

**MODELACIÓN 3D PARA ANÁLISIS E INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA DE
LA REPRESA LA PLATA, TOA ALTA, PUERTO RICO**

Por

Fabián A. Consuegra Gómez

Tesis sometida en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de

MAESTRO EN CIENCIAS

En

INGENIERIA CIVIL

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ
2004**

Aprobado por:

Dr. Ricardo López Rodríguez
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Dr. Luis E. Suárez Colche
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Dr. José A. Martínez Cruzado
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Dr. Mario Rivera Borrero
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Prof. Ismael Pagán Trinidad
Director de Departamento

Fecha

Abstract

The present project proposes an analytical method to locate the Strong Motion Instrumentation of La Plata Dam, in Toa Alta, Puerto Rico. A three-dimensional finite element model of the concrete dam was developed considering the hydrodynamic effect of water and the soil foundation. Simple tests to obtain dynamic properties of the concrete and rock foundation were undertaken. Three models were defined using the modulus of elasticity ratios between the concrete and the soil foundation of 1, 3.7 and 12.4. A dynamic analysis of the combined structure was carried out in the time domain by using an artificial earthquake for the site and different damping values. The criteria to locate the strong motion instrumentation were to locate the maximum displacements and maximum accelerations, to obtain the first three mode shapes and to measure the rocking of the dam. The maximum response points were located, in general, at the top of the dam and near to the office building. The analysis helped to locate the Strong Motion Instrumentation and to compute the tensile stresses on concrete and detect cracking for each of the modulus relation used. The field work required to install the accelerometers was also part of the thesis.

The author neither the graduate committee members are responsible by the use or the interpretation which others can give to the results of the present work. The author neither the graduate committee members attempt that this work to replace the required analysis for the La Plata Dam owners.

Resumen

El presente trabajo propone una manera analítica de localizar la instrumentación de Movimiento Fuerte en la Represa La Plata en Toa Alta. Un modelo tridimensional de elementos finitos fue desarrollado considerando la estructura (represa), el efecto hidrodinámico del agua y el suelo bajo su fundación. Pruebas sencillas para obtener las propiedades dinámicas del concreto y la roca fueron implementadas en el sitio. Tres modelos fueron definidos a través de relaciones de módulos entre la roca y el concreto E_c / E_r , de 1, 3.7 y 12.4. Los análisis de los modelos fueron desarrollados en el dominio del tiempo usando un registro artificial de aceleraciones del sitio y diferentes valores de amortiguamiento. Los criterios para localizar la instrumentación fueron: la ubicación de los desplazamientos máximos, la ubicación de las aceleraciones máximas, la captura de los tres primeros modos de vibración de la represa y la aparición del efecto de balanceo “rocking”. Dichos puntos estuvieron en general hacia la cresta de la represa en la cercanía del edificio de oficinas. El análisis permitió ubicar la instrumentación y observar la variación de los esfuerzos de tensión en el concreto y aparición de fisuras para las diferentes relaciones de módulos usadas. El trabajo de campo para la instalación de los acelerómetros también fue hecho.

Ni el autor ni los miembros del comité graduado se hacen responsables del uso o de la interpretación que terceros le puedan dar a los resultados de este estudio. Tampoco pretenden que este estudio sustituya los análisis que se les requiere realizar a los dueños de la represa.

Dedicatoria

Como en cada proyecto de vida, en éste Dios está de comienzo a final. Creo en la teoría de quienes piensan que el valor del producto es proporcional a la cantidad de manos que participaron en su elaboración, y me consta que cuando uno quiere algo el mundo conspira para ello.

Esta experiencia de vida está dedicada a mi Madre que me sigue sonriendo desde el cielo, a mi Padre y mi Familia. Esta experiencia está dedicada a las fuerzas que renacen en momentos de crisis para declararnos supervivientes, para seguir adelante pese a las dificultades, a la fortaleza con que se crece sin desconocer la falta que hacen la Patria y la familia.

Me queda en la boca un sabor a mar caribe, música, talento, paciencia y a mi guitarra siempre dispuesta para cantar amores y desamores conmigo. Me queda la certeza de ser más grande que ayer sin la necesidad de notarlo. Me queda la perspectiva de mundo que ve más allá pero está contenido más acá, en las pequeñas cosas y realmente valiosas, en las que nos hacen felices. Llevo conmigo un equipaje de enseñanzas y conocimientos que algún día darán prueba de que estuve aquí, llevo imágenes, sabores, sonidos y olores de este Encanto de Isla.

Agradecimiento

Carlos Prato, amigo y maestro. Luis Suárez quién me abrió su mundo de conocimiento y valor humano. Ricardo López, gran hombre humana y profesionalmente. José A. Martínez Cruzado, mi director de tesis, gran persona, gracias por la confianza. Didier Valdés, un gran amigo. Carlos Hurtado, amigo y consejero, me convenció de comenzar esta aventura. “Carito” Delgado, simplemente una gran amiga. Milena Gómez, mi primera amiga en Puerto Rico. Mis compañeros testigos de penas y alegrías: Orlando Cundumi y su interminable deseo de seguir conquistando la vida, amigo de siempre. Delio Ramírez, amigo de siempre y cuya fortaleza me inspiró para muchas cosas. Omayra Santos quien me compartiera su vida para dejarme amarla, mi princesita por siempre. Amelia Mises y su entrañable padre José que me hizo extender mis lazos de cariño en el caribe. Gustavo Pacheco, mi amigo y apropiada ayuda para despertar a un nuevo mundo. Norberto Rojas, “mompí” que compartió mi música. Luis Montejo, hombre enfocado y su hermosa novia Aydcer Vidot. Mohammad Saffar, who helped me to improve my English a lot. Eduardo Torres y Juan Román y su bohemía manera de disfrutar la vida, ambos dignos representantes de la calidad humana boricua. Elvis Ramos y Jaffet Martínez junto con todos los muchachos que me ayudaron con la Instrumentación y el personal de la Autoridad de Carreteras. Cecilia Hernández. Jamell y Janneth con su sabor quisqueyo. Wilmel y Carmen Varela. Elvin Pérez. John Dávila. Leonardo Cocco. Jorge Botero. Samuel Cuadrado. Rolando García. Edgardo Vélez. Daniel Áviles. Guillermo Gerbaudo. El personal técnico y administrativo del Departamento de Ingeniería Civil. El inigualable Pueblo Puertorriqueño y su hermosa Bandera.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABLAS	xii
1. OBJETIVOS.....	2
1.1 Justificación	2
1.2 Descripción general de la Represa La Plata	5
1.3 Objetivos.....	7
1.4 Desarrollo de la tesis	8
2. REVISION DE LITERATURA	10
2.1 Tipos de modelos para represas	10
2.2 Trabajos con instrumentación de movimiento fuerte en represas.....	12
2.3 Ejemplos de represas instrumentadas.....	13
2.4 Análisis no lineal de represas de concreto.....	15
2.5 Métodos de análisis para represas	16
2.6 La Instrumentación de movimiento fuerte en represas	18
3. MODELACIÓN	21
3.1 Creación del modelo.....	21
3.2 La estructura	26
3.2.1 Cuerpo de la represa	26
3.2.2 La Toma y Estación de Bombeo	30
3.2.3 Ensamble de la <i>Toma y Estación de Bombeo</i> al resto de la <i>Estructura</i>	36
3.2.4 Galería Superior y Cámaras de pistones.....	36
3.2.5 Galería Inferior.....	38
3.3 El Suelo	42
3.3.1 Campo cercano.....	42
3.3.2 Campo lejano	45
3.4 El Agua	47
3.4.1 Presiones Hidrostáticas.....	47
3.4.2 Presiones Hidrodinámicas (Masa agregada).....	48
4. MODELOS DEFINITIVOS.....	58
4.1 Medición de Propiedades del Material.....	59
4.2 El Cuerpo de la represa	61
4.2.1 Módulo de Elasticidad Dinámico.....	61
4.3 La Toma y Estación de Bombeo	62
4.3.1 Módulo de Elasticidad Dinámico.....	62
4.4 La Roca.....	63
4.4.1 Módulo de Elasticidad Dinámico.....	63
4.4.2 Densidad	64
4.5 Modelos Definitivos para el Análisis.....	73
4.6 El Amortiguamiento.....	74
4.6.1 Amortiguamiento del método de Chopra	75
5. ANÁLISIS MODAL.....	79
5.1 Selección de los Modos de Vibración	79
5.2 Modelo 1, $E_c / E_r = 12.4$	80

5.3	Modelo 2, $E_c / E_r = 3.7$	83
5.4	Modelo 3, $E_c / E_r = 1$	85
5.5	Análisis Dinámico con SAP 2000.....	88
6.	MODELO 1.....	90
6.1	Desplazamientos máximos	90
6.2	Efecto de Balanceo (<i>Rocking</i>).....	90
	Aceleraciones máximas	92
6.4	Vibraciones libres	93
7.	MODELO 2.....	97
7.1	Desplazamientos máximos	97
7.2	Efecto de Balanceo (<i>Rocking</i>).....	97
	Aceleraciones máximas	99
7.4	Vibraciones libres	100
8.	MODELO 3.....	104
8.1	Desplazamientos máximos	104
8.2	Efecto de Balanceo (<i>Rocking</i>).....	104
8.3	Aceleraciones máximas	106
8.4	Vibraciones libres	107
9.	ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE TENSIÓN.....	110
9.1	Resistencia máxima a la tensión del concreto	111
9.2	Modelos 1, 2 y 3.....	111
9.3	Nuevos modelos 1, 2 y 3	117
10.	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS	121
10.1	Desplazamientos máximos de la dirección X.....	121
10.2	Efecto de Balanceo (“Rocking”).....	123
10.3	Aceleraciones máximas en la galería inferior.....	124
10.4	Modos principales de la dirección X.....	126
10.5	Análisis de Esfuerzos de Tensión	127
11.	INSTRUMENTACIÓN Y TRABAJO DE CAMPO.....	130
11.1	Criterios para ubicar la instrumentación	130
11.2	Puntos teóricos para ubicar la instrumentación	130
	La muestra la correspondencia entre los criterios usados para localizar la instrumentación según la Sección 11.1 y los puntos (nodos) obtenidos del modelo mediante los análisis desarrollados acorde a la Figura 11-1 y a la Figura 11-2.....	135
11.3	Ubicación Práctica de la Instrumentación.....	135
11.4	Instrumentación	137
12.	CONCLUSIONES	144
12.1	Resumen y conclusiones	144
12.2	Recomendaciones	149
	REFERENCIAS	151
	APÉNDICE A: Programas de Computadora	154
	APÉNDICE B: Principales Modos de vibración de los Tres Modelos Usados	161
	APÉNDICE C: Otros resultados	166

