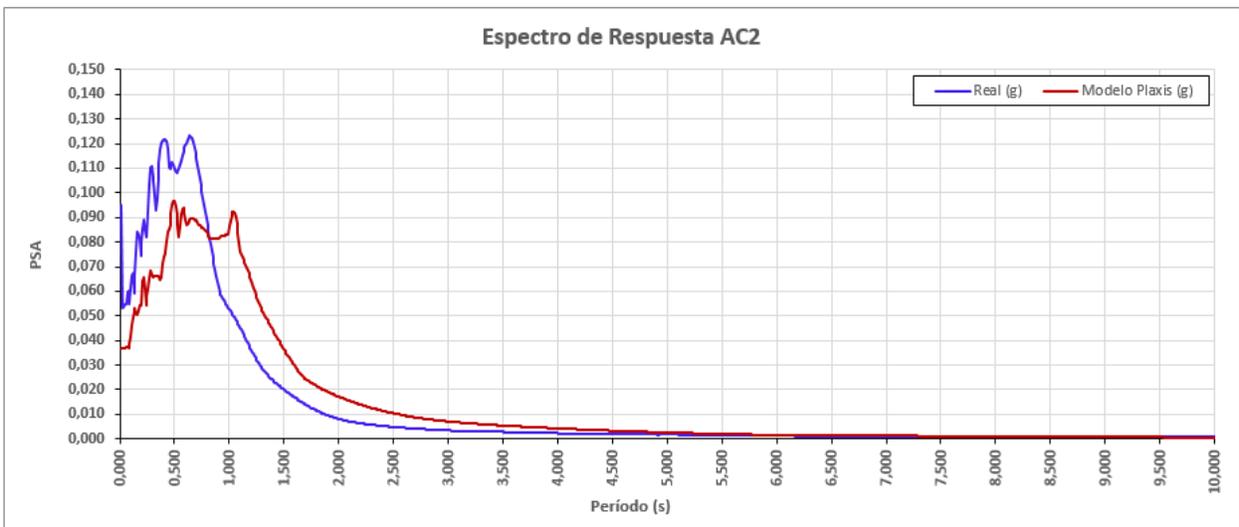
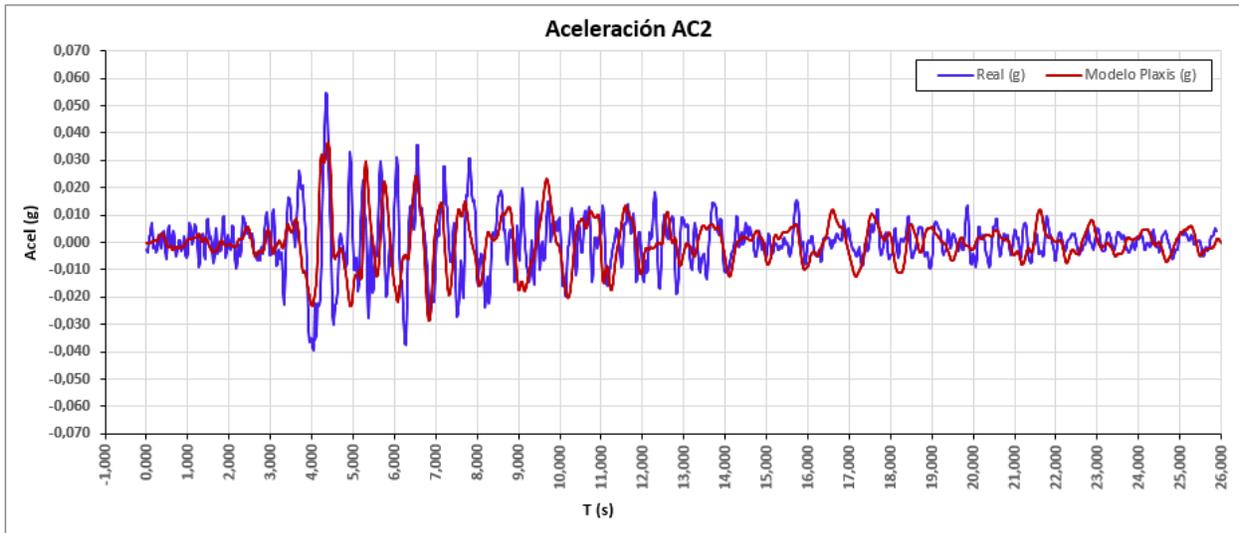


Nivel de ajuste (R^2)	0,58
---------------------------	------

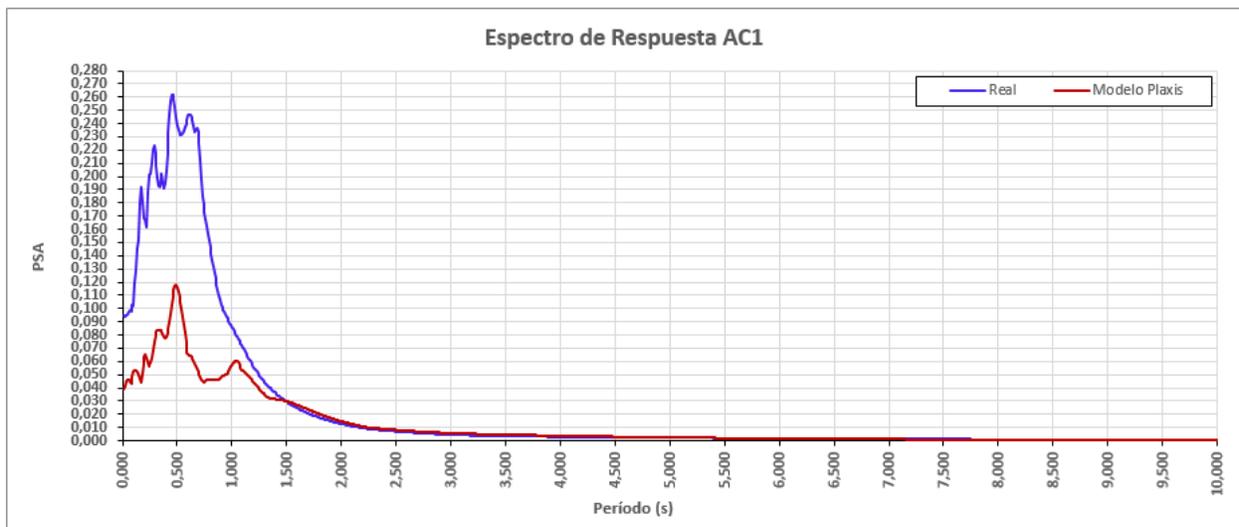
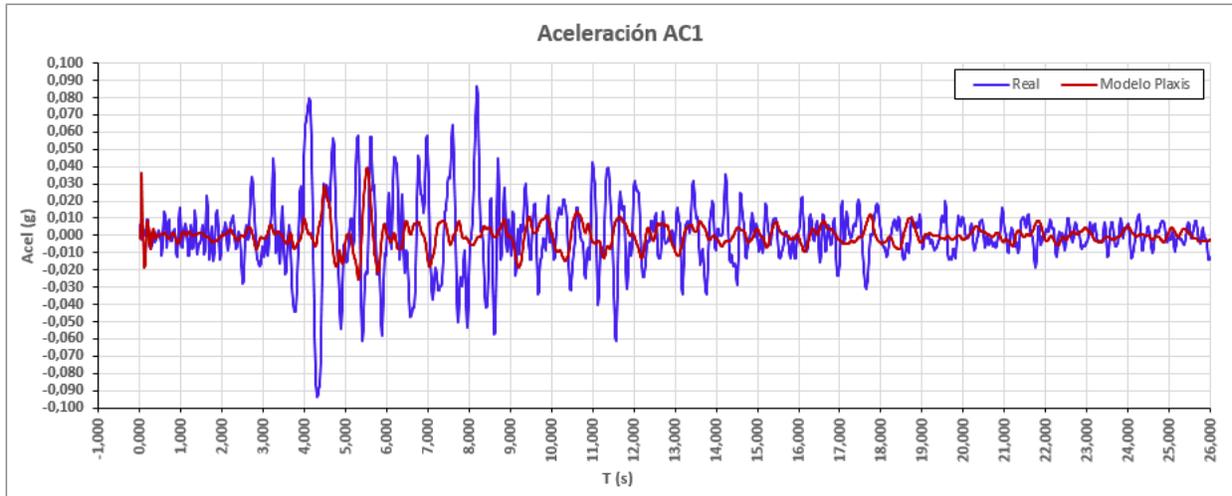
ANEXO I. IV. AMORTIGUACIÓN - REDUCCIÓN DE LA ALTURA DEL DEPÓSITO (H)

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



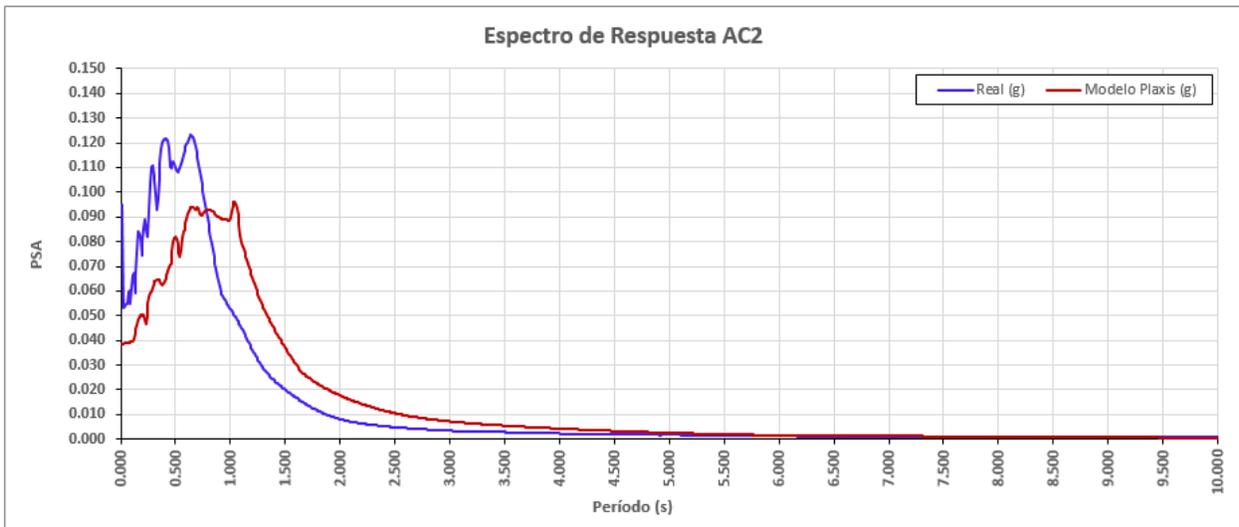
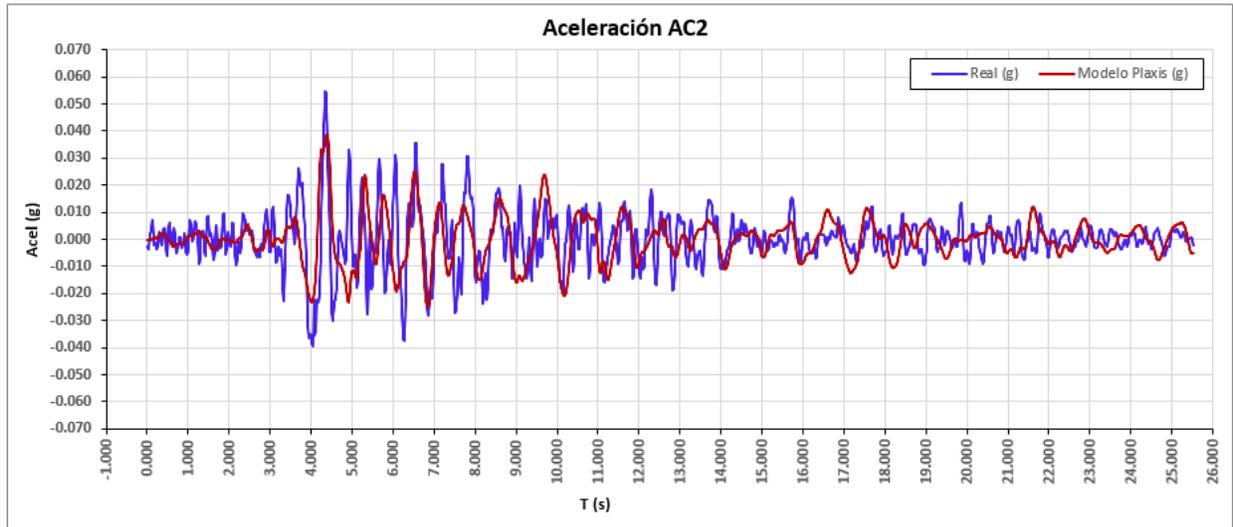
Nivel de ajuste (R^2)	0,84
---------------------------	------



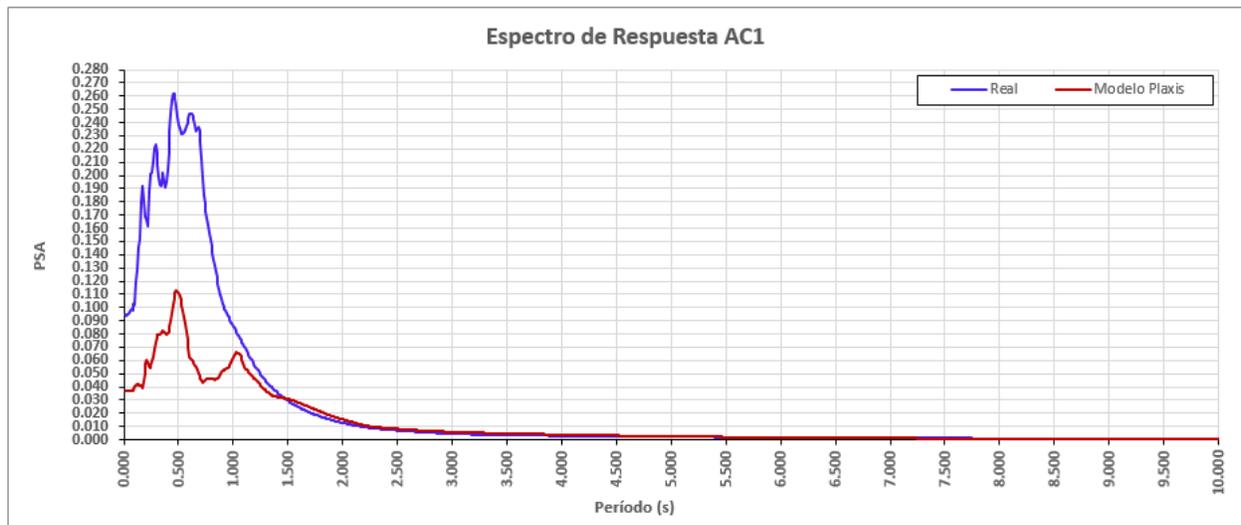
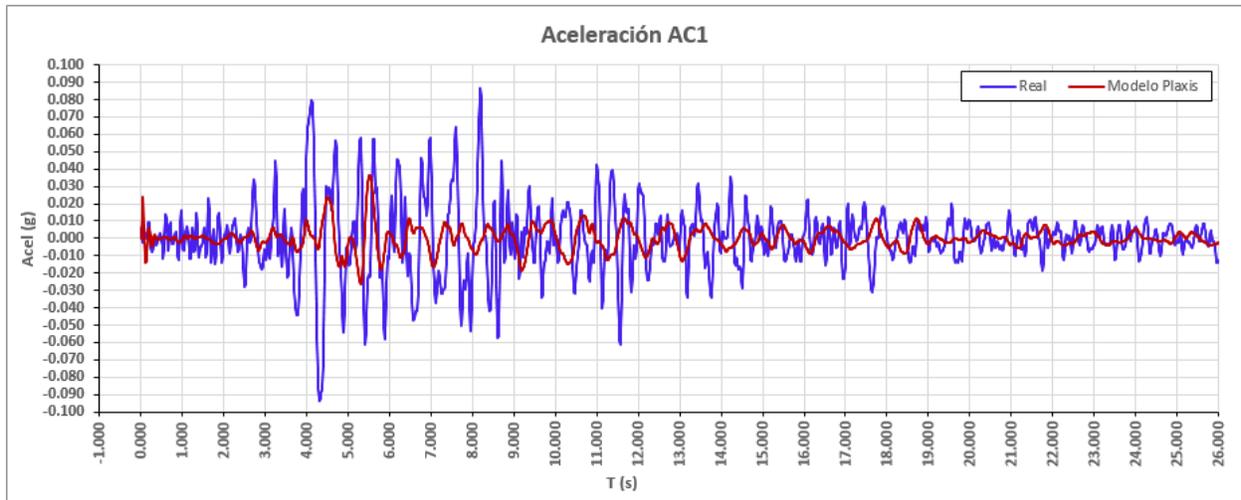
Nivel de ajuste (R^2)	0,52
---------------------------	------

ANEXO J. V. REDUCCIÓN DE LA FRECUENCIA FUNDAMENTAL DEL SISMO (W_n)**PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS**

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



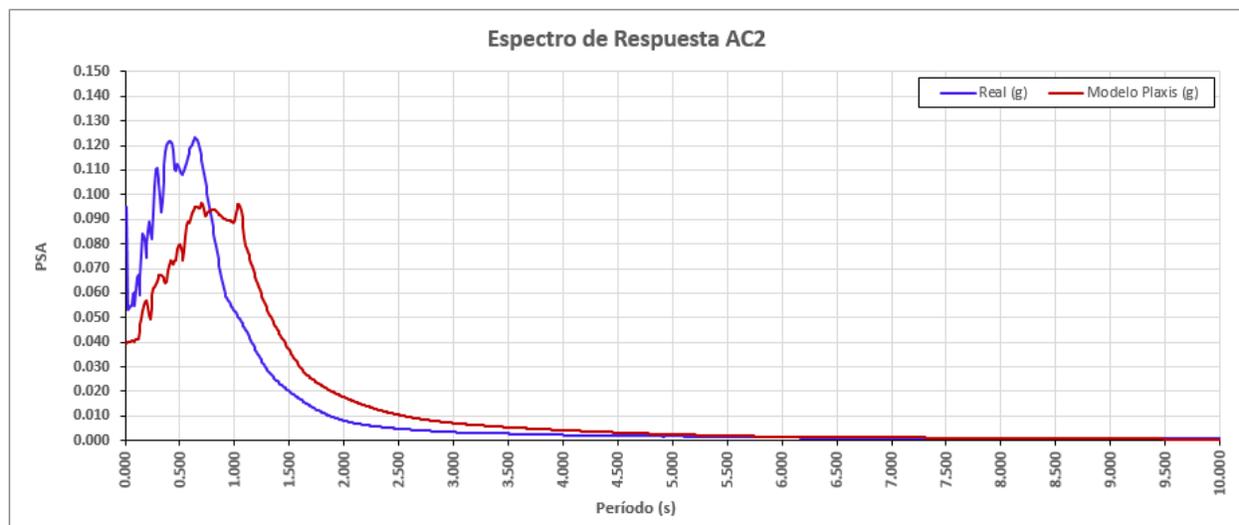
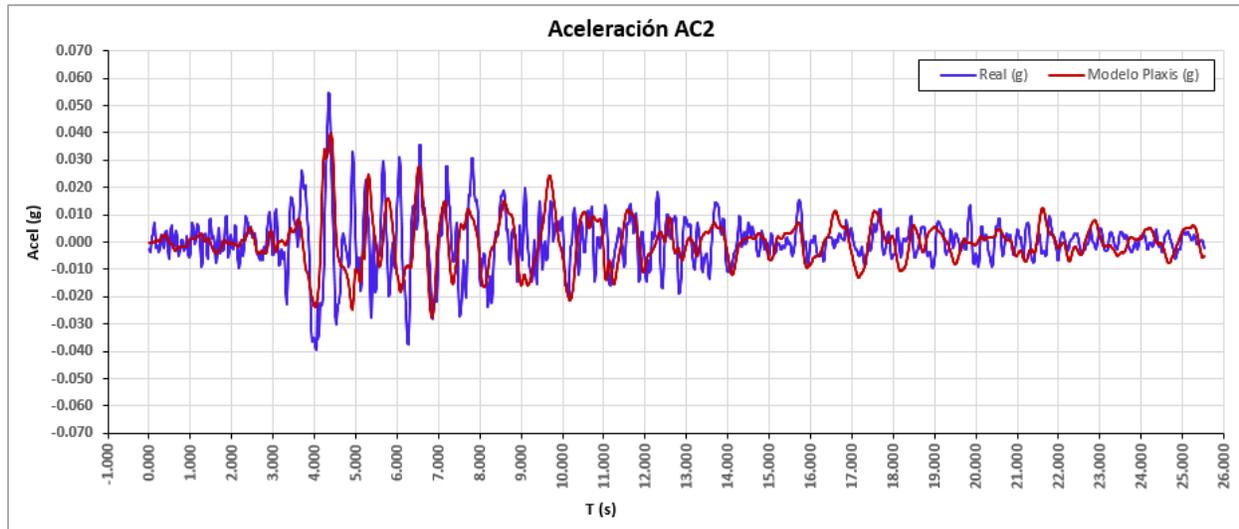
Nivel de ajuste (R^2)	0,80
---------------------------	------



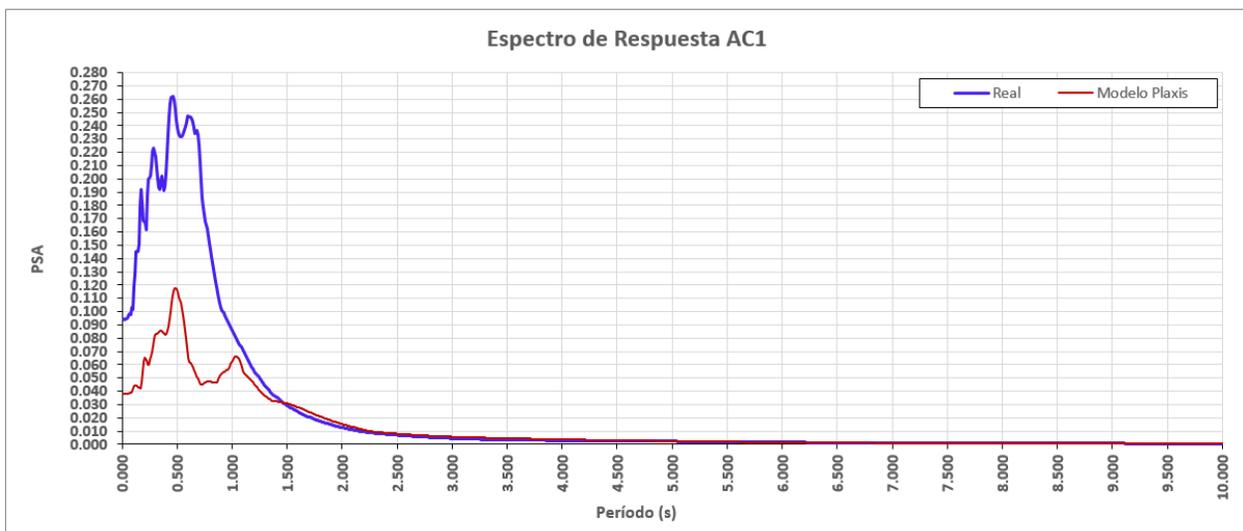
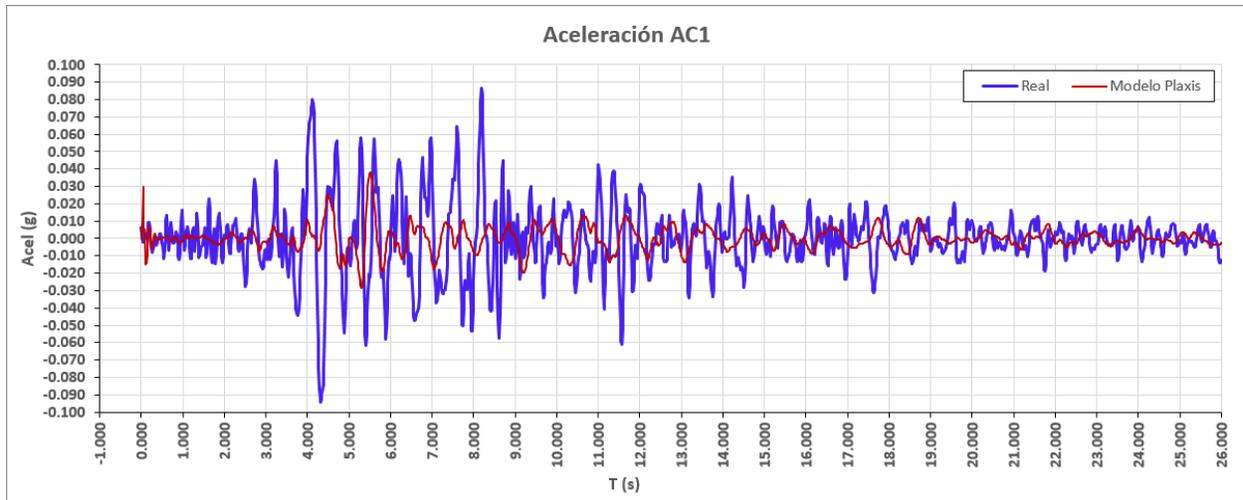
Nivel de ajuste (R^2)	0,50
---------------------------	------

ANEXO K. VI. REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE POISSON (ν)**PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS**

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



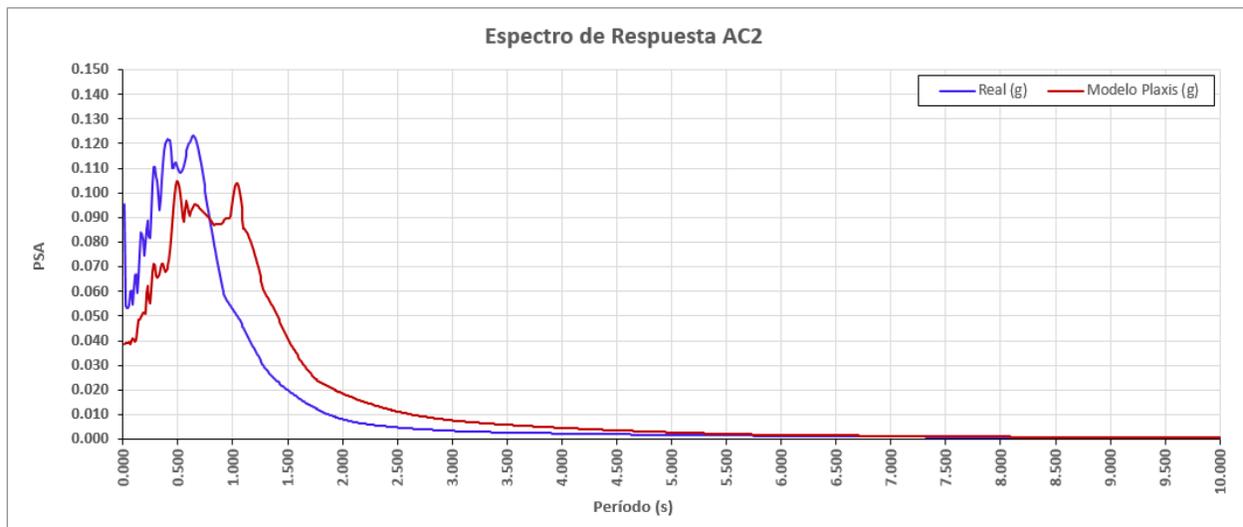
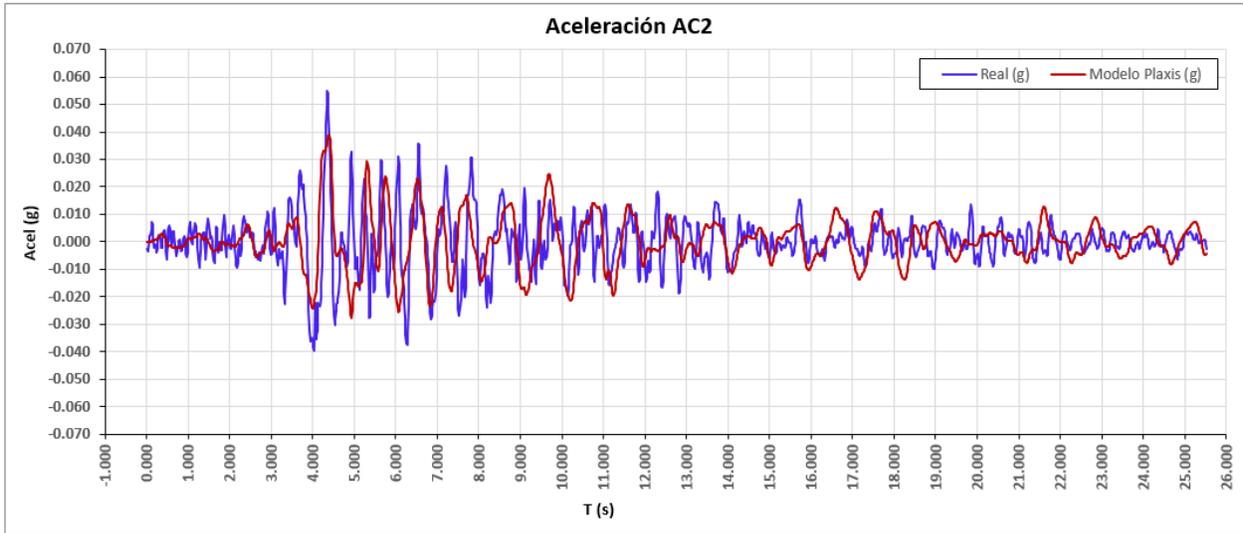
Nivel de ajuste (R^2)	0,82
---------------------------	------



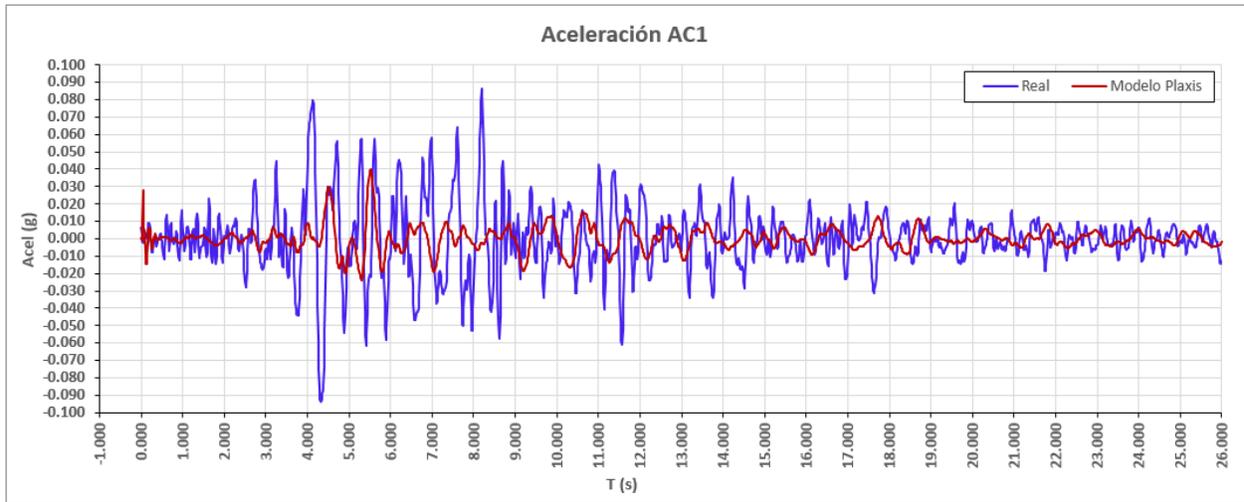
Nivel de ajuste (R^2)	0,53
---------------------------	------

ANEXO L. VII. AMORTIGUACIÓN – REDUCCIÓN DE LA FRECUENCIA ANGULAR DEL SUELO (Wm)**PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS**

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,80
---------------------------	------

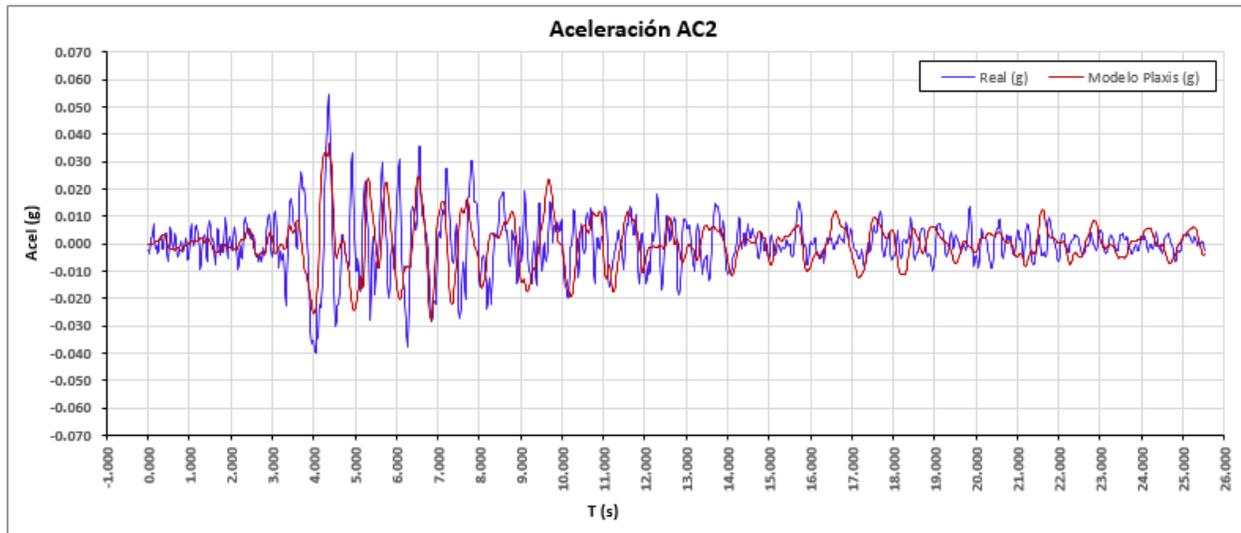


Nivel de ajuste (R^2)	0,53
---------------------------	------

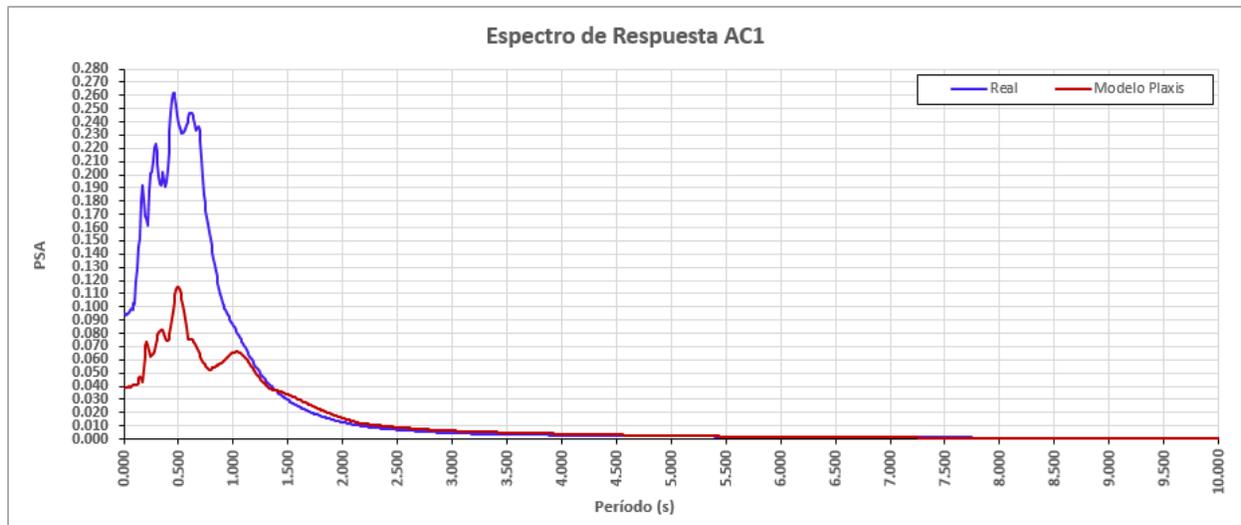
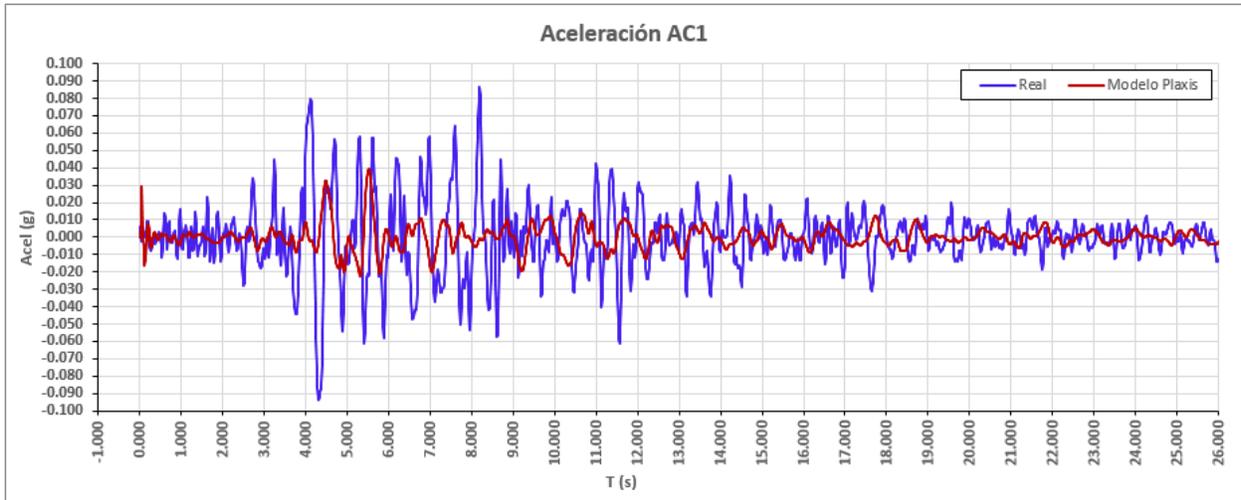
ANEXO M. VIII. REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ef}).