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Cresta aguas abajo y puente, Represa La Plata, Toa Alta, PR.....	5
Figura 1-2: Ubicación general de la Represa La Plata	7
Figura 1-3: Descripción de la Represa La Plata.....	7
Figura 2-1: Modelo de represa para el procedimiento estándar de elementos finitos.....	11
Figura 2-2: Modelo de represa para el método de subestructuras.....	11
Figura 2-3: Instrumentación de la represa de Pacoima, California. Vista aguas arriba y sección transversal	12
Figura 2-4: Instrumentación represa Dongjiang en China. Vista aguas arriba	13
Figura 2-5: Arreglo de Instrumentación para la represa de Crystal Lower Spring	14
Figura 2-6: Arreglo de Instrumentación para la represa Antonio Lucchetti, Puerto Rico.....	15
Figura 2-7: Arreglo recomendado para instrumentación de movimiento fuerte en represas de gravedad de hormigón.....	19
Figura 3-1: Elementos de sólido de <i>SAP 2000</i> a ser utilizados.....	22
Figura 3-2: Vista en Planta	23
Figura 3-3: Vista en elevación hacia aguas arriba.....	24
Figura 3-4: Perfil para una sección en la máxima profundidad de la represa.....	25
Figura 3-5: Sólidos iniciales para conformación del <i>Cuerpo de la represa</i> . Dimensiones están en metros	28
Figura 3-6: Ensamble de <i>sólido1</i> y <i>sólido2</i> para el cuerpo global de la estructura.....	29
Figura 3-7: <i>Cuerpo de la represa</i>	30
Figura 3-8: Componentes finales de la <i>Toma y Estación de Bombeo</i> listas para ensamblar al resto de la estructura.....	31
Figura 3-9: Vista en elevación hacia aguas arriba para el modelo de la <i>Estructura</i>	32
Figura 3-10: Vista en planta para el modelo de la <i>Estructura</i>	33
Figura 3-11: Sección B-B. Perfil de ensamblaje entre el <i>Cuerpo de la represa</i> y la <i>Toma y Estación</i>	34
Figura 3-12: Sección A-A. De máxima profundidad de la Estructura	35
Figura 3-13: Esquema de ensamble entre la <i>Toma y Estación de Bombeo</i> y el <i>Cuerpo de la represa</i>	36
Figura 3-14: Comparación entre la sección real y la aproximada para el modelo de la galería superior. No está a escala.....	37
Figura 3-15: Sólidos a replicar para obtener el trazado de la <i>galería superior</i> y la totalidad de las <i>cámaras de pistones</i>	38
Figura 3-16: Comparación entre la sección real y la aproximada para el modelo de la galería inferior. No está a escala.....	39
Figura 3-17: Trazado de la galería inferior a lo largo de la represa. La continuidad se sigue de derecha a izquierda y de arriba hacia abajo de las figuras	41
Figura 3-18: Comparación de las formas modales para la malla completa y reducida.....	44
Figura 3-19: Dimensiones de la malla de suelo aguas arriba y aguas abajo	44
Figura 3-20 : Modelo geométrico final de la Represa La Plata	46
Figura 3-21: Variación de las Presiones Hidrostáticas en la pared vertical.....	47
Figura 3-22: Contorno de Presiones Hidrostáticas.....	48

Figura 3-23: Aceleraciones que producen presiones hidrodinámicas en la pared vertical de la represa.....	50
Figura 3-24: Modelo plano del dominio del agua para calcular las presiones hidrodinámicas en la pared vertical de la represa.....	50
Figura 3-25: Elemento triangular de tensión constante	52
Figura 3-26: Condiciones de borde en el contorno vertical.....	52
Figura 3-27: Áreas tributarias para la transferencia de la masa agregada. Vista de la Estructura elevación aguas abajo.....	53
Figura 3-28: Presiones hidrodinámicas y masa agregada	54
Figura 4-1: Equipo de medición de pulso ultrasónico V-Meter.....	60
Figura 4-2: Sensores ubicados de manera indirecta. La grasa se aplica para permitir la transferencia al sensor y fijarlo a la superficie	60
Figura 4-3: Ubicación de los puntos seleccionados para la medición de las propiedades dinámicas. Vista en planta de la Estructura.....	61
Figura 4-4: Comparación de los periodos de vibración para el modelo de roca con masa distinta de cero.....	66
Figura 4-5: Comparación de los periodos de vibración para el modelo de roca con masa nula.....	66
Figura 4-6: Bordes externos de la malla de suelo para evaluar convergencia del modelo	68
Figura 4-7: Deformada borde norte del modelo para la dirección X con y sin la estructura (represa).....	68
Figura 4-8: Deformada borde norte del modelo para la dirección Y con y sin la estructura (represa).....	69
Figura 4-9: Primera forma modal de la dirección X para la cresta. Aparente convergencia	70
Figura 4-10: Primera forma modal de la dirección X. Muestra la no convergencia	71
Figura 4-11: Convergencia del modelo usando densidad de roca nula	73
Figura 4-12: Respuesta para un nodo de la cresta para evaluar el amortiguamiento de la represa	77
Figura 5-1: Terremoto artificial generado para el área de San Juan, (Irizarri 99')	80
Figura 5-2: Cubrimiento de frecuencias predominantes del registro de aceleración para el Modelo 1	82
Figura 5-3: Cubrimiento de frecuencias predominantes del registro de aceleración para el Modelo 2	84
Figura 5-4: Cubrimiento frecuencias predominantes del registro de aceleración para el Modelo 3	88
Figura 5-5: Variación de desplazamientos para un nodo cualquiera sobre la cresta.....	89
Figura 6-1: Ubicación de los desplazamientos máximos de cada dirección, Modelo 1	91
Figura 6-2: Variación del Balanceo (<i>rocking</i>) a lo largo de la represa, Modelo 1	91
Figura 6-3: Puntos en la galería inferior para observar aceleraciones máximas.....	92
Figura 6-4: Aceleraciones absolutas en los puntos de la galería inferior, Modelo 1	92
Figura 6-5: Modos de Vibración para la galería superior, Modelo 1	94
Figura 6-6: Vibración libre para el Modelo 1 usando amortiguamiento del método de Chopra.....	94
Figura 6-7: Vibración libre para nodo 254, Modelo 1.....	95

Figura 6-8: Vibración libre para nodo 554, Modelo 1	95
Figura 6-9: Vibración libre para nodo 828, Modelo 1	96
Figura 7-1: Ubicación de los desplazamientos máximos de cada dirección, Modelo 2	98
Figura 7-2: Variación de balanceo (<i>rocking</i>) a lo largo de la represa, Modelo 2	98
Figura 7-3: Aceleraciones absolutas en los puntos de la galería inferior, Modelo 2	99
Figura 7-4: Modos de Vibración de la galería superior, Modelo 2	100
Figura 7-5: Vibración libre para el Modelo 2 usando amortiguamiento del método de Chopra	101
Figura 7-6: Vibración libre para nodo 254, Modelo 2	102
Figura 7-7: Vibración libre para nodo 554, Modelo 2	102
Figura 7-8: Vibración libre para nodo 780, Modelo 2	103
Figura 8-1: Ubicación de los desplazamientos máximos de cada dirección, Modelo 3 ..	105
Figura 8-2: Variación del balanceo (<i>rocking</i>) a lo largo de la represa, Modelo 3	105
Figura 8-3: Aceleraciones absolutas en los puntos de la galería inferior, Modelo 3	106
Figura 8-4: Modos de Vibración de la galería superior, Modelo 3	107
Figura 8-5: Vibración libre para nodo 254, modelo 3	108
Figura 8-6: Vibración libre para nodo 943, modelo 3	108
Figura 8-7: Vibración libre para nodo 668, modelo 3	109
Figura 9-1: Modelo 2D sección de máxima profundidad	110
Figura 9-2: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 1, amortiguamiento 1	112
Figura 9-3: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 1, amortiguamiento 2	113
Figura 9-4: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 2, amortiguamiento 1	113
Figura 9-5: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 2, amortiguamiento 2	113
Figura 9-6: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 3, amortiguamiento 1	114
Figura 9-7: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 3, amortiguamiento 2	114
Figura 9-8: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 1	118
Figura 9-9: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 2	118
Figura 9-10: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 3	118
Figura 10-1: Desplazamientos máximos en todos los modelos	122
Figura 10-2: Envolvente de máximos desplazamientos en la galería superior	122
Figura 10-3: Variación del efecto de “rocking” todos los modelos	123
Figura 10-4: Aceleraciones en la sección de máxima profundidad, nodo 3243	124
Figura 10-5: Modos de vibración de la galería superior, todos los modelos	126
Figura 11-1: Instrumentación teórica. Vista elevación hacia aguas arriba	133
Figura 11-2: Instrumentación teórica. Vista en planta	134
Figura 11-3: Báscula de salida con filtración. El agua va directo a las cámaras de pistones	136
Figura 11-4: Comparación de formas modales entre la ubicación teórica y práctica de la Instrumentación. Modelo 2	136
Figura 11-5: Ubicación definitiva de de la instrumentación de La Represa La Plata. Vista aguas arriba	138
Figura 11-6: Instrumentación definitiva. Vista transversal	138
Figura 11-7: Acelerómetro ETNA, <i>Kinematics</i>	139
Figura 11-8: Acelerómetro a campo abierto sobre el costado norte de la represa, ETNA	139

Figura 11-9: Instalación y ubicación del sensor triaxial en la galería inferior.....	140
Figura 11-10: Instalación de acelerómetro sobre el apoyo del Puente con ayuda del <i>snooper</i>	141

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1: Secciones para el cálculo de la masa agregada. Las secciones sombreadas quedan ubicadas sobre la <i>Toma y Estación</i>	53
Tabla 3-2: Masa agregada para la pared vertical de la Estructura	55
Tabla 4-1: Valores de velocidad de onda P medidos para el Cuerpo de la represa	61
Tabla 4-2: Valores de velocidad de onda P medidos para la Toma y Estación	62
Tabla 4-3: Valores de velocidad de onda P medidos para la roca	63
Tabla 4-4: Módulos de elasticidad de la roca	64
Tabla 4-5: Relación -estructura/sistema completo- en términos de masa para las distintas mallas de suelo a lado y lado	72
Tabla 4-6: Propiedades de los materiales para los modelos definitivos	74
Tabla 4-7: Valores de amortiguamiento equivalente obtenido por el método de Chopra	76
Tabla 4-8: Valores de amortiguamiento material de <i>SAP 2000</i> equivalente al de Chopra	77
Tabla 5-1: Modos de Vibración, Modelo 1	81
Tabla 5-2: Modos principales en cada dirección, Modelo 1	81
Tabla 5-3: Modos de Vibración, Modelo 2	83
Tabla 5-4: Modos principales en cada dirección, Modelo 2	84
Tabla 5-5: Modos de Vibración modelo 3	86
Tabla 5-6: Modos principales en cada dirección, Modelo 3	87
Tabla 6-1: Nodos con máximos desplazamientos en cada dirección para el Modelo 1	90
Tabla 6-2: Aceleraciones máximas, Modelo 1	93
Tabla 7-1: Nodos con máximos desplazamientos en cada dirección para el modelo 2	97
Tabla 7-2: Aceleraciones máximas, Modelo 2	99
Tabla 8-1: Nodos con máximos desplazamientos en cada dirección para el Modelo 3	104
Tabla 8-2: Aceleraciones máximas, Modelo 3	106
Tabla 9-1: Esfuerzos de tensión admisibles en el concreto	111
Tabla 9-2: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 1	115
Tabla 9-3: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 2	115
Tabla 9-4: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 3	116
Tabla 9-5: Modelos para el cálculo de esfuerzos usando valores típicos de E_c	117
Tabla 9-6: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 1	119
Tabla 9-7: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 2	119
Tabla 9-8: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo	120
Tabla 10-1: Aceleraciones máximas, todos los modelos	125
Tabla 10-2: Valores acumulados de sobre-esfuerzos de los modelos	127
Tabla 10-3: Relación demanda-capacidad de esfuerzos de tensión para cada modelo	128
Tabla 11-1: Relación entre los nodos del modelos y la instrumentación teórica	135
Tabla 11-2: Canales de la Instrumentación de la Represa La Plata	142

Parte I

INTRODUCCIÓN

Capítulo 1

1.OBJETIVOS

1.1 Justificación

Es una buena medida de poca práctica en la Ingeniería Civil una vez se culmina la etapa final de construcción de una estructura, el observar su desempeño y comportamiento con alguna frecuencia. Esta conciencia de reevaluar y monitorear toma mayor sentido si consideramos en primera instancia las diferencias que puedan existir, por diversos factores, entre el diseño y la obra finalizada. Estos mecanismos de control implementados durante la vida útil de la estructura pueden ser más o menos intensivos en función del interés particular de la obra.