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,68
---------------------------	------

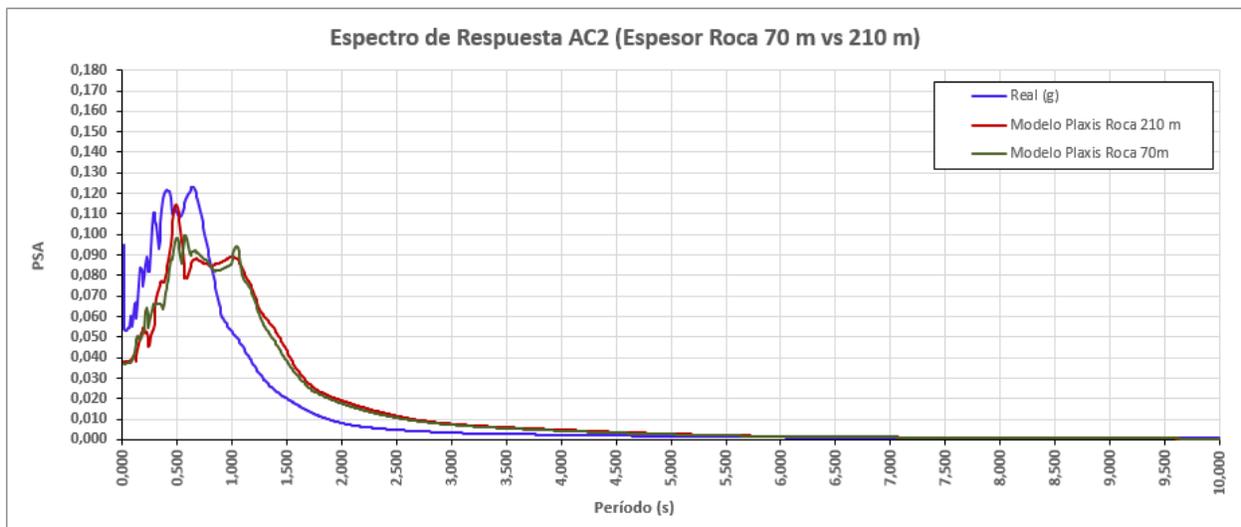
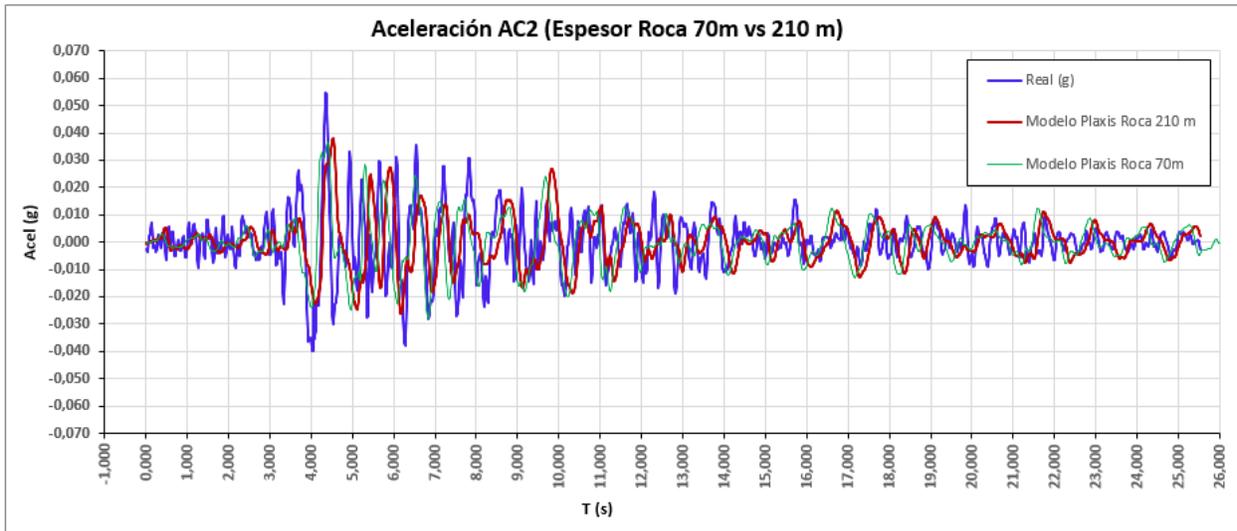


Nivel de ajuste (R^2)	0,59
---------------------------	------

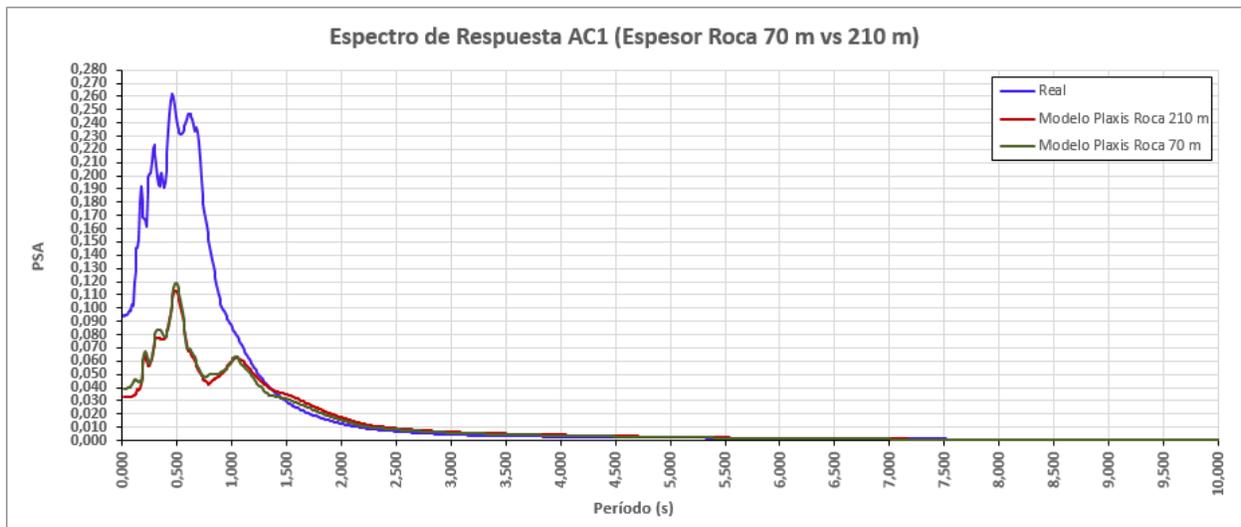
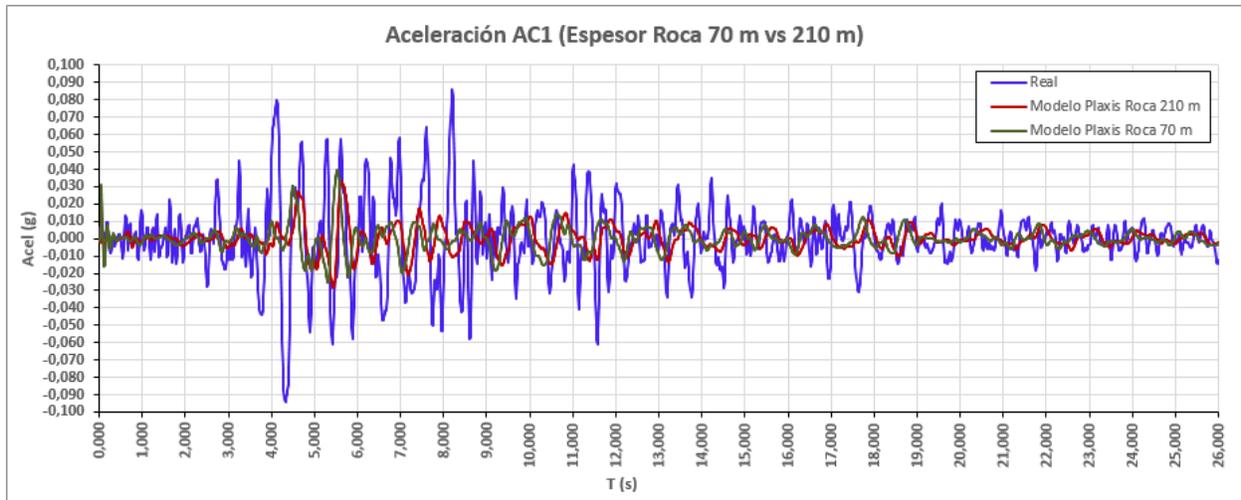
ANEXO N. IX. MODIFICACIÓN ESPESOR DE ROCA DE FUNDACIÓN (210 m)

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS (Ver ANEXO E. 0. MODELO INICIAL HS SMALL)

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,83
---------------------------	------

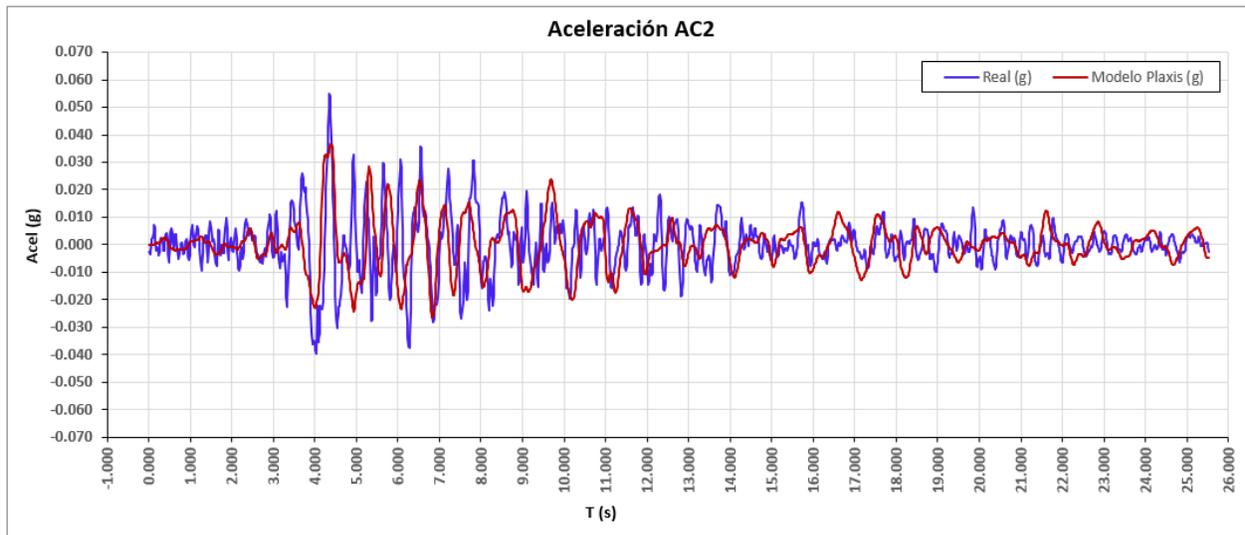


Nivel de ajuste (R^2)	0,56
---------------------------	------

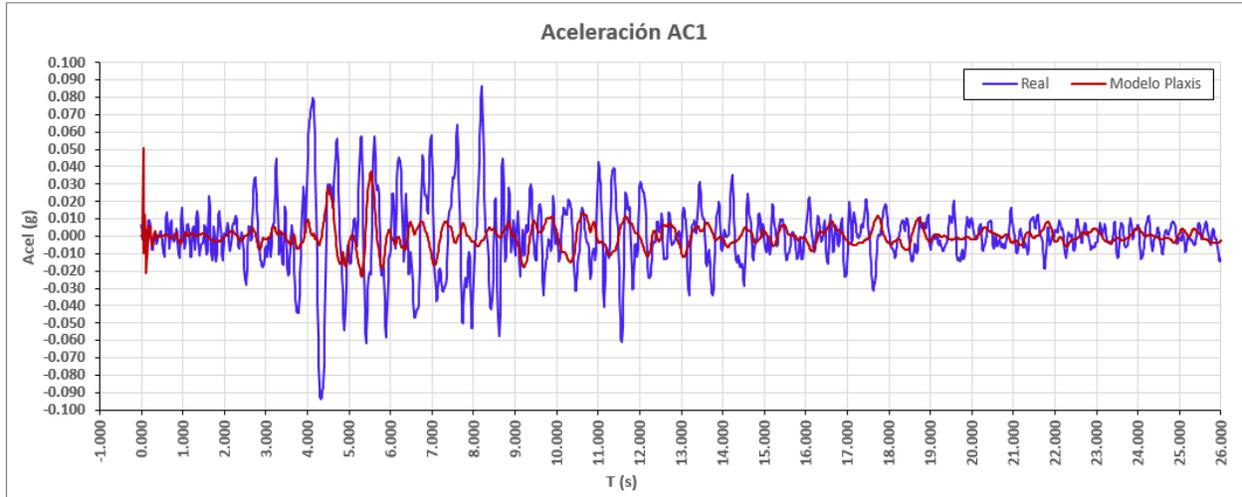
ANEXO O. X. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,82
---------------------------	------

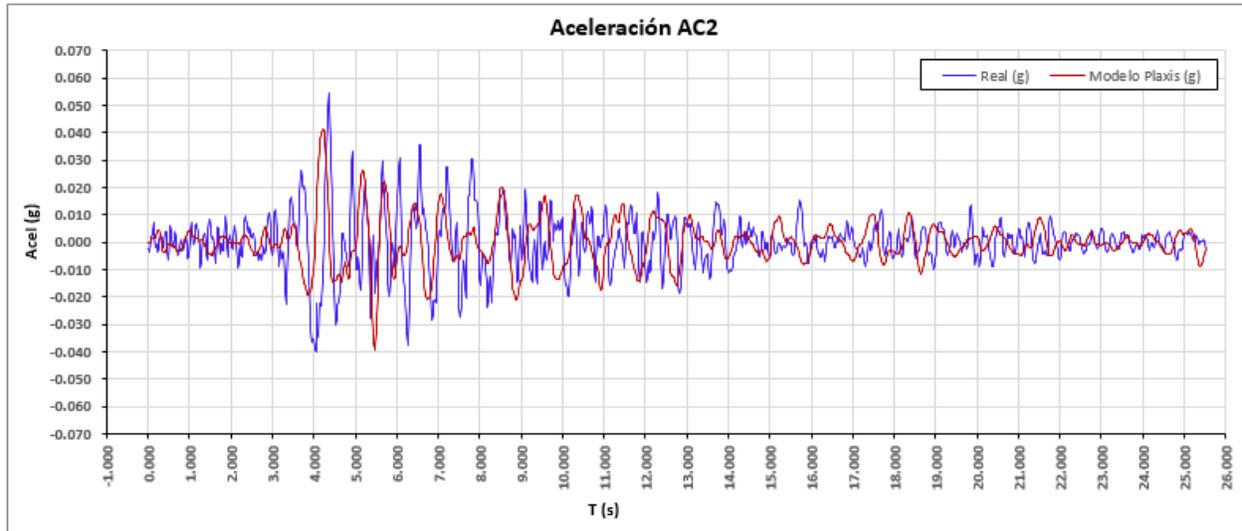


Nivel de ajuste (R^2)	0,50
---------------------------	------

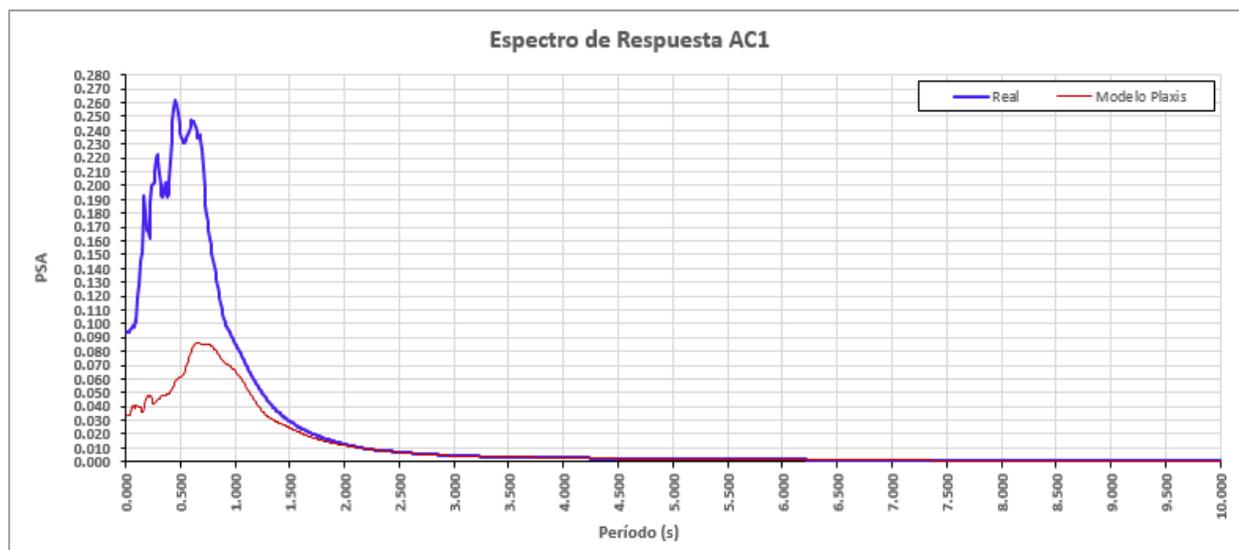
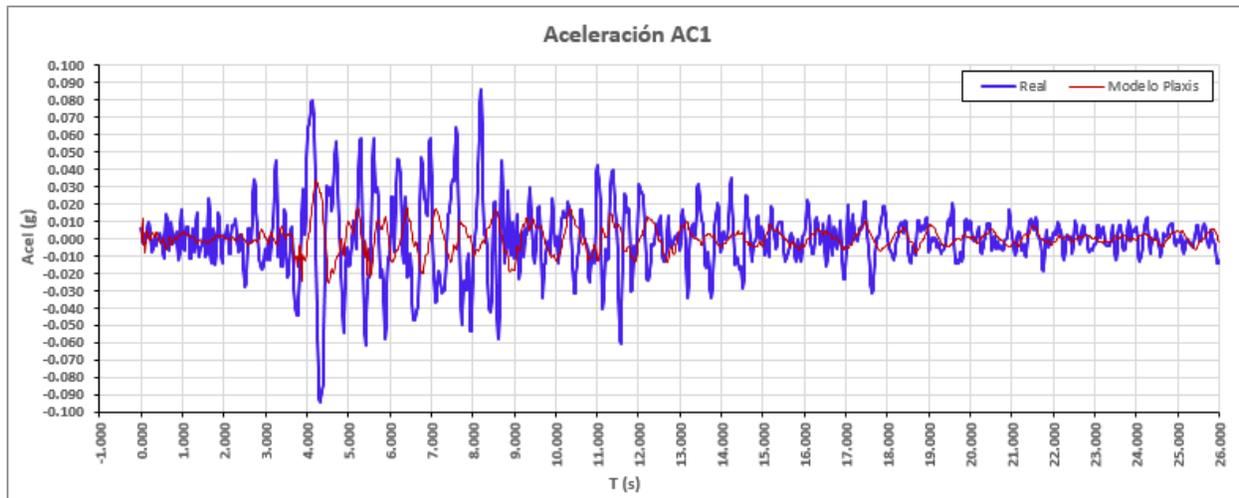
ANEXO P. XI. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RÍGIDEZ

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,91
---------------------------	------

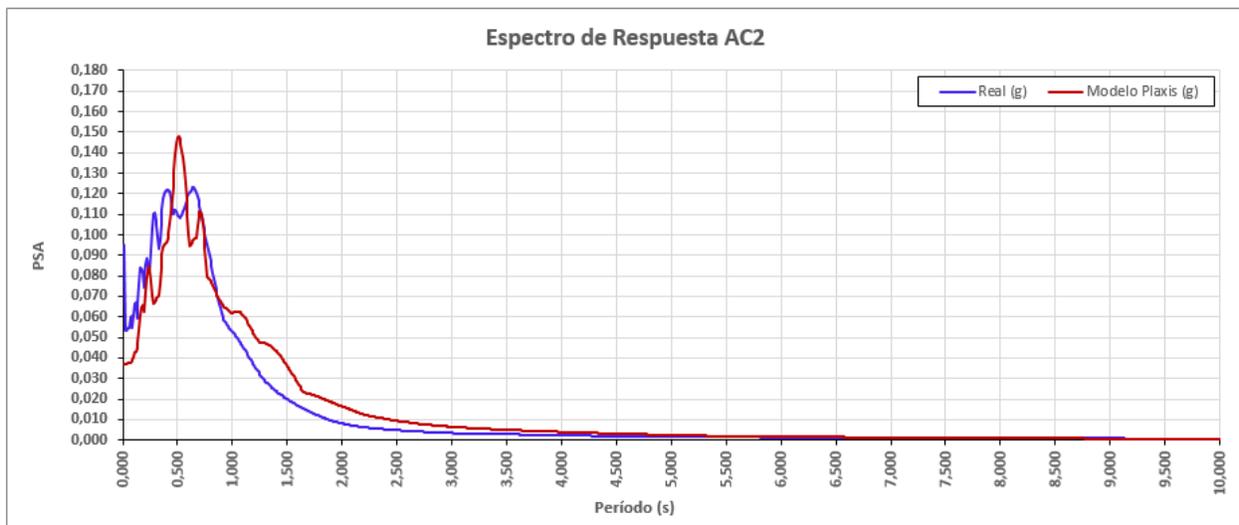
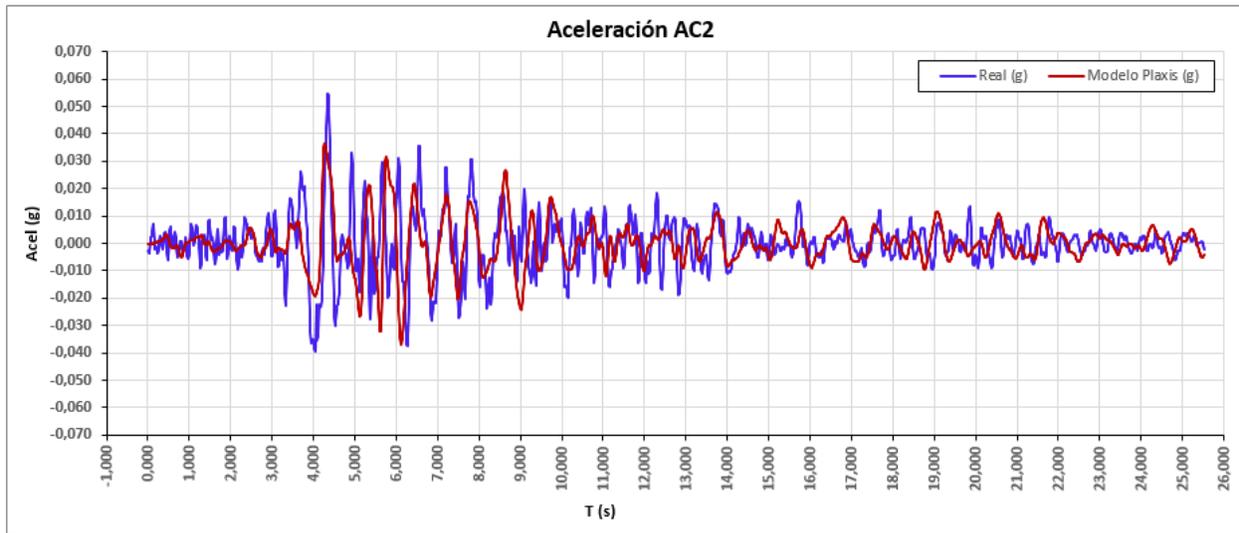


Nivel de ajuste (R^2)	0,51
---------------------------	------

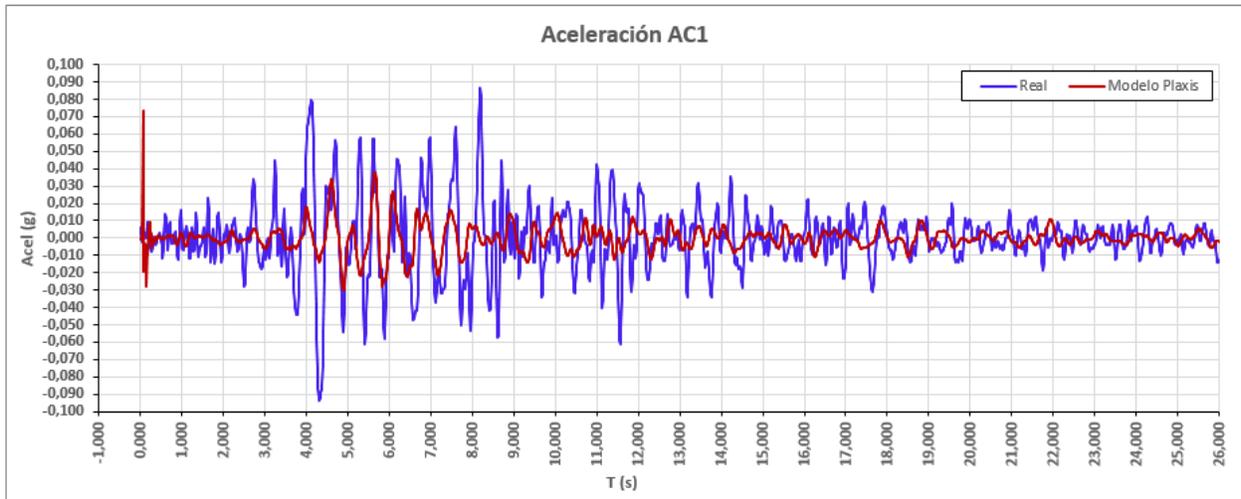
ANEXO Q. XII. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}) / REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,93
---------------------------	------

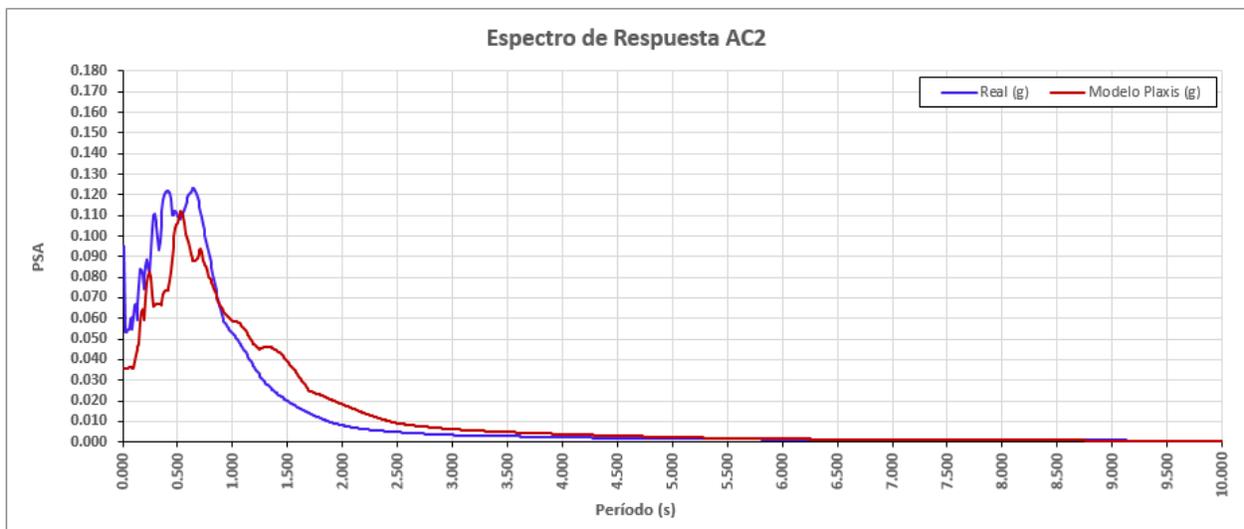
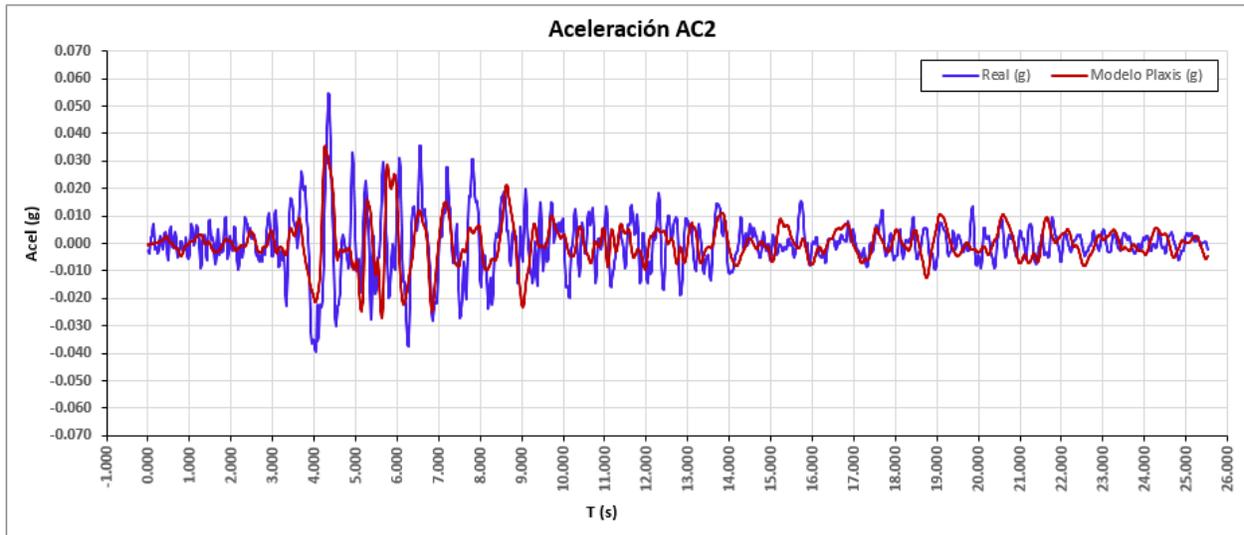


Nivel de ajuste (R^2)	0,64
---------------------------	------

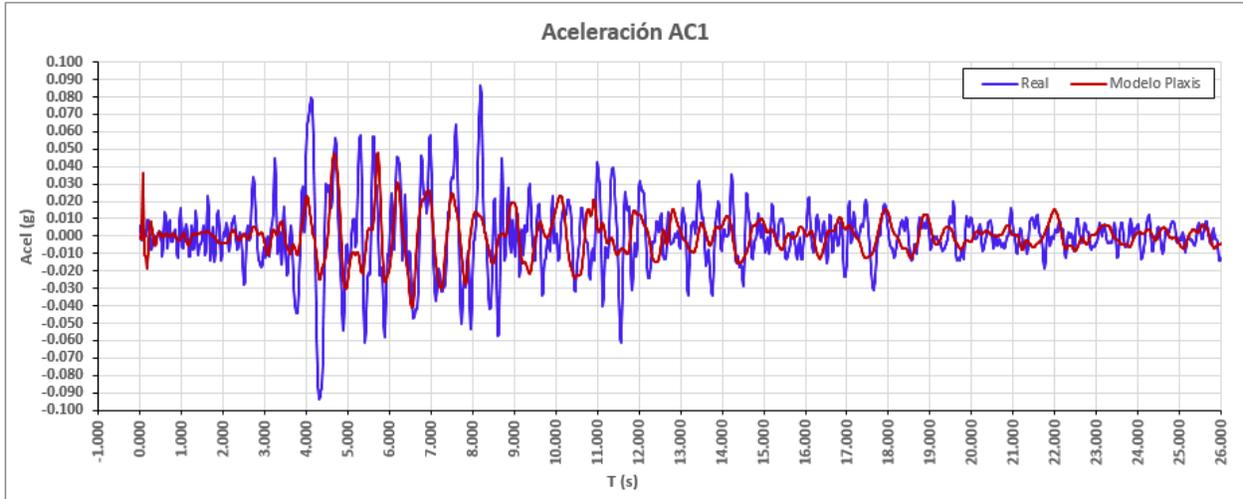
ANEXO R. XIII. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN TRES ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}) / REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA



Nivel de ajuste (R^2)	0,91
---------------------------	------

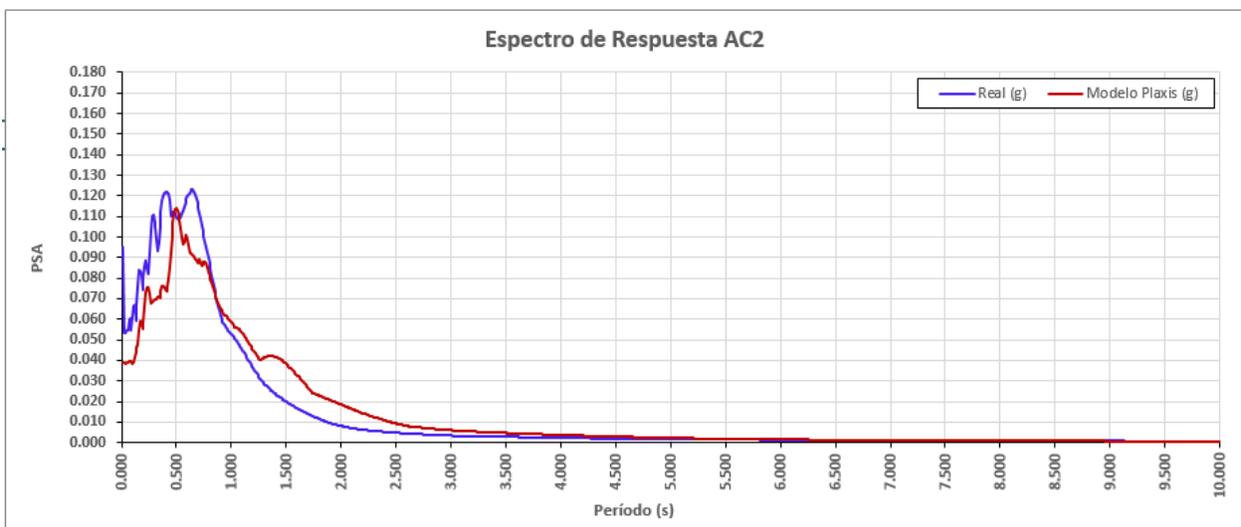
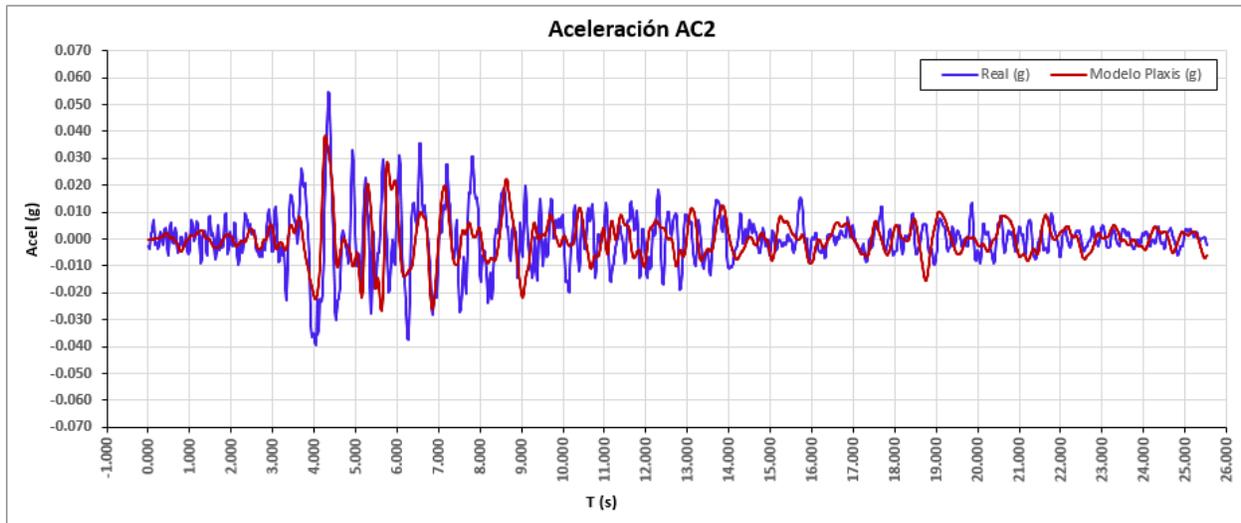