De entre muchas obras civiles se encuentra el caso de las represas que por su condición particular, concentran la atención de muchos sectores de importancia dentro del desarrollo de una comunidad. Daños considerables en una represa podría generar grandes pérdidas materiales e incluso gran número de pérdidas de vidas humanas en zonas ubicadas aguas abajo. En muchos años de experiencia los daños más importantes presentados en represas se han debido a la acción sísmica por lo que el mecanismo adoptado para control y monitoreo deberá tener en cuenta de primera mano la

consideración de este efecto. Cabe notar que los daños observados sobre represas de hormigón han sido mínimos [31].

Estudios han demostrado que la actividad sísmica en una zona podría incrementarse con la presencia de una represa [5]. En 1870 el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (*U.S. Corps of Engineers*) rechazó la propuesta de aumentar la capacidad de almacenamiento en *The Salton Sea* en el sur de California, debido a que dicha acción podría causar terremotos. Otro ejemplo conocido es la represa de Koyna ($H = 103m$) en la India, donde después de su construcción en 1963 comenzaron a presentarse frecuentes registros sísmicos en la cercanía a la represa, una zona antes conocida como de baja sismicidad (en 1967 se registró un sismo $M = 6.5$ que averió significativamente la represa). El estudio (*W.H. Freeman and Company*) estableció que la sismicidad en la zona aumentaba después de unos pocos meses que terminaba la temporada de lluvia, justo cuando la represa se encontraba con los máximos niveles de almacenamiento.

La Instrumentación de Movimiento Fuerte ha crecido considerablemente en los últimos años. Para finales de los noventa el USGS (*United States Geological Service*) y el cuerpo de Ingenieros operaban conjuntamente más de 1000 instrumentos localizados en 39 estados y Puerto Rico [22]. Este inventario de instrumentos ubicados en edificios, represas y a campo libre incluía para Puerto Rico solamente la Represa Cerrillos en Ponce. El programa de Movimiento Fuerte de Puerto Rico (PRSMP) cuenta en la actualidad con dos edificios instrumentados, una represa y dos puentes. Otras estructuras están en planes de instrumentarse [24].

La Instrumentación de Movimiento Fuerte (IMF) conforma una fuente exclusiva de obtención de datos experimentales para monitorear una estructura. Ayuda a entender

el fenómeno *sísmico* de una mejor manera así como a analizar el comportamiento de una estructura durante un terremoto, evaluar daños posteriores, e incluso predecir su comportamiento ante un evento *sísmico* determinado. En adición a lo anterior podría considerarse el beneficio de su pequeño costo comparado con la inversión total para el caso de represas.

Códigos de diversos países recomiendan instrumentar estructuras importantes (ver UBC 97, capítulo 16, sección 1649). El “*United States Committee on Large Dams*” recomienda que toda represa ubicada en zona sísmica 3 y 4 sea instrumentada debido al alto potencial de daño que implica el colapso de estas [28]. Prueba de esto es el hecho de que para 1985 en Estados Unidos había 187 represas sísmicamente instrumentadas [28].

El uso de la Instrumentación de Movimiento Fuerte implica determinar la cantidad y ubicación de los instrumentos, lo cual ha sido hecho tradicionalmente con base en la experiencia y el criterio ingenieril. Una solución alternativa para ello podría ser a través de un modelo computacional que permita identificar los puntos de mayores efectos según el interés particular de cada trabajo para localizar la instrumentación. La Represa La Plata que se muestra en la Figura 1-1 fue el objeto de estudio de esta investigación. Este trabajo fue previsto para satisfacer las necesidades presentes y conformar una fuente de información para futuras investigaciones que pudieran desarrollarse al respecto.



Figura 1-1: Cresta aguas abajo y puente, Represa La Plata, Toa Alta, PR.

1.2 Descripción general de la Represa La Plata

La Plata es una represa de gravedad de concreto que atraviesa el Río La Plata en la Población de Toa Alta, barrio las piñas. Se llega a ella a través de la carretera PR 167 que va desde la población de Bayamón a Comerío y a la altura del Km. 4.8 se toma la carretera 827. (Ver Figura 1-2). Tiene una longitud total de 236 m y una altura máxima de 40 m sobre el lecho del río. El desagüe de la represa es provisto por seis básculas de salida. La cresta de salida tiene una longitud libre total de 210 m y una elevación de 47.12 m sobre el nivel del mar. Las estaciones de la toma y de bombeo se encuentran sobre una estructura que forman parte integral de la represa, y está localizada en el centro de la corriente. La represa se encuentra dentro del Distrito Metropolitano de Aguas y es propiedad de la Autoridad de Acueductos y Alcantarillados de Puerto Rico, quien

también la opera. Su altura sobre el lecho del río y su capacidad de 4,560,000m²-m (37,000 acre-pie) la clasifican como represa grande [12]. Su propósito es el de suplir agua para consumo doméstico e industrial para una población aproximada de 500,000 habitantes.

Las poblaciones de Toa Alta, Toa Baja y Dorado se localizan aguas abajo de la represa. Toa Baja y la porción este de Dorado están localizados en el área de inundación del Río La Plata. Fallas en la represa podrían causar serias pérdidas materiales y humanas en esos pueblos [12]. Esto coloca la represa bajo clasificación de alta amenaza, sumado al hecho de que la clasificación sísmica para Puerto Rico sea zona 3 de acuerdo al UBC 97.

La Represa La Plata fue diseñada en 1969 por la firma Buck, Seifert y Jost. Su sistema de construcción fue mediante la elevación de sucesivos bloques de concreto hasta la altura de la cresta (Ver Figura 1-3). La primera etapa de construcción que consistió en la estructura de la represa hasta el nivel de la cresta, la estructura de la Toma y Estación de bombeo y el puente que la atraviesa de estribo a estribo, fue completada en 1974. Al día de hoy adicionalmente se encuentran instaladas básculas de salida que permitieron ampliar su capacidad de almacenamiento.

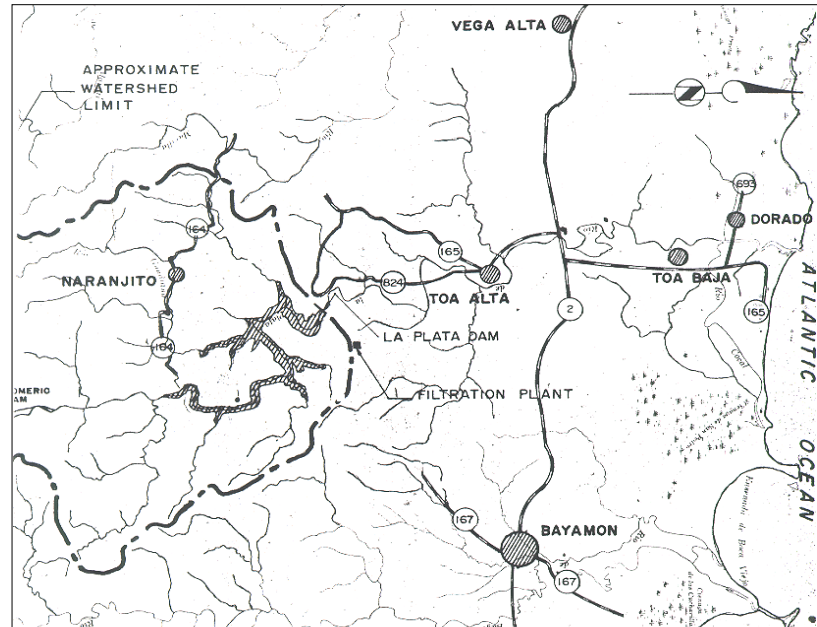


Figura 1-2: Ubicación general de la Represa La Plata



Figura 1-3: Descripción de la Represa La Plata

1.3 Objetivos

Los objetivos de este trabajo son:

- Determinar la respuesta de la Represa La Plata en cuanto a desplazamientos y aceleraciones máximas ante el evento sísmico máximo creíble para la zona.
- Hacer un análisis de esfuerzos de tensión en el concreto de la Represa La Plata ante el evento sísmico máximo creíble para la zona.

- Recomendar la ubicación de Instrumentación de Movimiento Fuerte para la Represa La Plata y llevar a cabo la respectiva instalación.

1.4 Desarrollo de la tesis

El siguiente capítulo hace una descripción de trabajos previos relacionados con el tema de modelación de Represas, las herramientas computacionales implementadas y el interés de cada trabajo. A continuación se hace una breve descripción del contenido de los capítulos siguientes.

La parte II “Modelación de la Represa La Plata”, contiene dos capítulos. En el primero de ellos se explica el procedimiento usado para la elaboración del modelo mediante el programa SAP 2000 en sus tres componentes: estructura, suelo y agua. En el segundo capítulo se obtienen los modelos definitivos para el análisis producto de considerar tres relaciones de módulos de elasticidad entre la roca y el hormigón, basándose en las mediciones de campo y valores adecuados para el módulo de la roca. La determinación de los valores de amortiguamiento a utilizar en cada modelo también se hace en este capítulo.

La parte III “Análisis Dinámico” contiene cinco capítulos. En el primero de ellos se ilustra el procedimiento desarrollado para la selección de los modos de vibración en cada modelo y la inclusión de todas las fuerzas dentro del análisis dinámico. El segundo, tercero y cuarto capítulo corresponden al análisis desarrollado para cada modelo buscando los puntos de máximos efectos para instrumentar. El quinto capítulo es el análisis de esfuerzos de tensión de la represa.

La parte IV “Resultados e Instrumentación” contiene dos capítulos. En el primero de ellos se hace el análisis de los resultados de los capítulos anteriores, se determinan los puntos teóricos y prácticos para la localización de la instrumentación, y finalmente se ilustra el procedimiento de instrumentación en el sitio. El segundo y último capítulo resume el trabajo realizado, establece conclusiones e identifica recomendaciones para investigaciones futuras relacionadas con el tema.

Capítulo 2

2.REVISION DE LITERATURA

2.1 Tipos de modelos para represas

Los procedimientos para analizar la respuesta de represas ante una excitación definida como un historial de tiempo mediante un modelo computacional pueden clasificarse en dos grupos: El método estándar de elementos finitos y El método de subestructuras, [29], (Figura 2-1 y Figura 2-2). El uso de uno u otro depende del interés de la investigación entre otros factores pero en todo caso estará sujeto a la disposición de los programas de computadoras adecuados.

En el primero de los métodos el sistema completo represa-agua-suelo es modelado como una unidad compuesta de distintos materiales y corresponde a una formulación hecha en el dominio del tiempo, mientras que en el método de subestructuras usualmente formulado en el dominio de la frecuencia cada componente puede ser analizada independientemente de los demás. Este segundo método presenta mejores aproximaciones en cuanto a la representación del efecto de interacción del agua y del suelo, además que permite el uso de amortiguamiento histerético a través de la formulación compleja de las matrices de rigidez, así como la representación del efecto del suelo con un amortiguador que depende de la frecuencia de excitación. Este par de problemas solo pueden ser resueltos en el dominio de la frecuencia.