Nivel de ajuste (R^2)	0,77
---------------------------	------

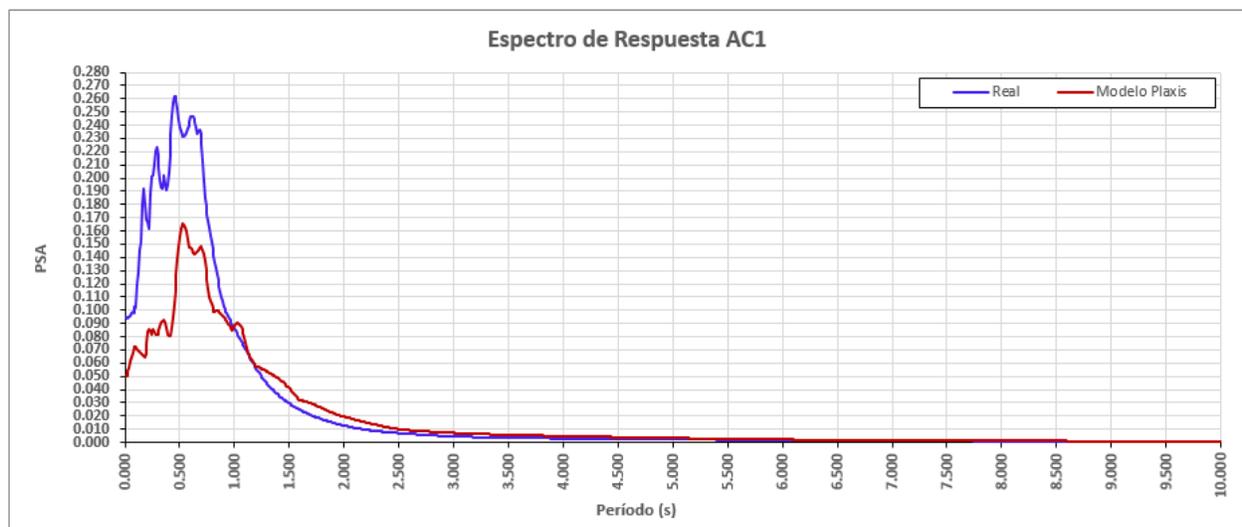
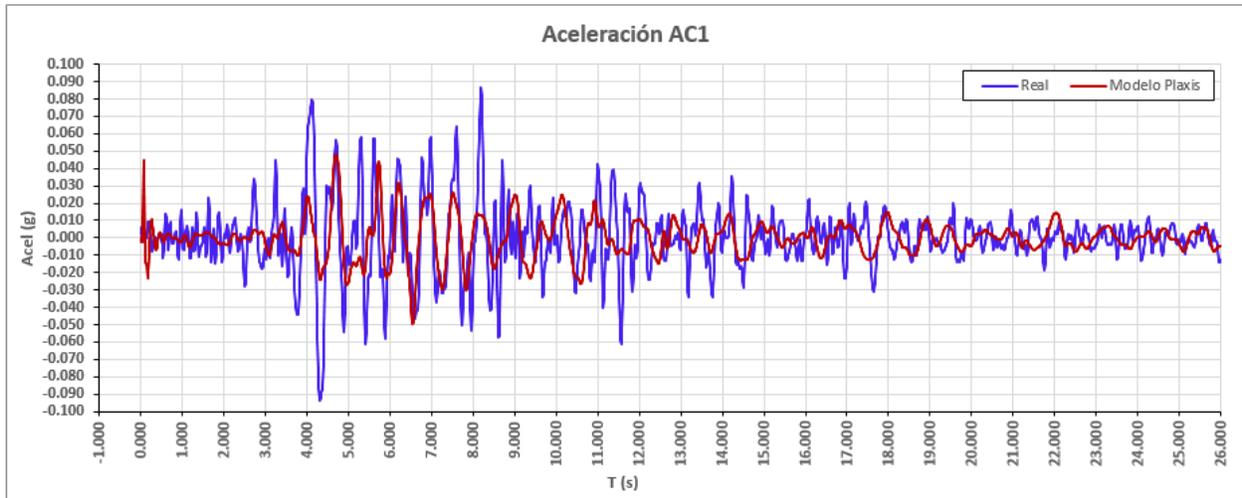
ANEXO S. XIV. SUB - ZONIFICACIÓN DE LLENOS EN CUATRO ETAPAS / REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE (E_{50}^{ref}) / REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)

PÁRAMETROS Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

RESULTADOS REGISTRO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO DE RESPUESTA

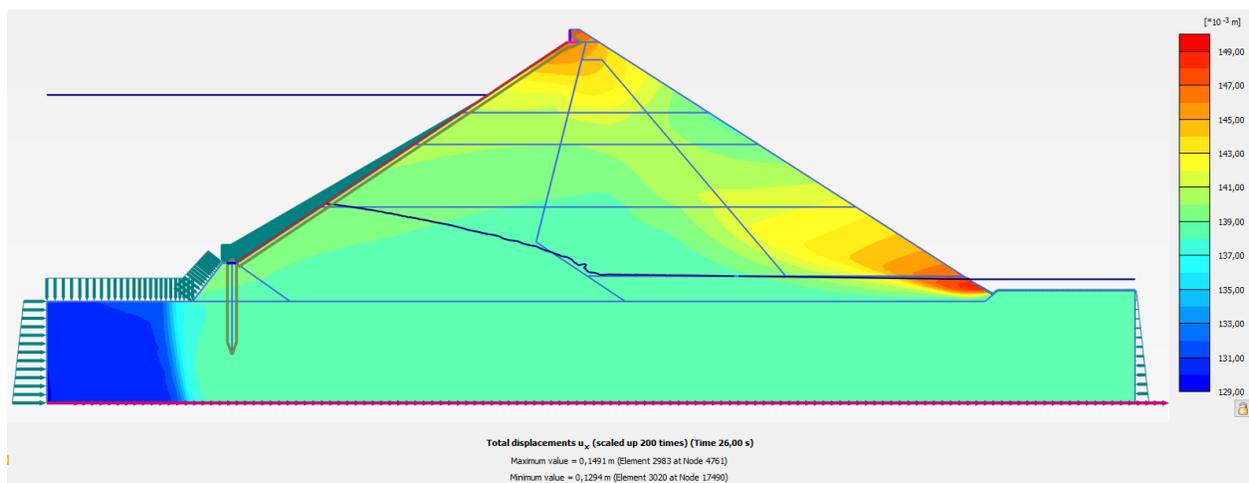
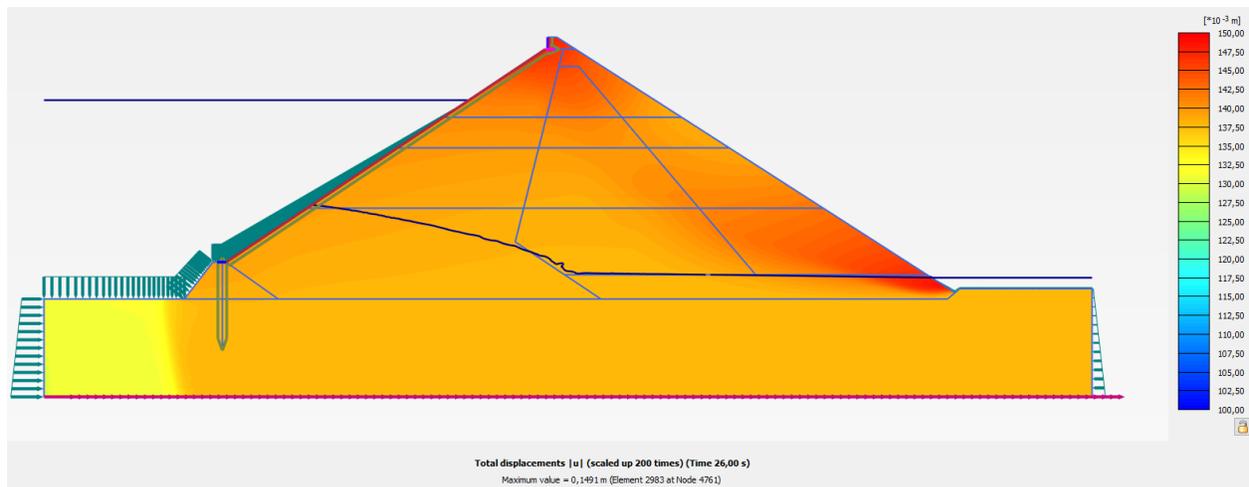


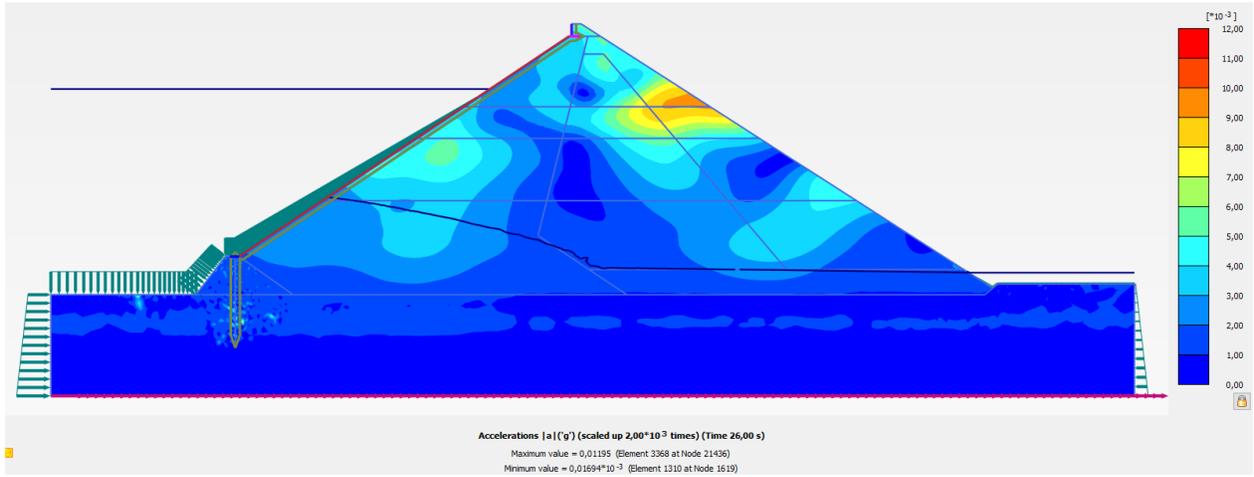
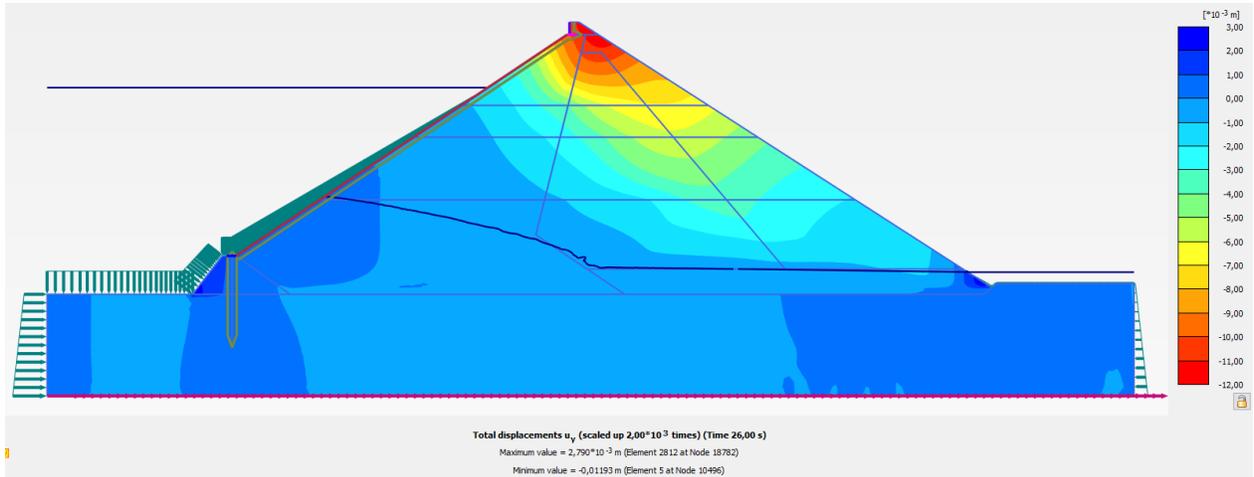
Nivel de ajuste (R^2)	0,92
---------------------------	------

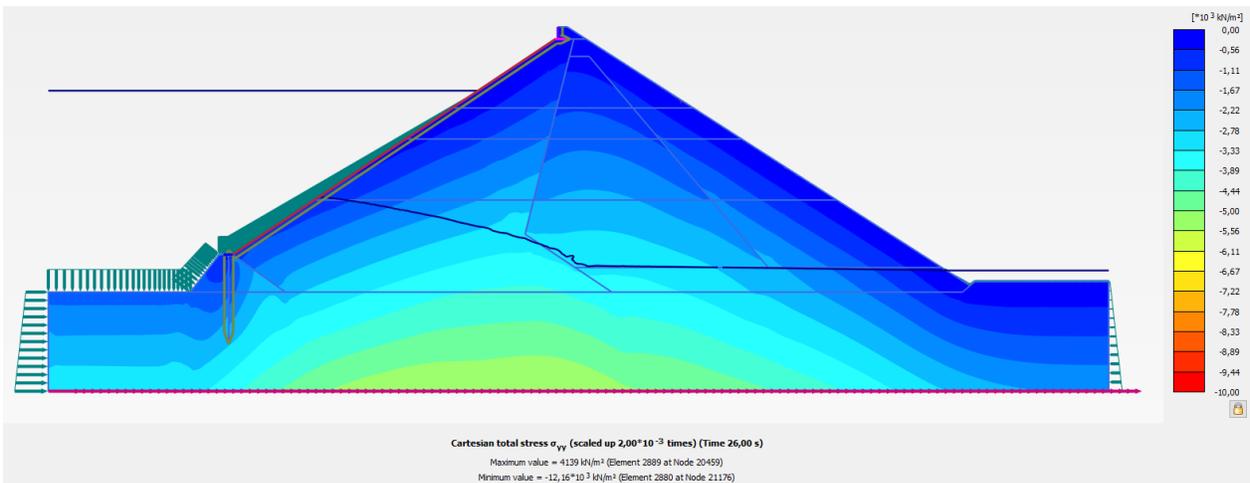
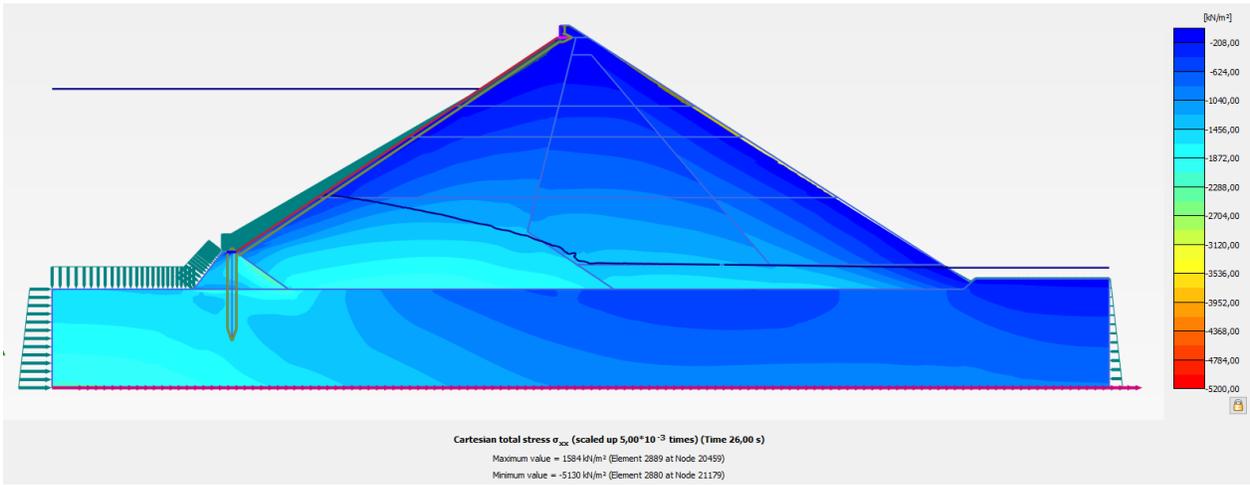
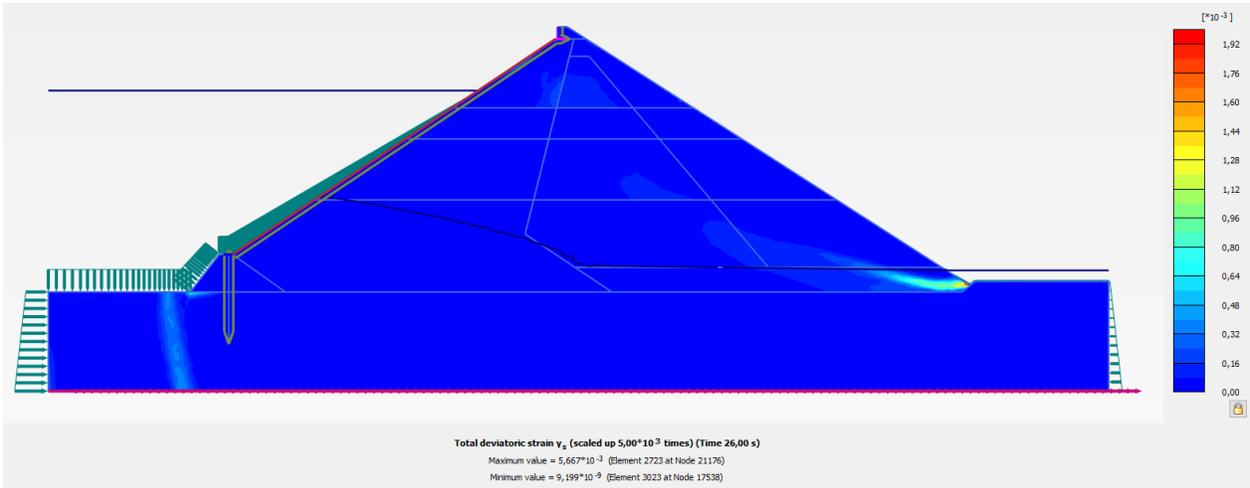


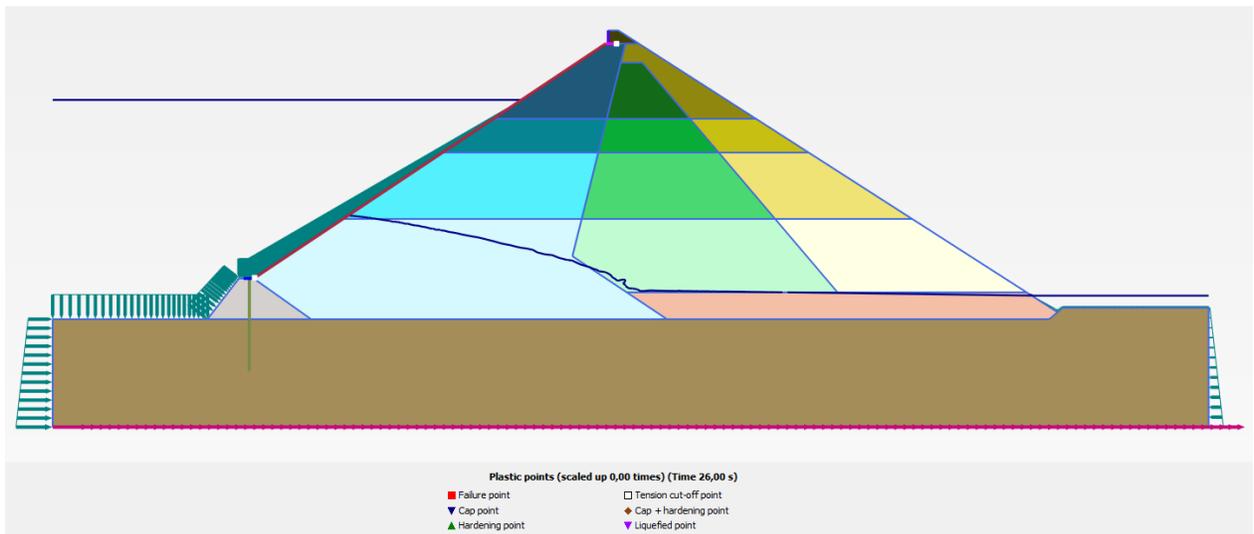
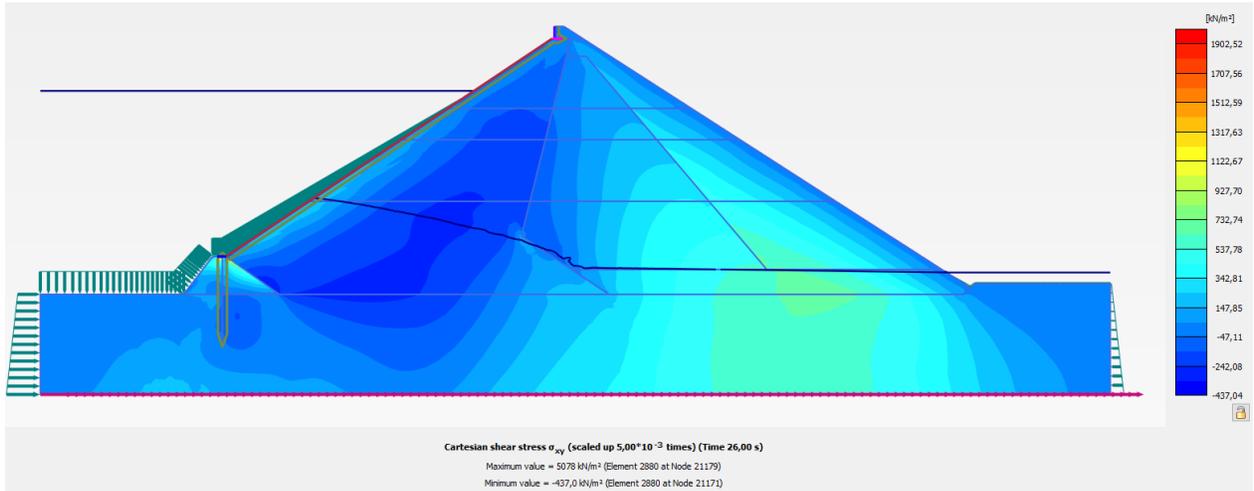
Nivel de ajuste (R^2)	0,80
---------------------------	------

ANEXO T. ESCENARIO BASE – SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 - ANÁLISIS DINÁMICO

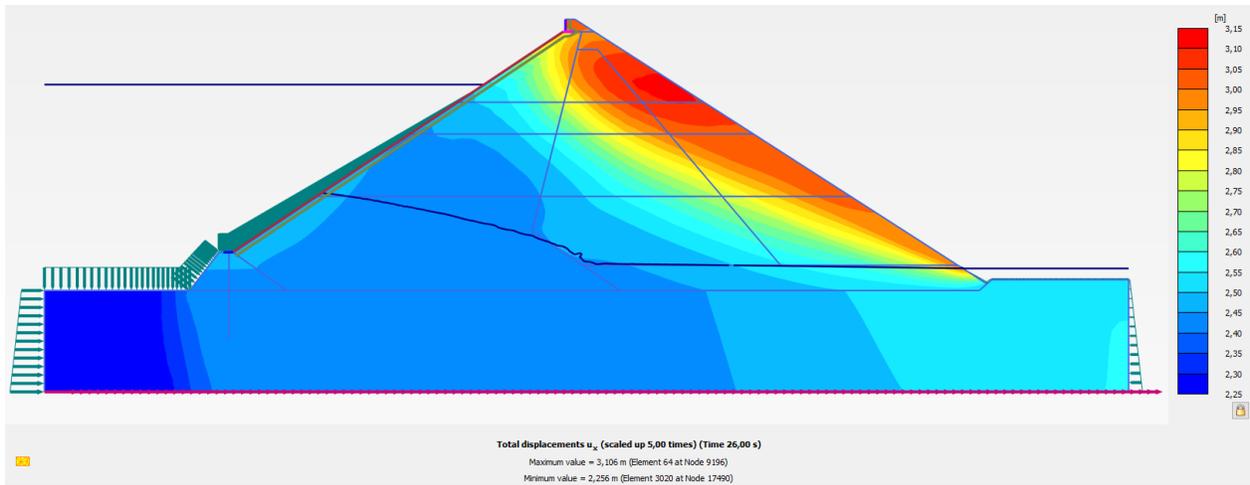
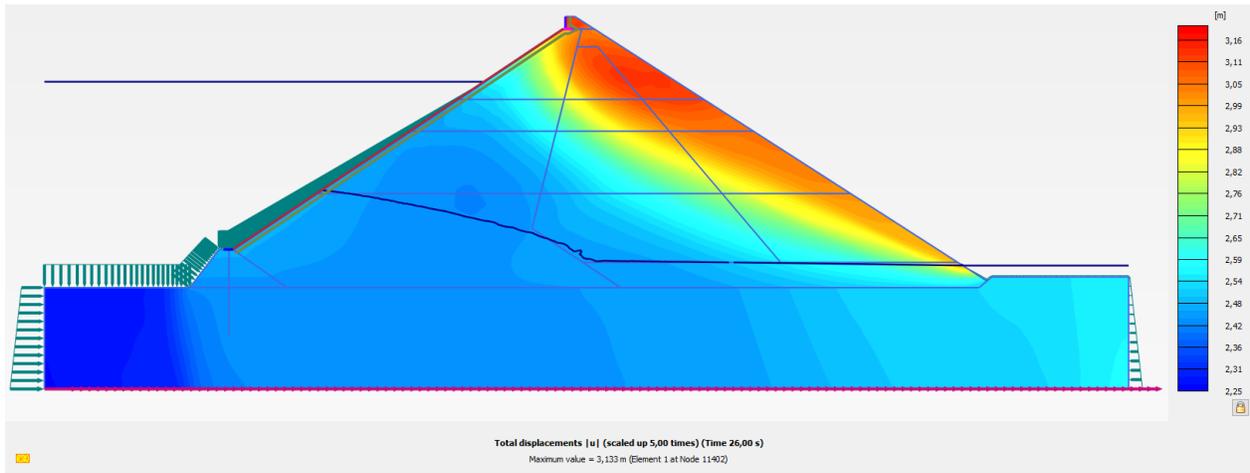


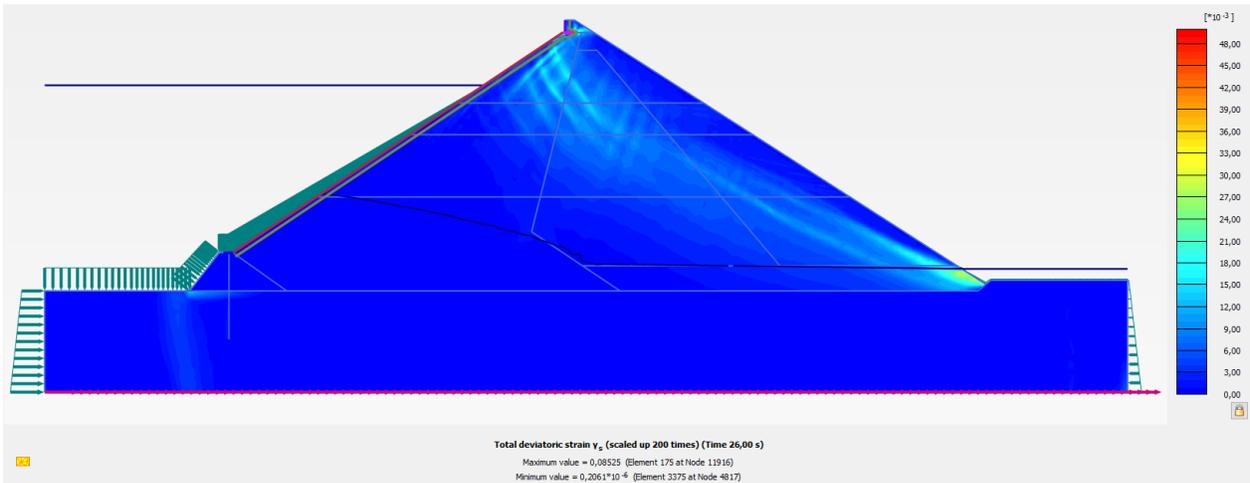
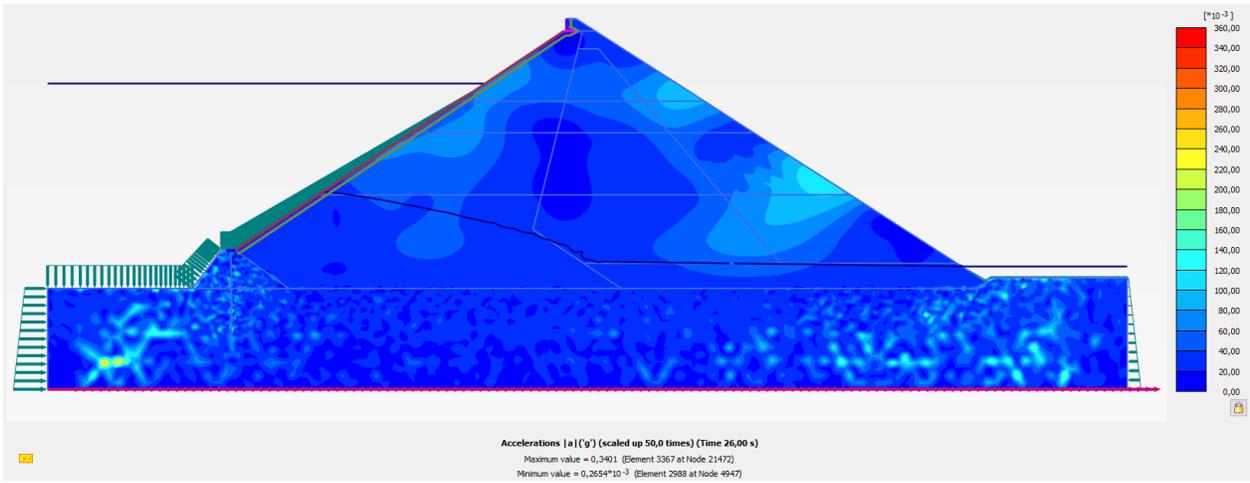
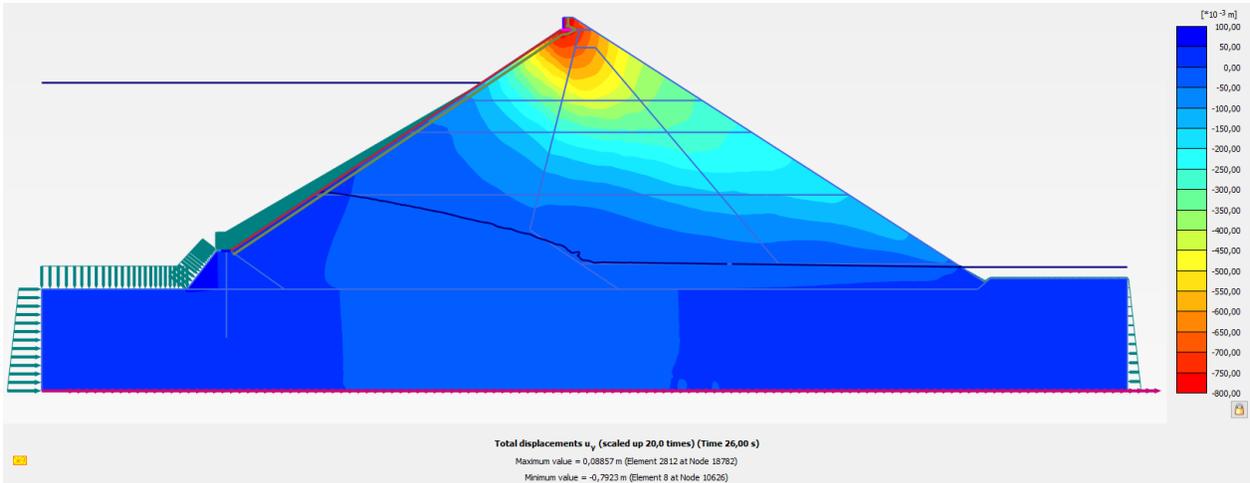