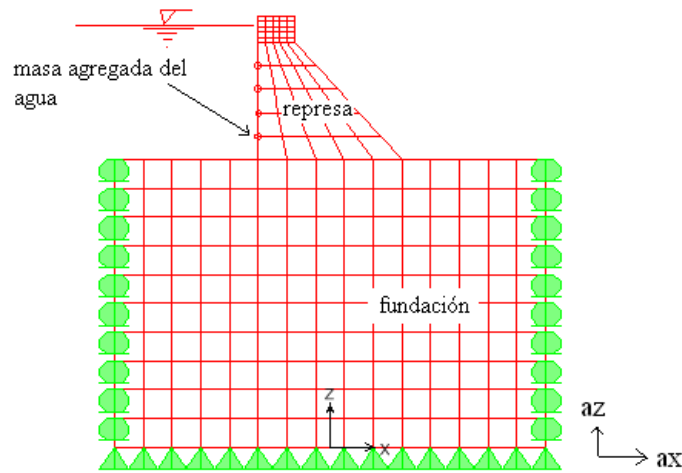


Figura 2-1: Modelo de represa para el procedimiento estándar de elementos finitos

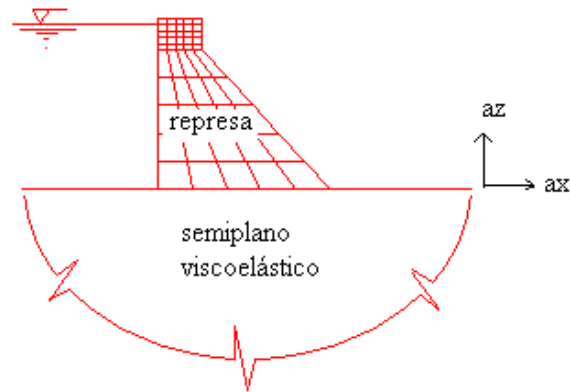


Figura 2-2: Modelo de represa para el método de subestructuras

Figura 2-1 y Figura 2-2 presentan una ilustración de los métodos mencionados para la modelación de represas. Puede notarse que cuando se tiene certeza de la variación en estratigrafía de la fundación la consideración de ésta como un semiplano homogéneo según el método de subestructura no es adecuada. En su reemplazo sería mejor la modelación con el método estándar de elementos finitos. A continuación se hace una descripción general de trabajos previos realizados que tienen que ver con la

instrumentación de represas y con el desarrollo de modelos de computadora para el análisis dinámico de estas.

2.2 Trabajos con instrumentación de movimiento fuerte en represas

Gregory L. Fenves [8] analizó la respuesta de la represa de Pacoima en California ante el terremoto de Northridge en 1994. Para ello hizo uso del registro ofrecido por el arreglo de acelerómetros que muestra la Figura 2-3, y un modelo 3D de elementos finitos desarrollado con el programa ADAP-88 que contó con 588 elementos de sólido para el cuerpo de la presa, y 220 para la fundación. La masa de la fundación fue definida igual a cero. El estudio concluyó la presencia del efecto de amplificación de onda durante el terremoto mencionado, debido a la topografía del lugar y la presencia de la represa. También pudo concluir que durante el terremoto mencionado el comportamiento no lineal de la represa se debió al efecto de apertura-cerrado entre bloques adyacentes.

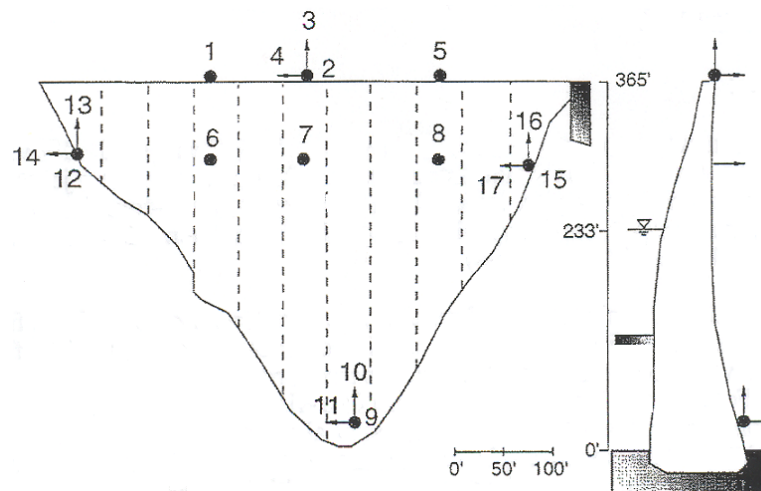


Figura 2-3: Instrumentación de la represa de Pacoima, California. Vista aguas arriba y sección transversal

Ray W. Clough y Yusof Ghanaat [23] utilizaron acelerómetros entre otro tipo de instrumentación sobre la represa de Dongjiang en China, para evaluar el coeficiente de reflexión de onda α . La distribución de los 15 acelerómetros utilizados puede verse en la Figura 2-4. La represa fue excitada mediante la activación de explosivos estratégicamente ubicados en la cercanía de la misma, haciendo posteriormente una correlación de los registros medidos en campo con los registros previstos por un procedimiento analítico. El estudio concluyó que el coeficiente α varía considerablemente en el contorno de la represa, por lo que su evaluación debiera considerar métodos de reflexión y refracción de onda para obtener resultados confiables.

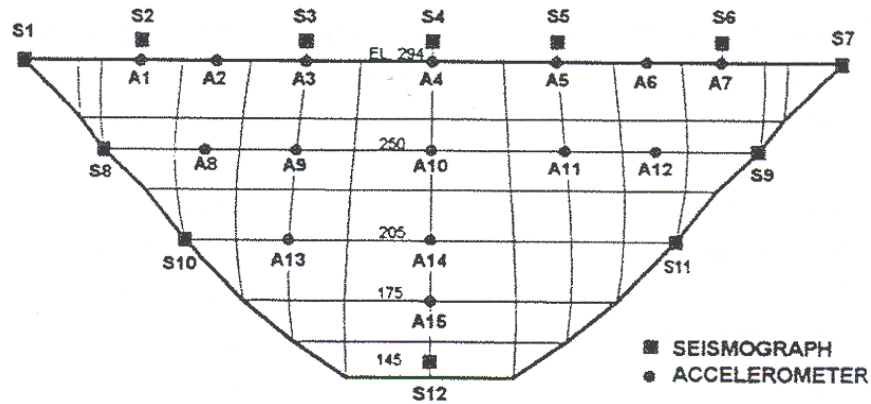


Figura 2-4: Instrumentación represa Dongjiang en China. Vista aguas arriba

2.3 Ejemplos de represas instrumentadas

La represa de Lower Cristal Springs en la península de San Francisco es un ejemplo de represas de hormigón instrumentadas (Ver Figura 2-5). El arreglo con un total de 15 acelerómetros incluye dos triaxiales a campo abierto [4]. El primero de ellos a aproximadamente 3.5 veces la altura de la represa y el segundo hacia el estribo sur. Los

otros seis sensores (uniaxiales) cinco se ubican en dirección radial sobre la cresta y el último en dirección vertical también sobre la cresta.

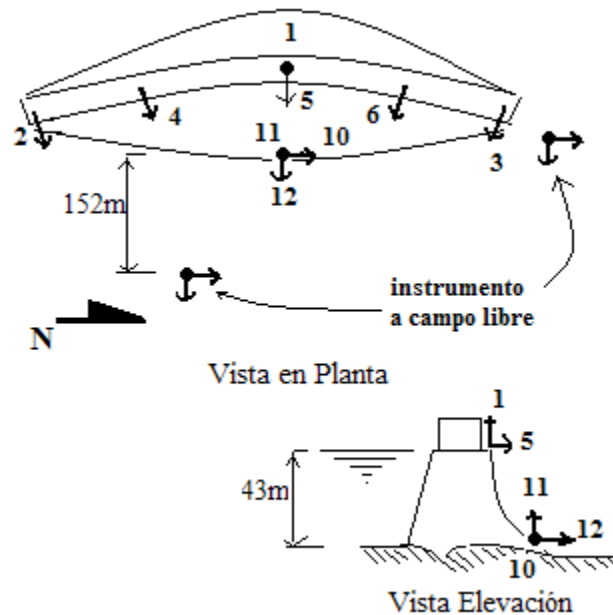


Figura 2-5: Arreglo de Instrumentación para la represa de Crystal Lower Spring

En la Figura 2-6 puede verse un ejemplo de represas instrumentadas en Puerto Rico [18]. La represa Antonio Lucchetti en el municipio de Yauco cuenta con 15 sensores que incluyen dos triaxiales, uno a campo abierto y el otro en la galería inferior de la represa. Los sensores 8, 10, 11 y 12 miden los movimientos transversales y la torsión de la represa. Los sensores 9 y 13 miden el movimiento longitudinal de la represa, mientras que los sensores 14 y 15 miden el *rocking* de la estructura.

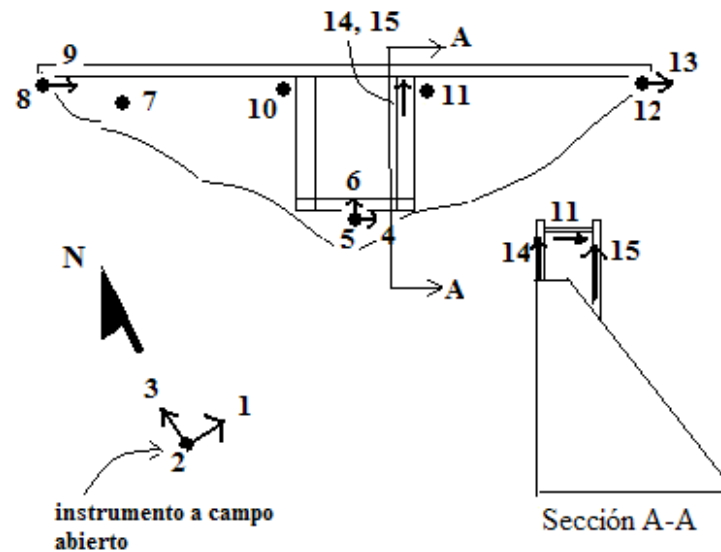


Figura 2-6: Arreglo de Instrumentación para la represa Antonio Lucchetti, Puerto Rico

2.4 Análisis no lineal de represas de concreto

La modelación de represas de hormigón para análisis en el campo no lineal ha sido desarrollada por diversos autores teniendo como objetivo un estudio más profundo del comportamiento de la estructura y adoptar mecanismos para evaluar la cantidad de daño ante un terremoto. Ejemplos de ellos son los siguientes:

Paulo B. Tekie y Bruce R. Ellingwood [20] modelaron la represa de Bluestone en West Virginia, USA con una longitud de 629m y una altura máxima de 53m. Ellos desarrollaron un modelo plano 2D mediante el programa Abaqus utilizando el elemento cuadrilátero bicuadrático de 8 nodos y consideraron la interacción suelo-estructura incorporando suelo en el modelo mediante una malla de elementos finitos. La interacción del agua fue considerada con una masa de agua incompresible conectada a la cara aguas arriba de la represa a través de amortiguadores en serie, lo cual permitía hacer un análisis no-lineal en el dominio del tiempo. El estudio reconoció que una base estándar rígida no era aceptable pues producía excesiva amplificación en la respuesta.

R. J. Câmara [21] propuso un método para analizar el comportamiento no lineal de represas de concreto en arco bajo terremotos de alta intensidad. El método fue aplicado a la represa de Pacoima para el terremoto de San Fernando en 1971. La no linealidad fue presumida debido a la no tensión (pérdida de contacto) en las juntas de contracción. La represa fue modelada por una malla de elementos finitos mientras que la fundación y el agua fueron representadas con elementos de borde para tener en cuenta el amortiguamiento por radiación propio de un medio infinito como el suelo.

Lee y Fenves [13] propusieron un modelo para desarrollar un análisis del comportamiento no lineal de represas de concreto ante terremotos de alta intensidad, en virtud de que los análisis lineales no podían establecer adecuadamente la cantidad de daño y la estabilidad de la represa cuando los esfuerzos elásticos en el material eran superados.