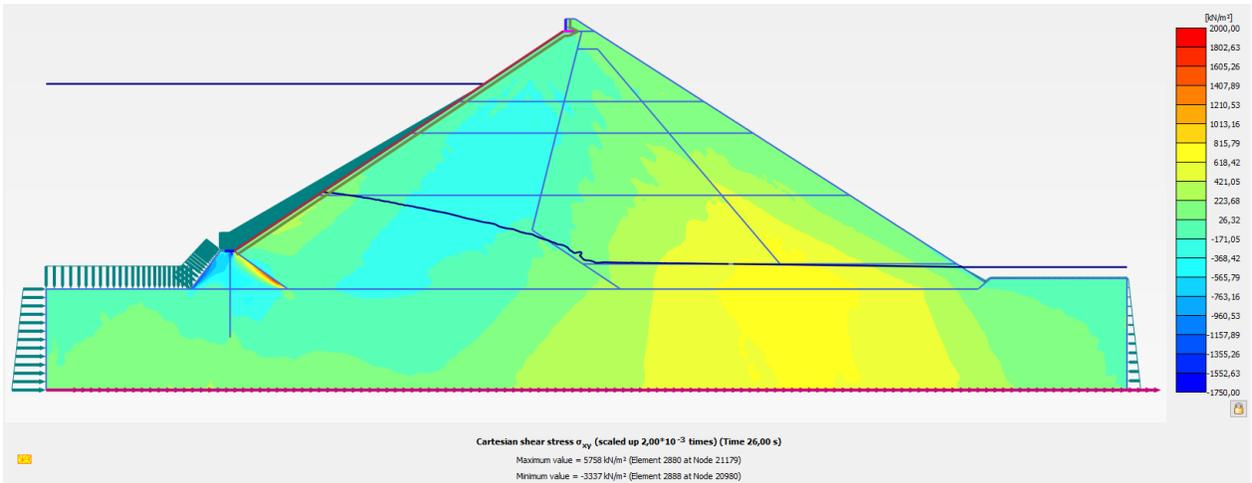
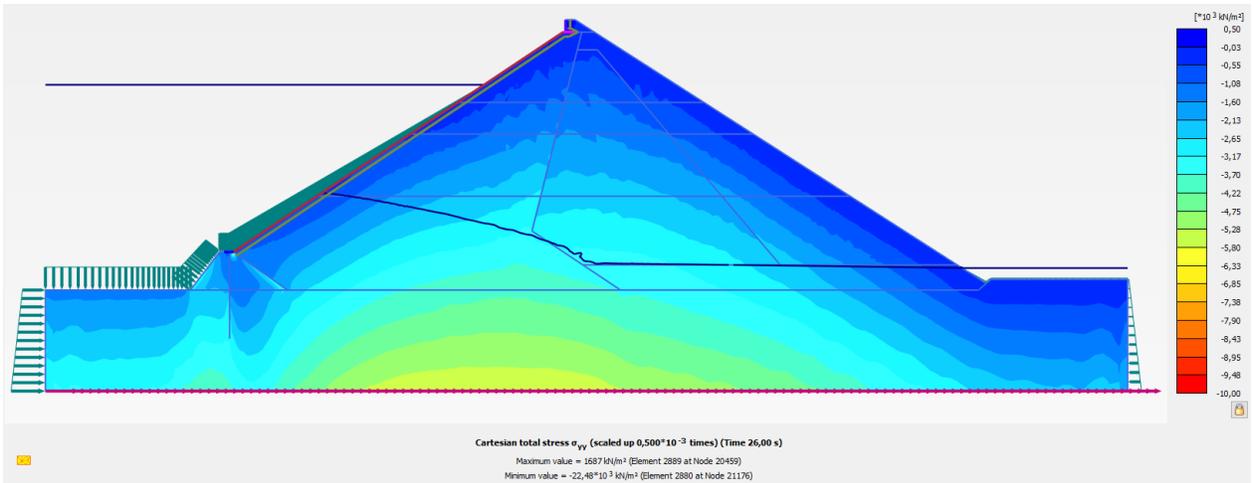
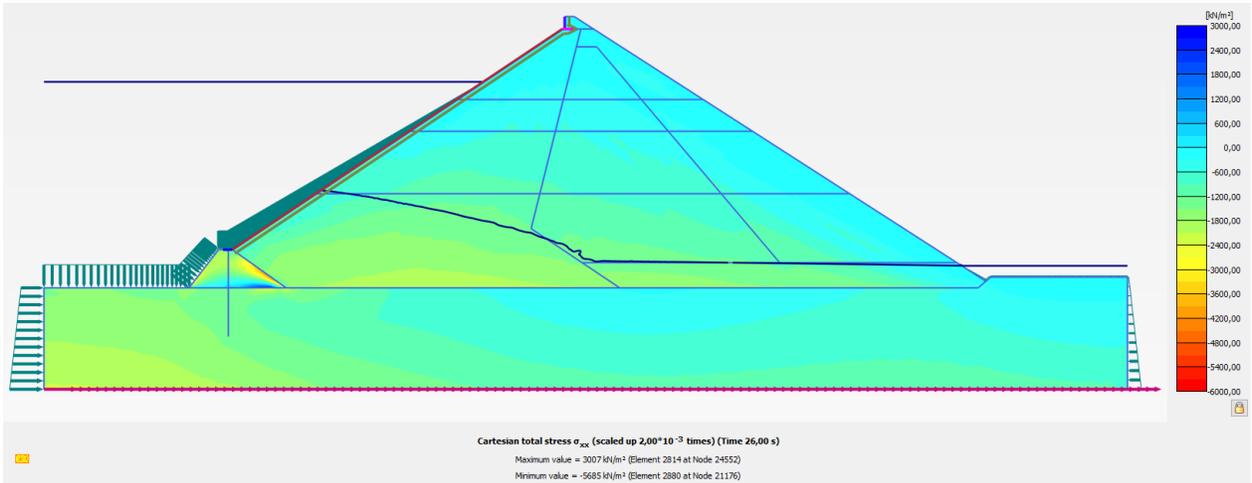


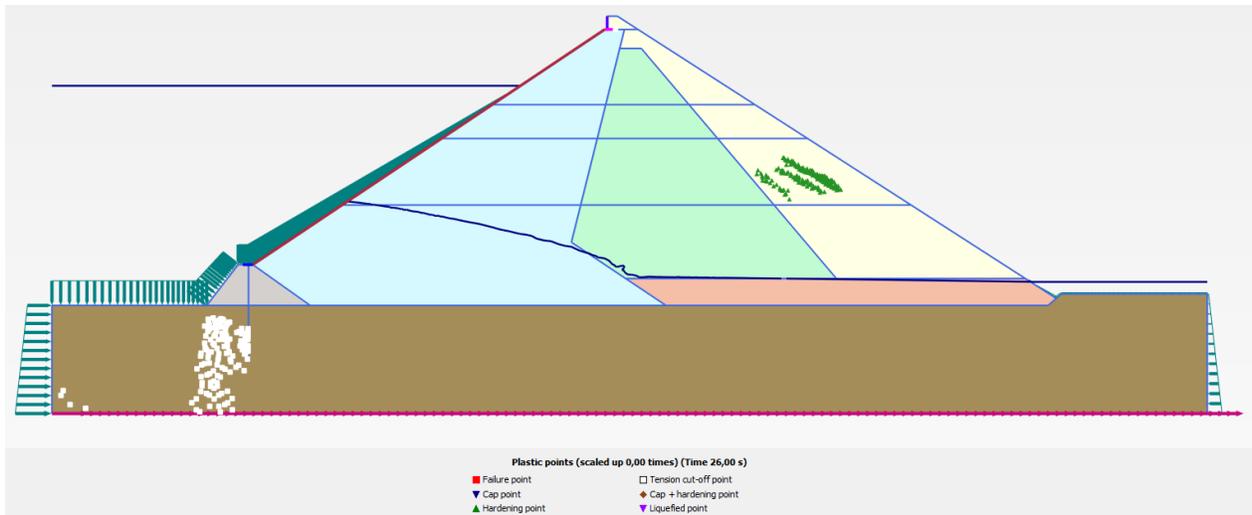


ANEXO U. ESCENARIO No. 01 – INCREMENTO DE ACELERACIÓN DEL SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 A 0,30g - ANÁLISIS DINÁMICO

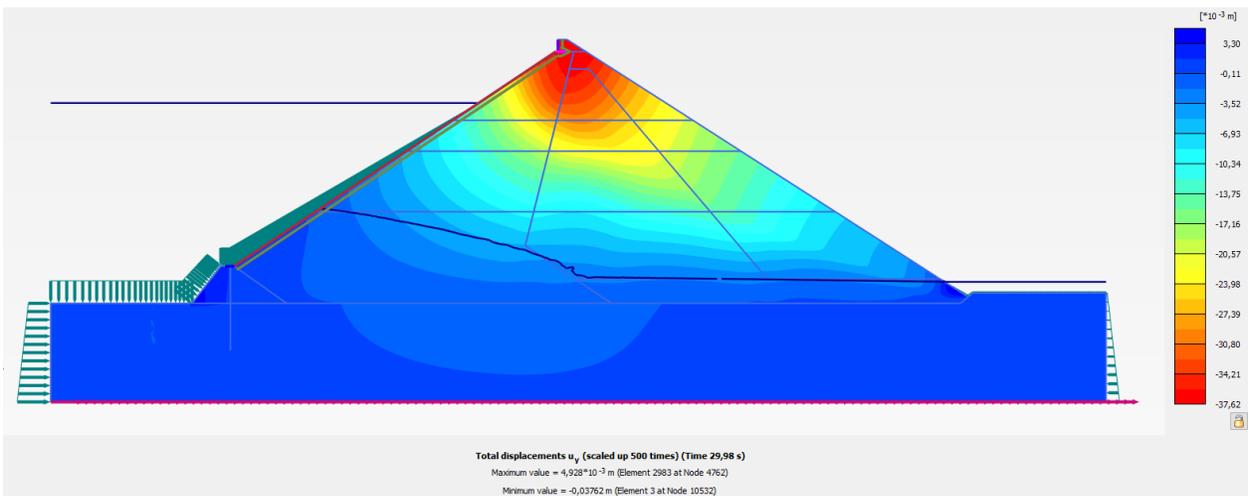
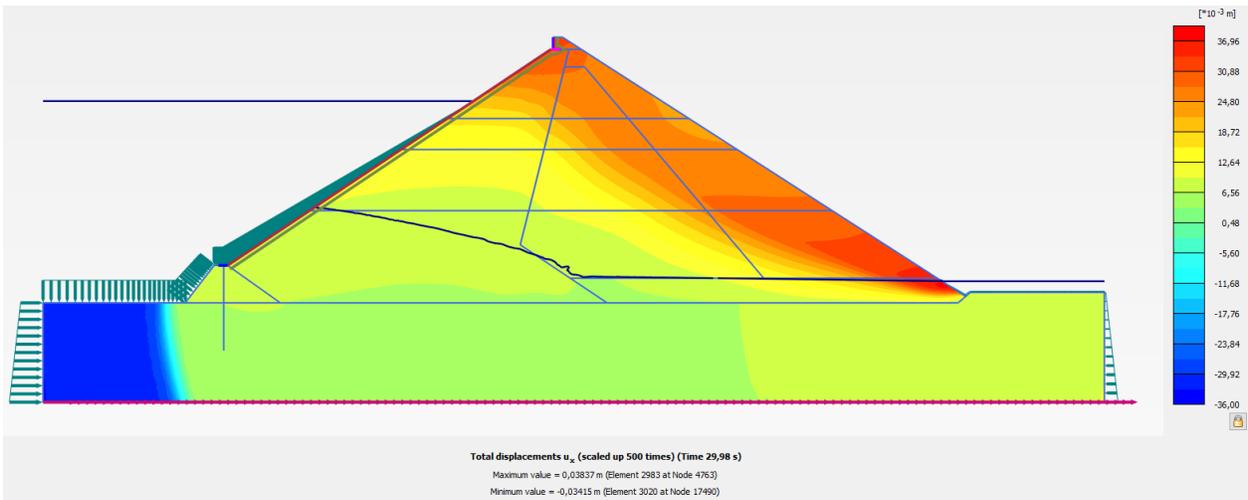
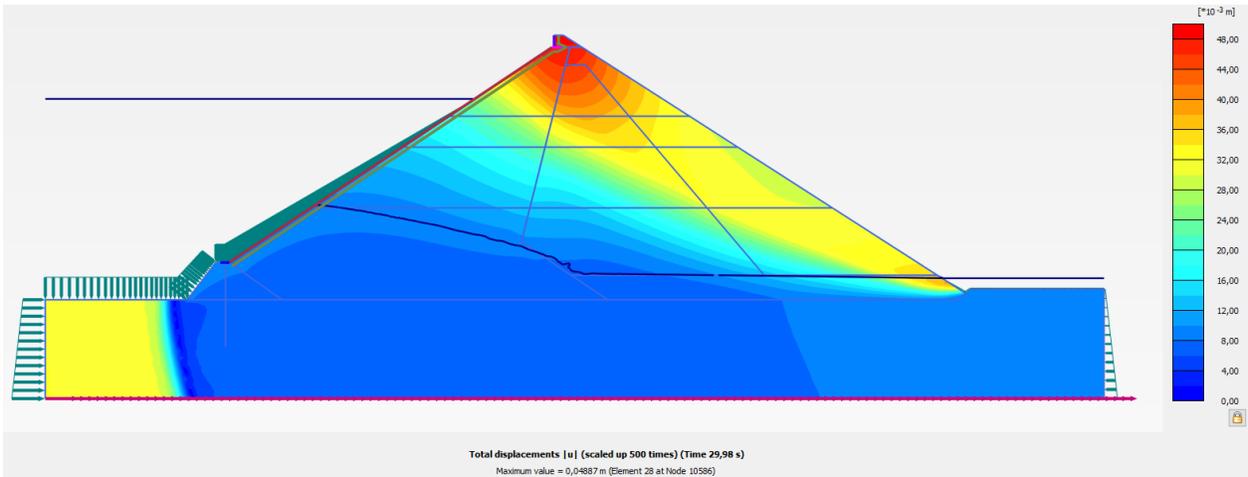


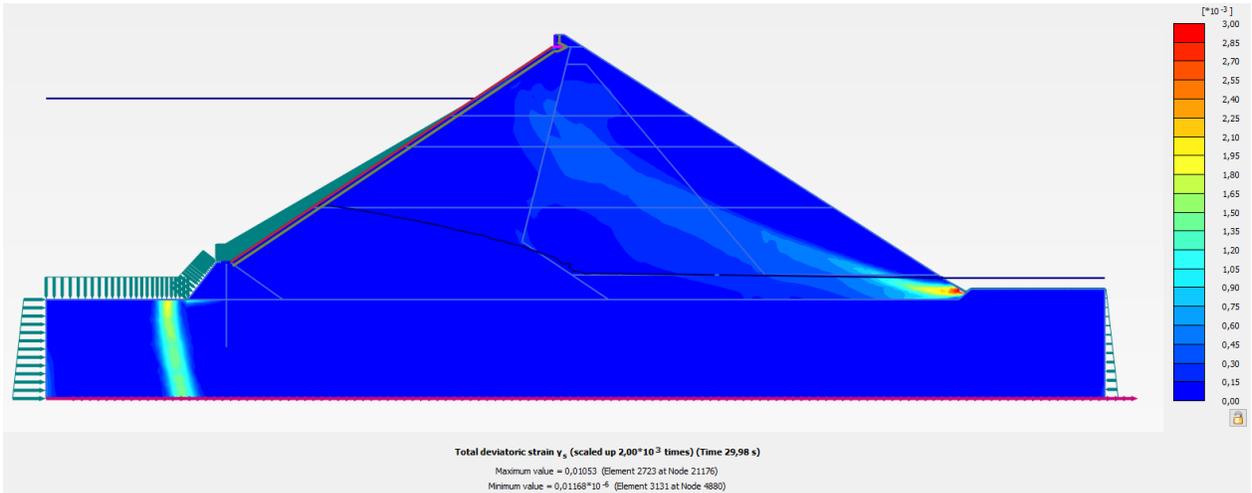
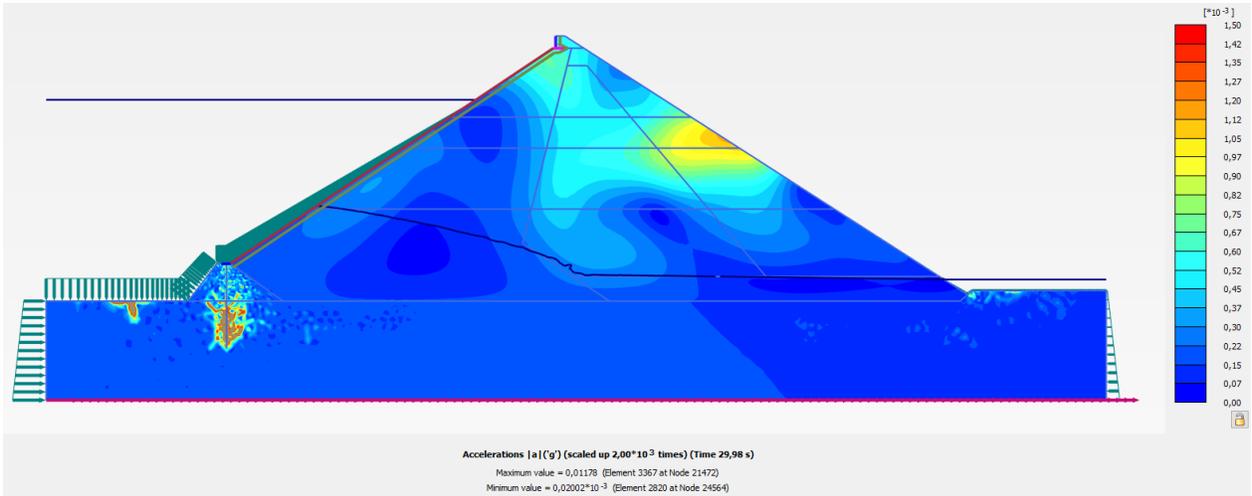


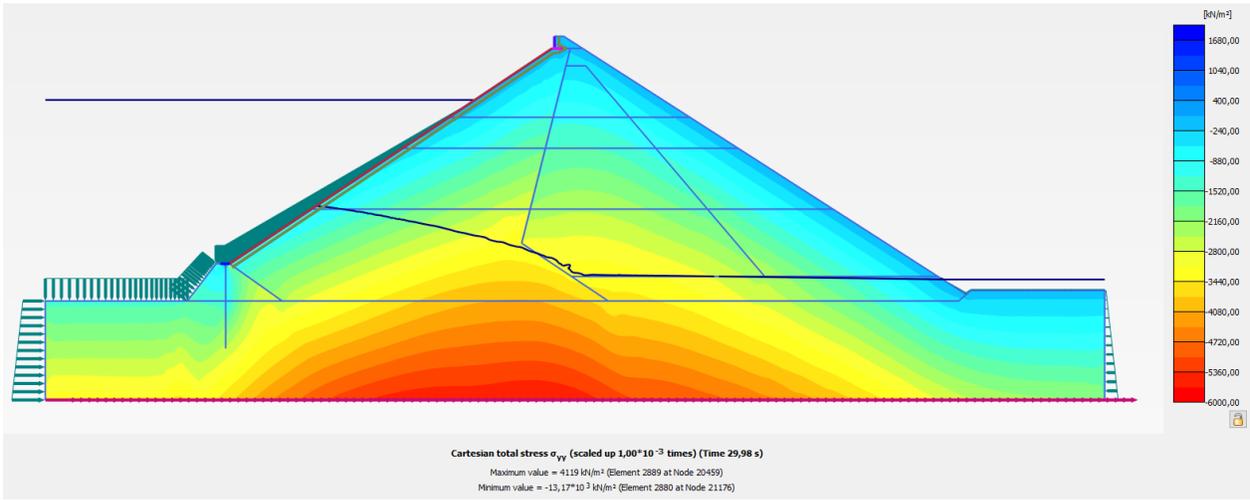
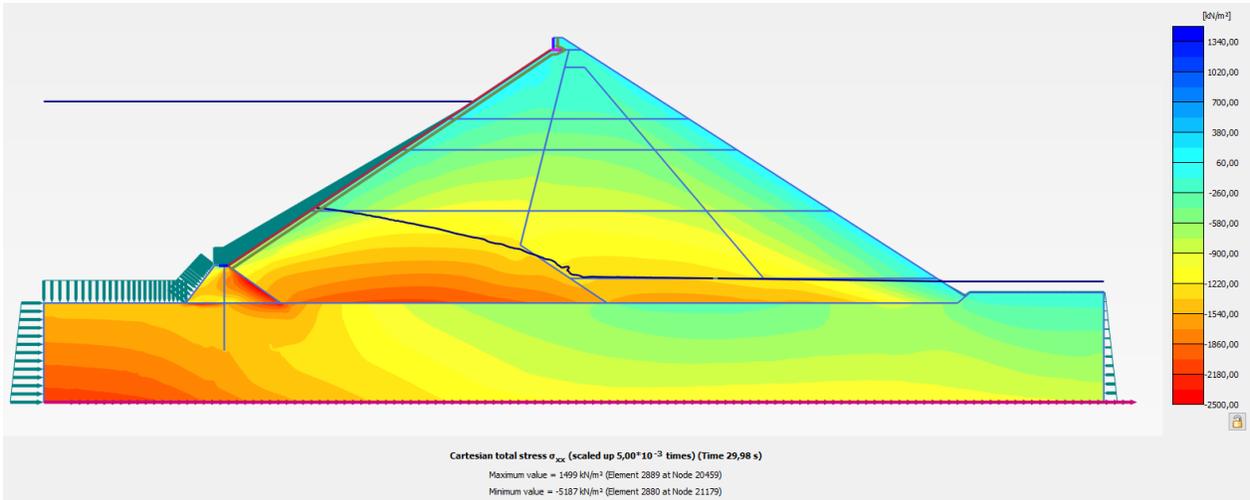


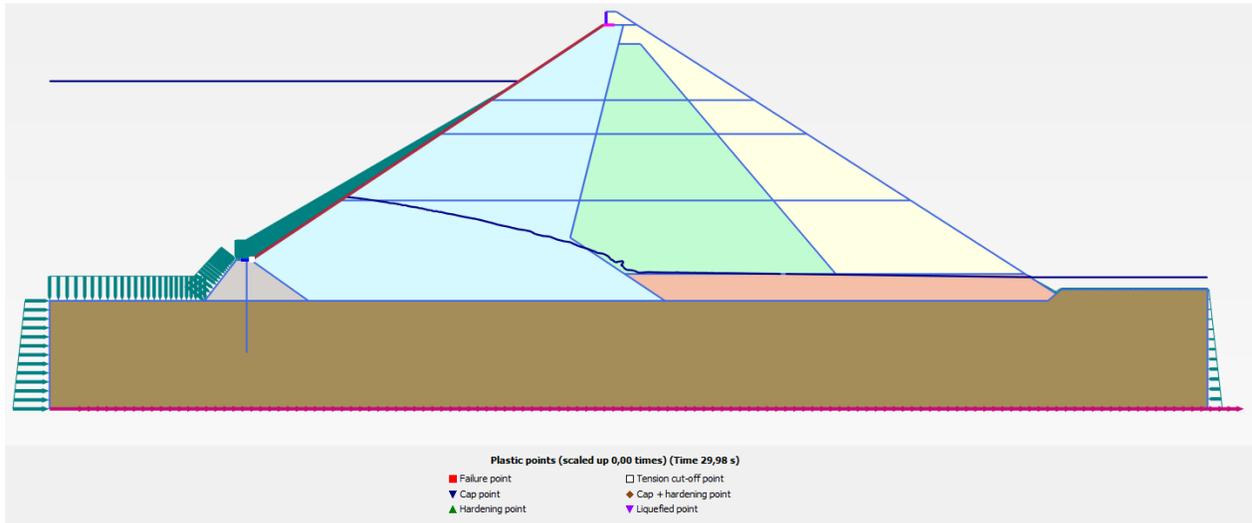
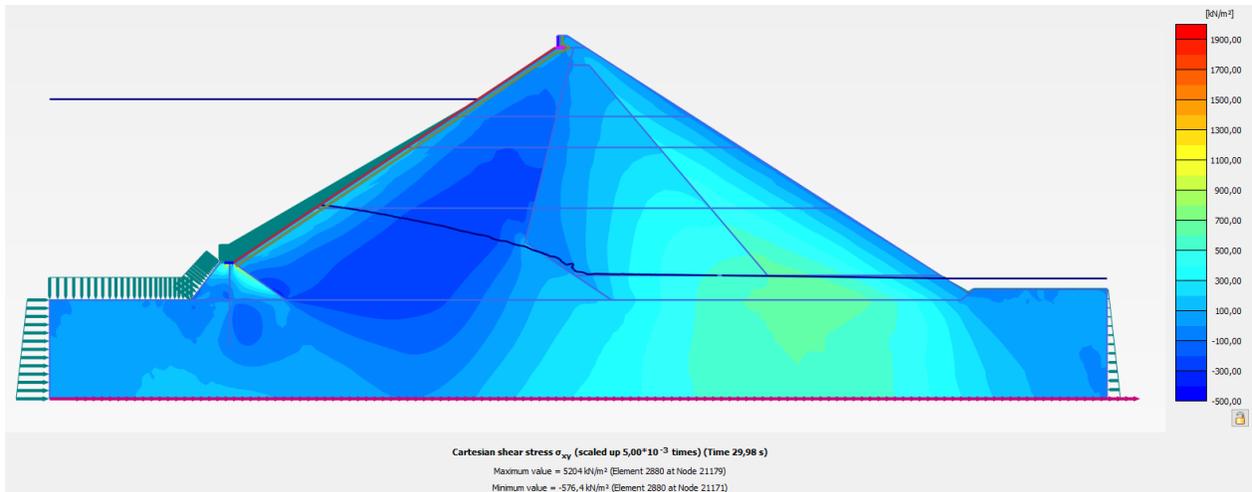


ANEXO V. ESCENARIO No. 02 – SISMO DE NORTHRIDGE - ANÁLISIS DINÁMICO

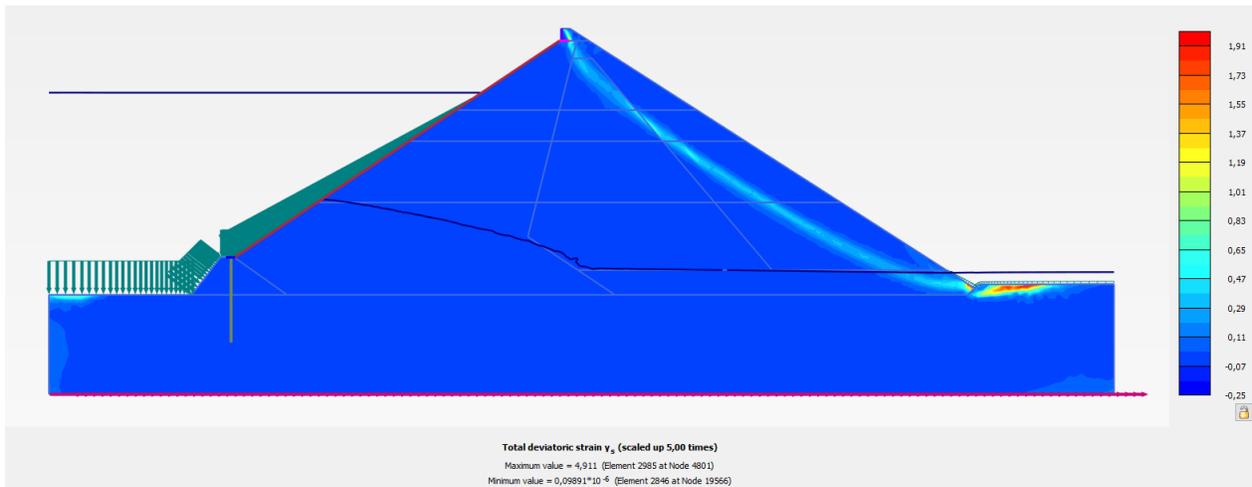
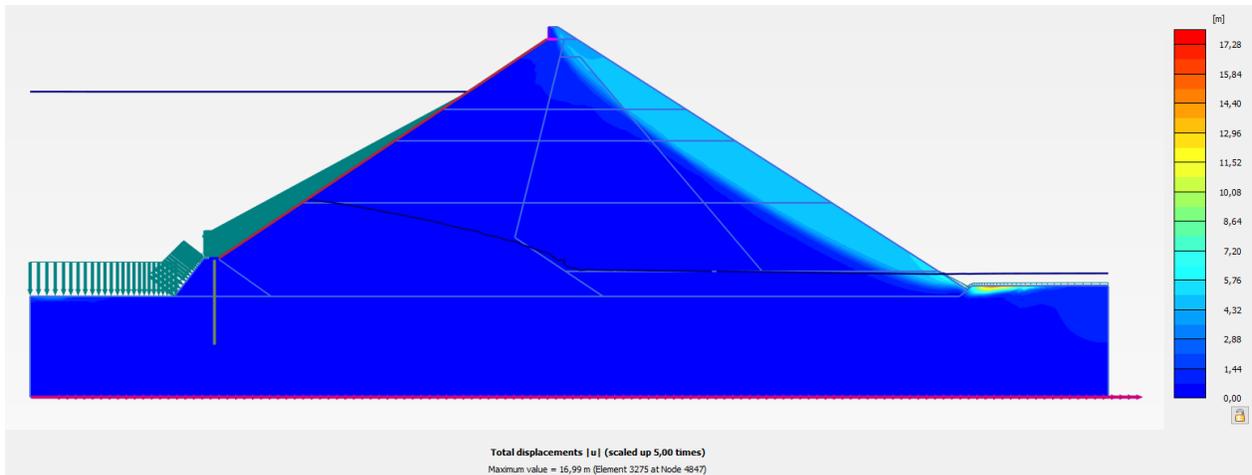


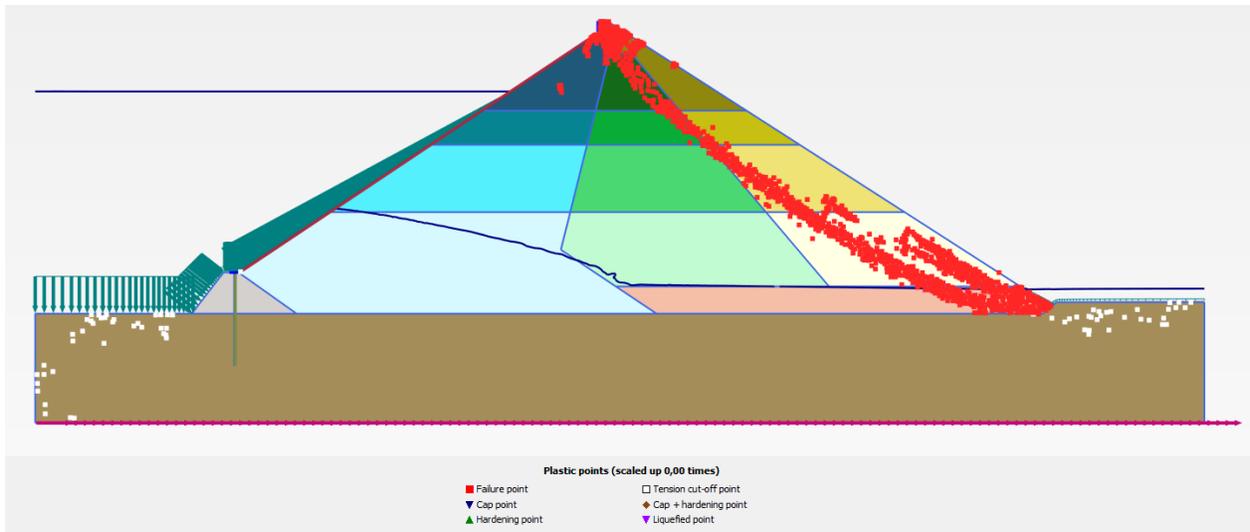




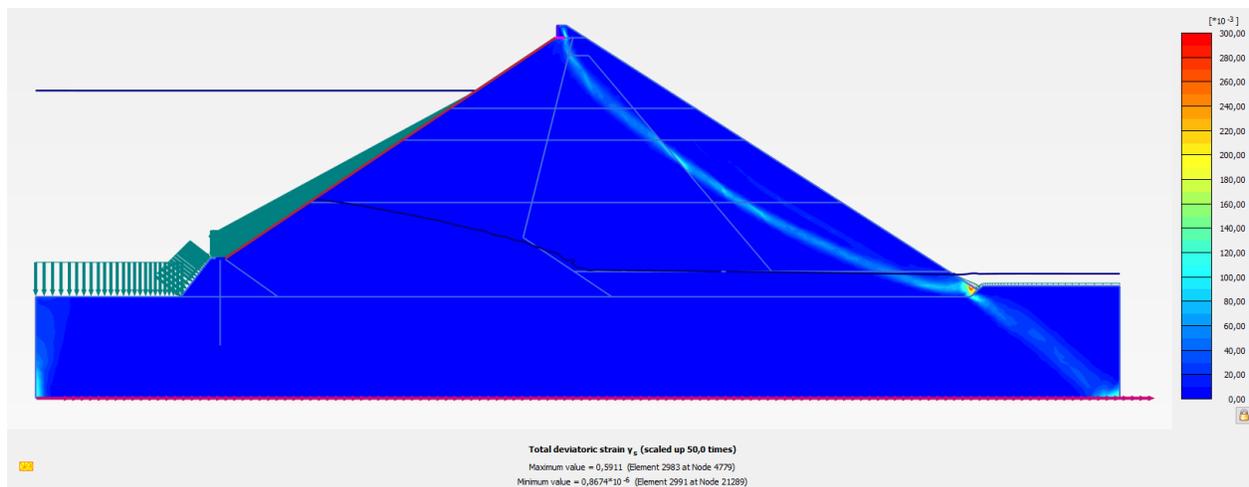
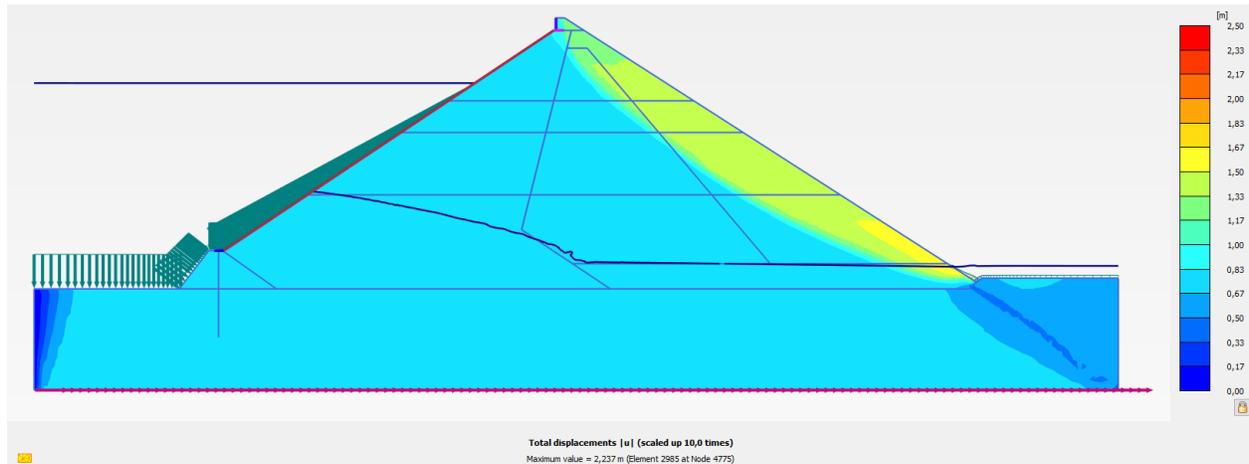


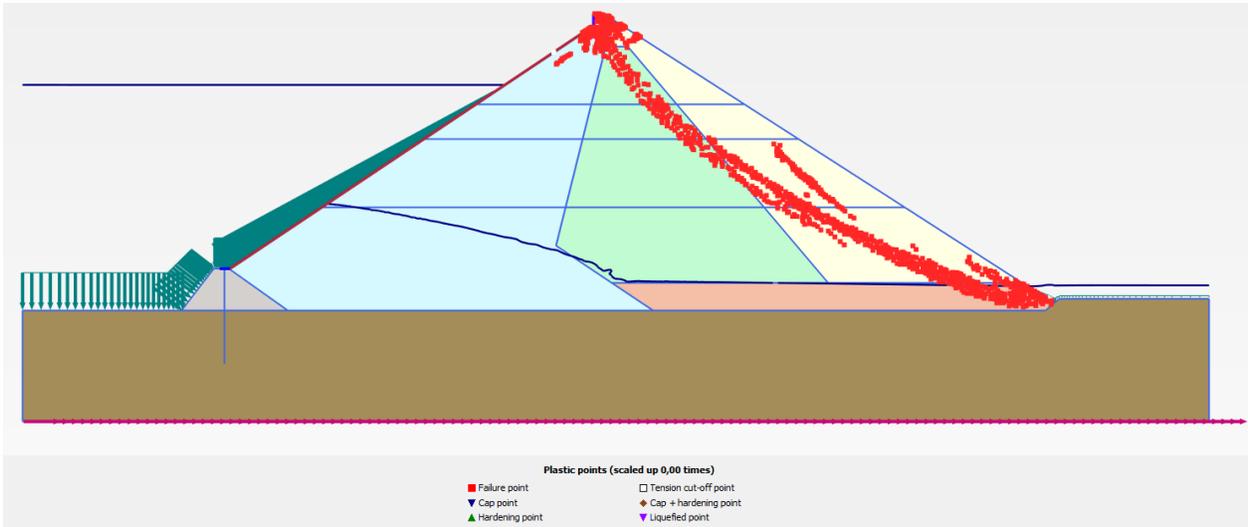
ANEXO W. ESCENARIO BASE – SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 - ANÁLISIS ESTABILIDAD DE LA PRESA





ANEXO X. ESCENARIO No. 01 – INCREMENTO DE ACELERACIÓN DEL SISMO DEL 10 DE MARZO DE 2015 A 0,30 g - ANÁLISIS ESTABILIDAD DE LA PRESA





ANEXO Y. ESCENARIO No. 02 – SISMO DE NORTHRIDGE 1994 - ANÁLISIS ESTABILIDAD DE LA PRESA