2.5 Métodos de análisis para represas

Los métodos de análisis y diseño ofrecidos por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (*U.S Army Corps of Engineers*) [26] [27] [29] proveen recomendaciones útiles para la generación del modelo computacional de elementos finitos para represas que son: El tamaño de la malla para representar el suelo está entre 1 y 2 veces la altura de la represa para relaciones de módulos E_c / E_r entre 1 y 2 respectivamente. Estas dimensiones son recomendadas para las direcciones aguas arriba, aguas abajo y debajo de la represa. Las condiciones de borde podrían ser rodillos (*rollers*) en la dirección vertical y fija en la base del suelo. El efecto hidrodinámico del lago puede calcularse a través del concepto de masa agregada resolviendo la ecuación diferencial correspondiente

($\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0$). El esfuerzo de tensión admisible del concreto dentro del campo elástico puede ser $f_t = 0.324 f'_c{}^{2/3} [MPa]$, el cual puede ser incrementado en un 50% para un análisis dinámico. La masa de la fundación es definida igual a cero para permitir trasladar el efecto sísmico directamente a la superficie de interacción suelo-estructura.

El método simplificado de Chopra para análisis de represas [6] es fuente de información acerca de parámetros en la modelación de represas: El amortiguamiento equivalente del conjunto represa-agua-suelo es obtenido evaluando la interacción suelo-estructura, agua-estructura y la radiación del suelo. La solución en el dominio del tiempo de la ecuación de movimiento exige la determinación de un incremento de tiempo dt , que podrá ser igual a una décima parte del periodo del último modo considerado en el análisis [1]. La frecuencia de corte o frecuencia de Nysquist establece que un registro de aceleraciones obtenido con intervalos de tiempo Δt no permite tener información de frecuencias superiores a $f = 1/(2\Delta t)$.

Al calcular las presiones hidrodinámicas sobre la represa se tiene que la precisión adicional por considerar el oleaje superficial en el agua es inferior al 5% [19]. La longitud de la superficie del lago hace que no exista riesgo de resonancia debido a la frecuencia natural de la ola y la frecuencia natural de la represa. Al resolver la ecuación diferencial del efecto hidrodinámico del agua, el efecto de oleaje superficial es despreciado imponiendo condiciones de borde de presiones cero en la superficie ($p = 0$).

2.6 La Instrumentación de movimiento fuerte en represas

La instrumentación de movimiento fuerte debería ser instalada en represas de 30m de altura o más [26] [27] con el fin de obtener información de las fuerzas sísmicas reales, que en la mayoría de los casos difieren de las usadas en el proceso de diseño de las represas. Represas entre 30 y 60m ubicadas en zonas sísmicas 2, 3 y 4 debieran tener al menos tres acelerómetros: uno en el tope del monolito más alto, uno en la galería inferior del mismo monolito y otro sobre la roca de fundación aguas abajo a una distancia de tres veces la altura de la represa.

La instrumentación de movimiento fuerte en represas de gravedad de concreto debería ubicarse de la siguiente forma [7]: Observaciones a campo libre: Los instrumentos a campo libre deben ser colocados lejos de la represa en forma suficiente para evitar que sus registros sean afectados por vibraciones de ésta. Al mismo tiempo deben estar tan cerca de la misma para garantizar que las observaciones hechas sean representativas de la zona. Una distancia igual a dos veces la altura de la represa sería adecuada, la cual se puede disminuir a una vez la altura de la represa cuando el modulo de elasticidad de la fundación es igual o mayor que el de la represa. Instrumentación en la estructura: La captura de los primeros modos se puede asegurar con la ubicación de instrumentos en la cresta de la represa donde se esperan mayores deflexiones, para represas simétricas sería a la mitad y a los cuartos de longitud. Respuesta tridimensional: Una respuesta tridimensional es esperada debido a excitaciones longitudinales cuando la represa es construida sobre cañones en V y debido a la excitación transversal en una represa con *shear keys*. Comportamiento de los bloques: El comportamiento de los bloques de una

represa de hormigón puede ser comparado por los registros individuales de cada uno durante una excitación sísmica.

La Figura 2-7 muestra el arreglo de la instrumentación de movimiento fuerte para una represa de gravedad [7] diferenciando entre la instrumentación mínima y complementaria.

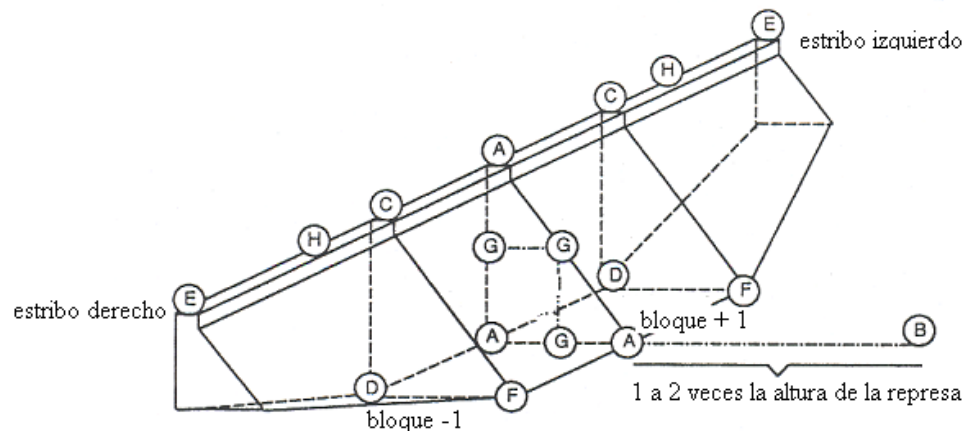


Figura 2-7: Arreglo recomendado para instrumentación de movimiento fuerte en represas de gravedad de hormigón

Las letras de la Figura 2-7 tienen la siguiente convención:

- A: Instrumentación mínima para captar sismo de entrada y respuesta para la corona (3 instrumentos)
- B: Movimiento a campo abierto (1 instrumento)
- C: Respuesta en la vecindad de los bloques (2 instrumentos)
- D: Registro de entrada en la vecindad de los bloques (2 instrumentos)
- E: Movimiento de los estribos (2 instrumentos)
- F: Rotación de la base en la vecindad de los bloques, complementario (2 bloques)
- G: Respuesta detallada en el bloque corona, complementario (3 instrumentos)
- H: Comportamiento tridimensional, complementario (2 instrumentos en puntos a $\frac{1}{4}$ de longitud de los estribos)

Parte II

MODELACIÓN DE LA REPRESA

LA PLATA

Capítulo 3

3.MODELACIÓN

3.1 Creación del modelo

La creación del modelo computacional en tres dimensiones (3D) de la Represa La Plata se desarrolló en el programa de elementos finitos *SAP 2000* Versión 8. De los tres componentes del sistema: *estructura*, *suelo* y *agua*, los dos primeros se han definido mediante la creación de una malla de elementos finitos haciendo uso del elemento de sólido de *SAP* en sus presentaciones de bloque y prisma (*'block'* y *'prism1'*, ver Figura 3-1). El agua se incorporó al modelo como masa agregada sobre los nodos de la pared expuesta al agua.

El elemento de sólido del programa *SAP 2000* es un elemento isoparamétrico de ocho nodos con seis caras cuadriláteras que incluye nueve modos de flexión independientes. La localización de los nodos de cada elemento de sólido ha sido escogida para cumplir con las exigencias geométricas del modelo y atender las recomendaciones dadas por el fabricante del programa para obtener un grado de refinamiento adecuado de la malla. Las exigencias geométricas mencionadas anteriormente corresponden a la construcción de elementos de diversas formas y tamaños necesarios para representar cada detalle de importancia dentro de la forma general del modelo. Las recomendaciones del fabricante son: 1) Que los ángulos internos en las esquinas del elemento sean menores de 180° , preferible cercanos a 90° o en su defecto entre 45° y 135° . 2) Que la relación de la

mayor dimensión del elemento a la menor sea cercana a la unidad, al menos menor de cuatro y nunca mayor de diez [3].

La asignación de las propiedades físicas y dinámicas de la roca y el concreto se encuentra detallada en el Capítulo 4. Este capítulo sólo describe el procedimiento desarrollado para la creación del modelo geométrico.

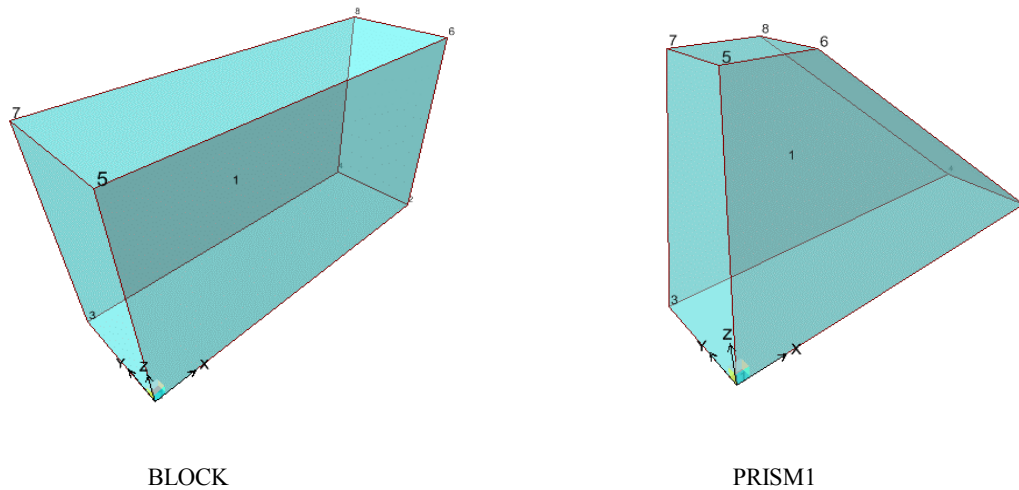


Figura 3-1: Elementos de sólido de *SAP 2000* a ser utilizados

El modelo geométrico de la Represa La Plata fue generado tratando de concebir las características más importantes en cuanto a la forma. Se hicieron aproximaciones geométricas de las formas globales, de manera que se pudiera reducir el esfuerzo en la construcción del modelo sin afectar notoriamente la precisión de los resultados. Los perfiles variantes de la estructura fueron reemplazados por líneas rectas tratando de conservar las formas globales de la estructura. La variación de la topografía del lugar también fue considerada. Una comparación entre el sistema real y el modelo aproximado para la estructura puede verse en Figura 3-2, Figura 3-3 y Figura 3-4.

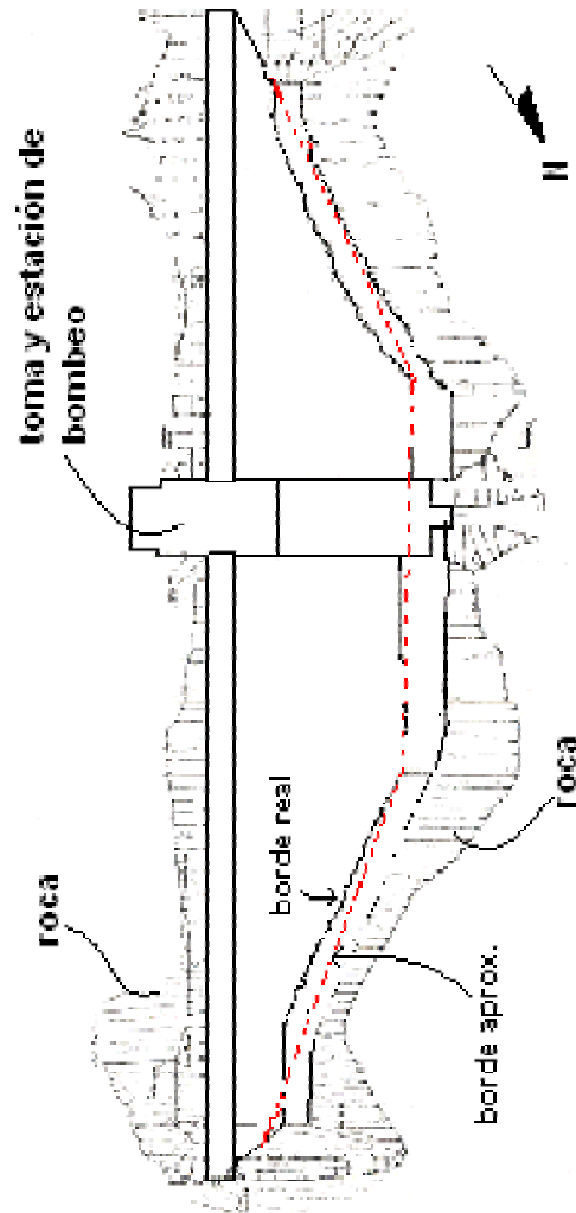


Figura 3-2: Vista en Planta

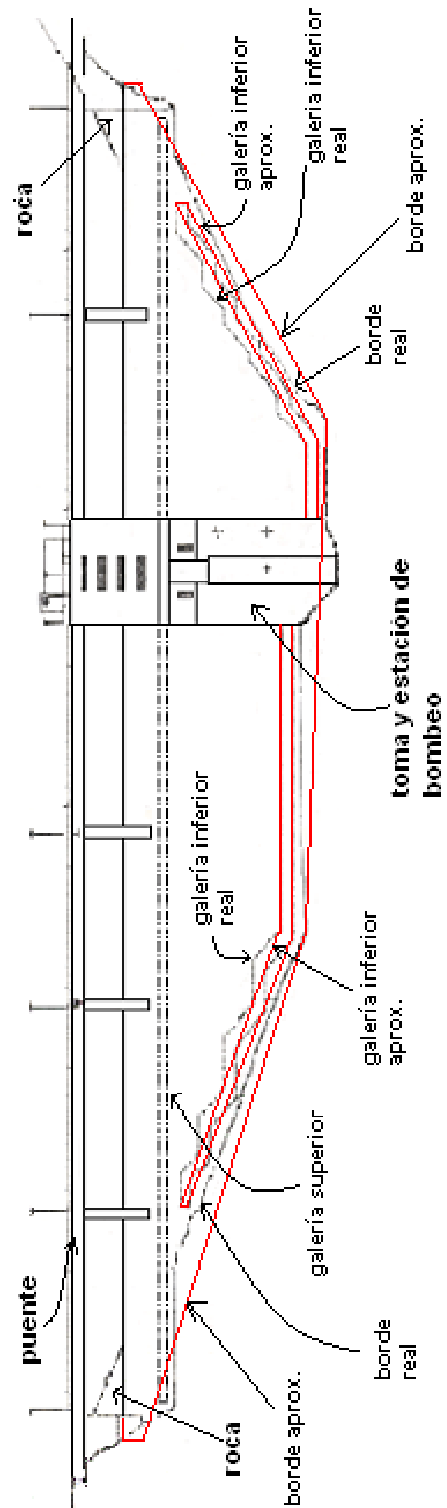


Figura 3-3: Vista en elevación hacia aguas arriba

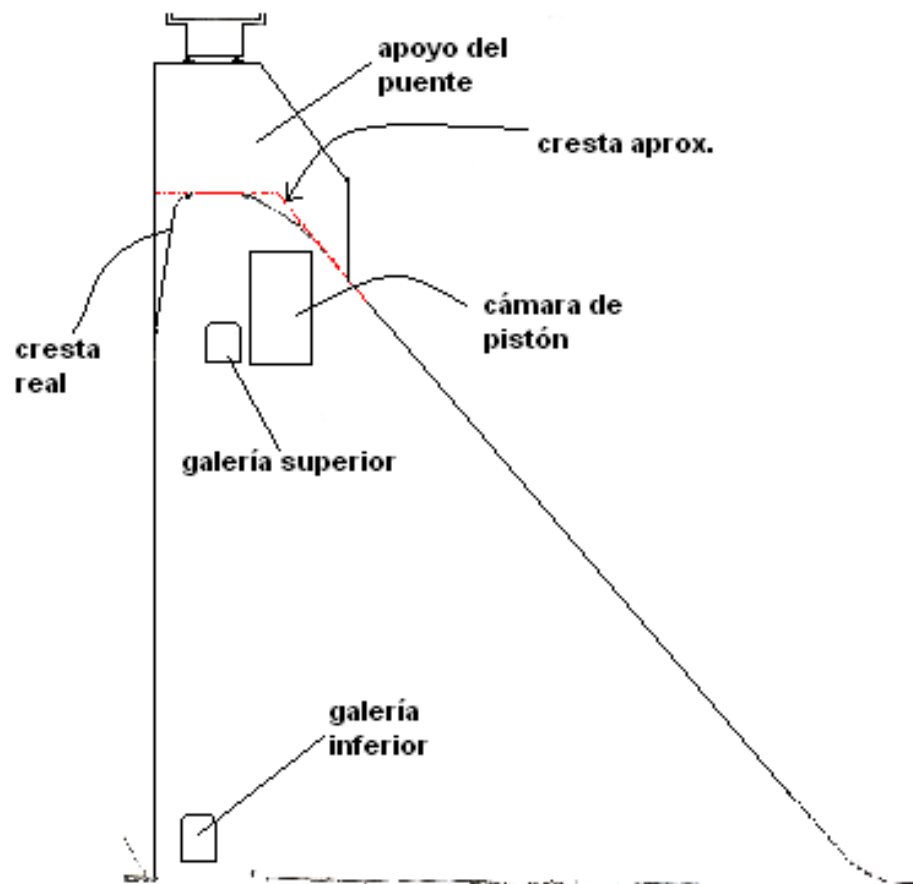


Figura 3-4: Perfil para una sección en la máxima profundidad de la represa

En el proceso de elaboración del modelo geométrico se utilizaron los planos de construcción de la represa y perfiles topográficos de la zona provistos por la Autoridad de Acueductos y Alcantarillados de Puerto Rico [12], quien es la entidad encargada del manejo de la Represa La Plata.

3.2 La estructura

La estructura corresponde a la masa de hormigón provista para almacenamiento de agua con sus componentes del mismo material que conforman el sistema resistente de la presa, incluyendo el edificio (no estructural) que forma parte integral de la misma y que alberga el cuarto de máquinas y oficinas de la represa.

Sobre la represa se halla construido un puente de concreto para comunicar sus estribos norte y sur que no se incluyó en la modelación, presumiendo que su comportamiento sísmico no afecta notoriamente la respuesta de la represa puesto que es de esperar que tengan distintos periodos de vibración. Además, la modelación del puente haría lucir como imperceptibles los desplazamientos de la represa ya que ésta es una estructura mucho más rígida. La creación del modelo geométrico de la Estructura se resume en la creación del *Cuerpo de la represa*, creación de *La Toma y Estación de Bombeo*, creación de *la galería superior y cámaras de pistones*, y la creación de *la galería inferior*.

3.2.1 Cuerpo de la represa

El *Cuerpo de la represa* es la región maciza y continua de concreto de la represa que cumple con la función estructural que da estabilidad al conjunto y retiene el agua de

almacenamiento. Su creación geométrica se ha hecho ensamblando sucesivamente elementos de sólido o grupos sólidos hasta lograr la forma geométrica de interés de esta investigación. Inicialmente, con la inclusión de unos pocos elementos se logró la forma global de la estructura o *Cuerpo de la represa*. Esos elementos son los sólidos 1, 2, 3 y 4. (Ver Figura 3-5, Figura 3-9 y Figura 3-10). Los sistemas de ejes coordenados para cada sólido en la Figura 3-5 tienen las mismas direcciones pero no están ubicados en el mismo origen, puesto que corresponden a archivos de SAP distintos y no han sido ensamblados.

El *sólido1* representa la porción de la represa a nivel de la cresta que va a todo su largo. Tiene dimensiones inferior y superior respectivamente de 10.475m y 7.50m conforme la dirección X, un largo total de 238 m (conforme la dirección Y) una altura de 3.50m (conforme la dirección Z). El *sólido2* es la porción izquierda mirando hacia aguas arriba, que se halla por debajo del *sólido1*. Tiene una dimensión menor de 10.475m en la dirección X una mayor de 36.40m, una altura máxima de 30.50 m (conforme la dirección Z) y una longitud total de 91.50m (conforme la dirección Y). El *sólido3* es la parte media del *Cuerpo de la represa*, tiene una dimensión menor de 10.475m en la dirección X y una mayor de 40.65m, con profundidades entre 30.50 y 35.50 m (conforme la dirección Z) y una longitud total de 88.50m. Finalmente el *sólido4* es la porción derecha mirando hacia aguas arriba que se halla por debajo del *sólido1* y adyacente al *sólido3*. Tiene una dimensión menor de 10.475m en la dirección X y una mayor de 40.65m, una altura máxima de 35.50m (conforme la dirección Z) y un largo total de 58m (conforme la dirección Y).

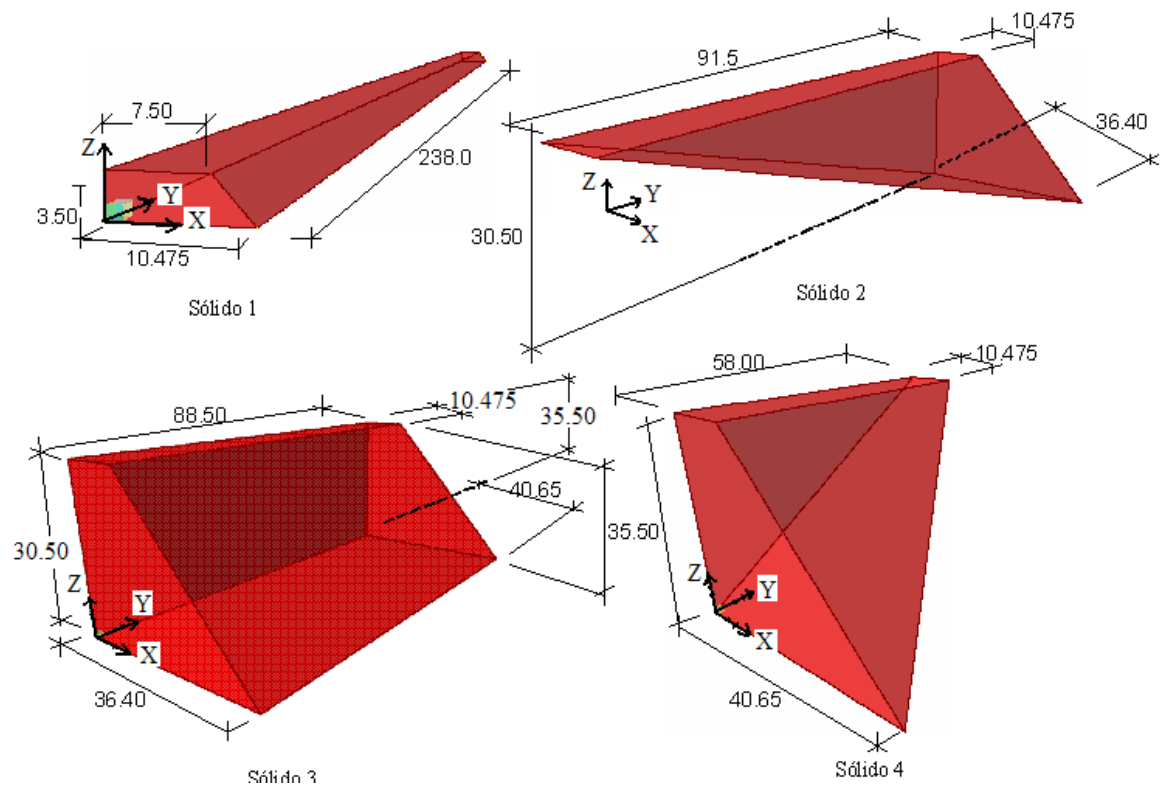
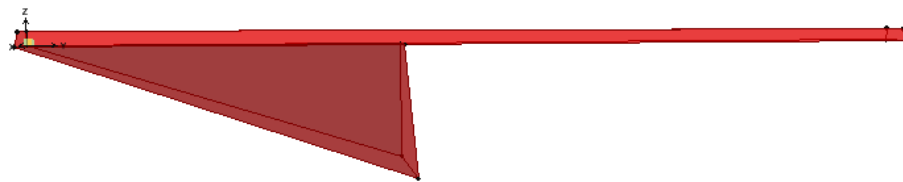
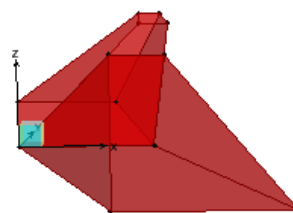


Figura 3-5: Sólidos iniciales para conformación del *Cuerpo de la represa*. Dimensiones están en metros

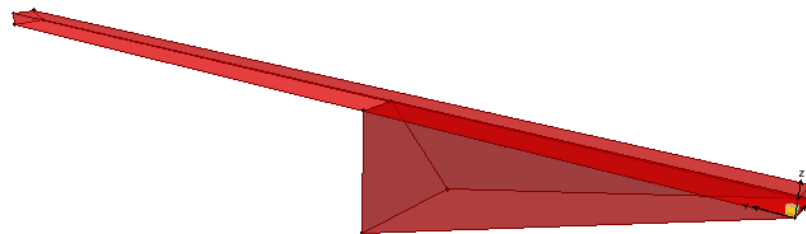
Cada sólido fue creado por aparte como un archivo de *SAP 2000* y luego ensamblados en un solo modelo sobre el que finalmente se refinó la malla. Dado que por defecto *SAP 2000* ubica el sólido sobre el origen del sistema global de coordenadas XYZ, fue necesario al momento de importar un sólido sobre otro desplazarlo hasta la ubicación correcta de ensamblaje mediante la modificación de las coordenadas de sus nodos. A manera de ilustración la Figura 3-6 muestra el ensamblaje final del *sólido2* sobre el *sólido1* después de modificar convenientemente las coordenadas de este último.



(a) Vista hacia aguas arriba



b) Vista en perfil



(c) Vista hacia aguas abajo

Figura 3-6: Ensamble de *sólido1* y *sólido2* para el cuerpo global de la estructura

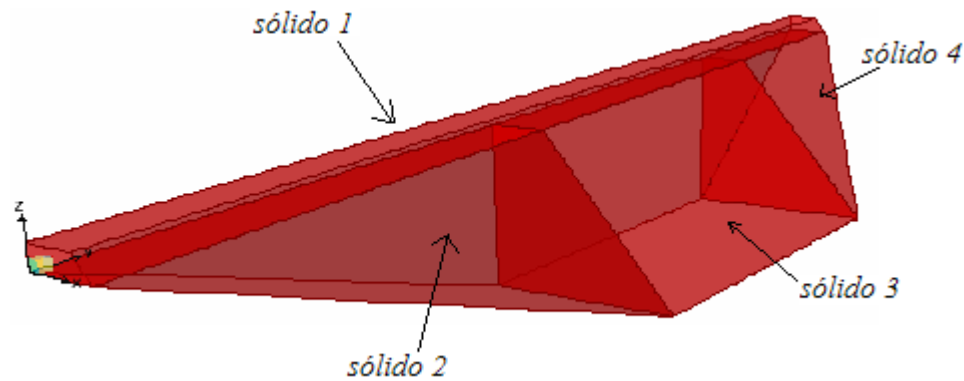


Figura 3-7: *Cuerpo de la represa*

Al repetir sucesivamente la operación de ensamblaje con los demás sólidos de la Figura 3-5 se obtiene el *Cuerpo de la represa*, tal como muestra la Figura 3-7. Puede observarse que el sistema global de coordenadas cartesianas bajo el cual se refiere todo el modelo de *SAP*, tiene su origen en el extremo norte de la estructura sobre la pared expuesta al agua y 3.50 m por debajo de la cresta. El eje global X es perpendicular a la pared de la represa expuesta al lago; el eje Y se encuentra a lo largo de la represa en dirección de la cresta; y el eje Z va en dirección de la altura de la represa.

3.2.2 La Toma y Estación de Bombeo

La *Toma y Estación de Bombeo* corresponde al edificio dentro del cual se albergan las oficinas de la Represa y las máquinas de bombeo que envían el agua a una planta de tratamiento ubicada a 500 m de la represa. En Figura 3-9, Figura 3-10 y Figura 3-11 puede verse un esquema general que identifica las subdivisiones hechas de la *Toma y Estación de Bombeo* para efectos de construcción dentro del modelo geométrico. La Figura 3-8 ilustra la modelación de La Toma y Estación de Bombeo mediante sus

componentes que se disponen a ensamblar al resto de la estructura o *cuerpo de la Represa*. Los componentes *station2*, *station3* y *station4* fueron ensamblados en un modelo previo a su adición al *Cuerpo de la represa*, y el componente *station1* fue ensamblado directamente sobre todo el conjunto de la Estructura.

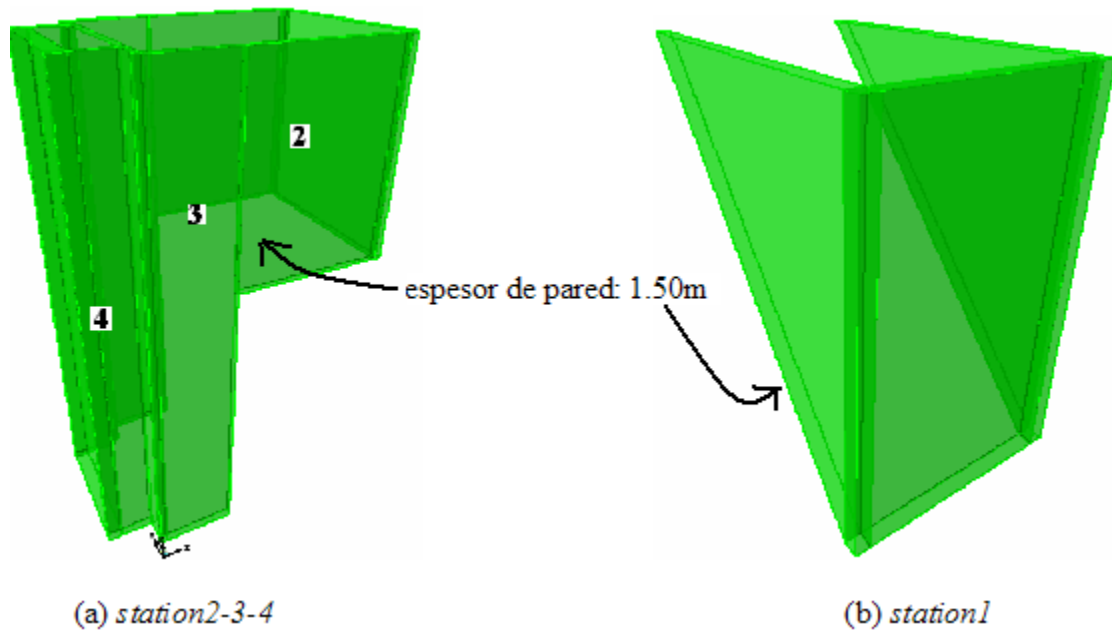


Figura 3-8: Componentes finales de la *Toma y Estación de Bombeo* listas para ensamblar al resto de la estructura

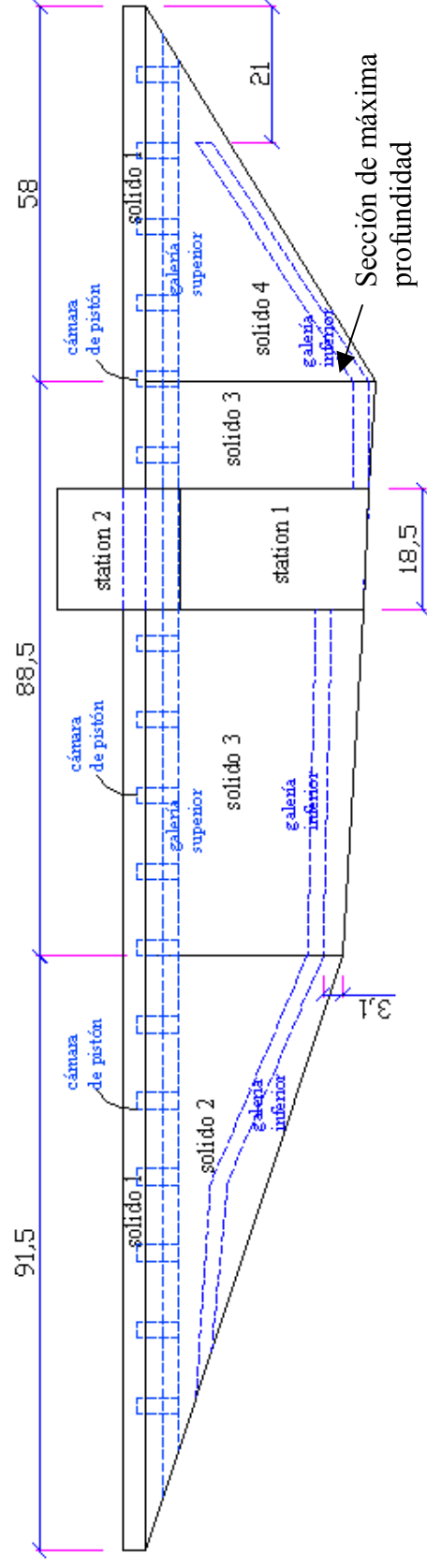


Figura 3-9: Vista en elevación hacia aguas arriba para el modelo de la *Estructura*

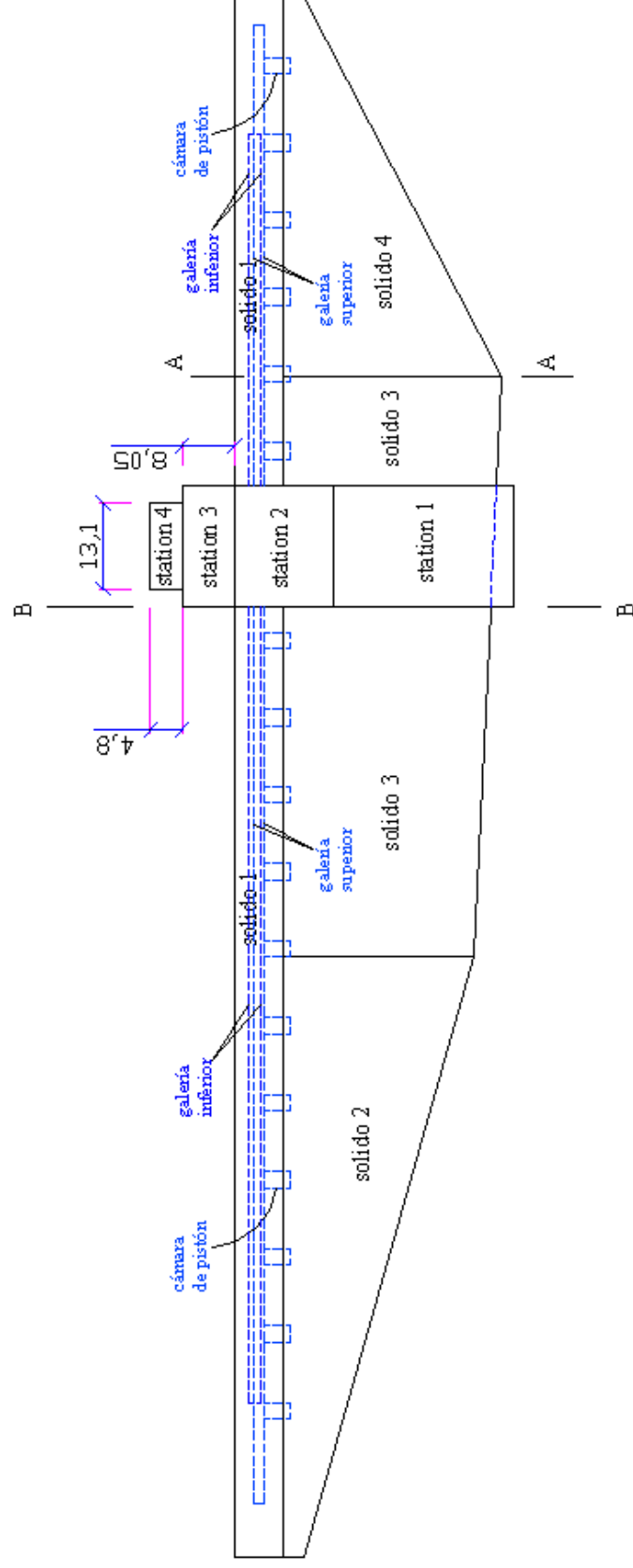


Figura 3-10: Vista en planta para el modelo de la Estructura

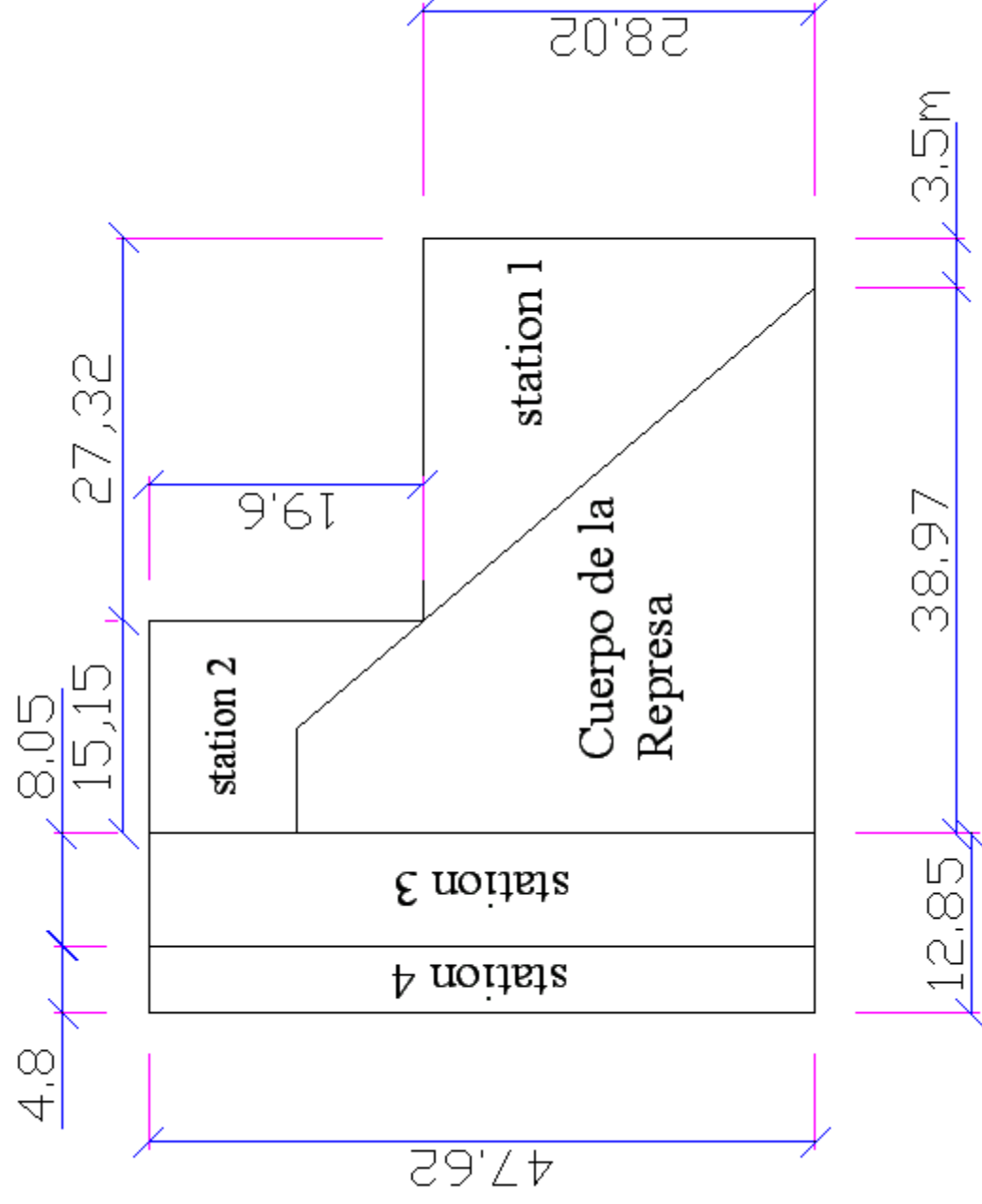


Figura 3-11: Sección B-B. Perfil de ensamblaje entre el Cuerpo de la represa y la Toma y Estación

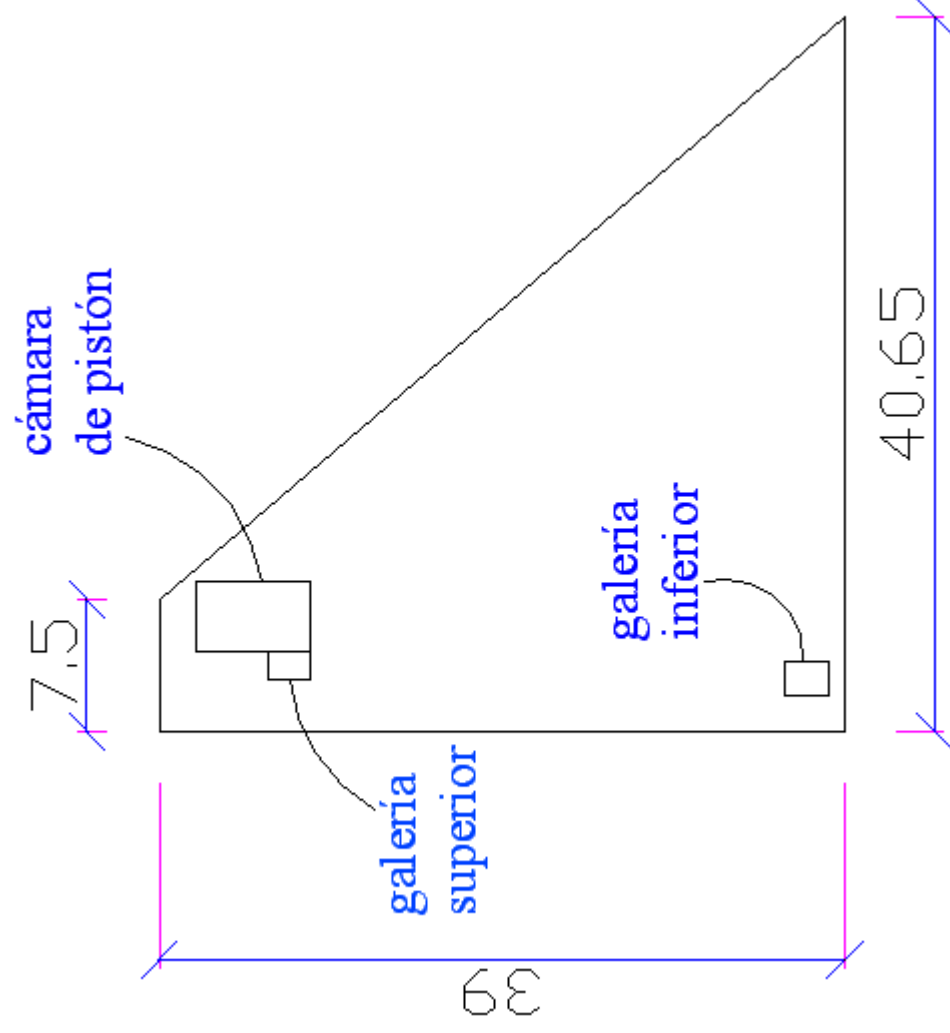


Figura 3-12: Sección A-A. De máxima profundidad de la Estructura

3.2.3 Ensamble de la *Toma y Estación de Bombeo* al resto de la *Estructura*

La *Toma y Estación de Bombeo* se ensamblaron al *Cuerpo de la represa* para obtener la *Estructura* completa. Para ello se importaron las componentes de la *Toma y Estación de Bombeo* (*station2-3-4* y *station1* de la Figura 3-8) desde el *Cuerpo de la represa*, después de modificar convenientemente sus coordenadas. El ensamble final del *Cuerpo de la represa* y la *Toma y Estación de Bombeo* puede verse en la Figura 3-13.

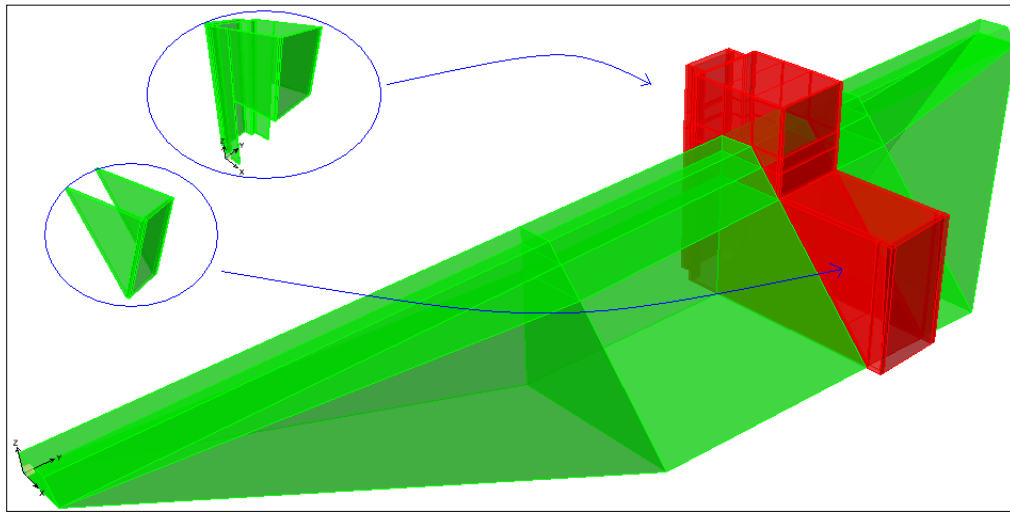


Figura 3-13: Esquema de ensamble entre la *Toma y Estación de Bombeo* y el *Cuerpo de la represa*

3.2.4 Galería Superior y Cámaras de pistones

La galería superior corresponde a una cavidad de sección transversal aproximadamente rectangular que va a lo largo de toda la represa y a través de la cual se puede acceder a las cámaras de pistones hidráulicos que cierran y abren las compuertas de salida. La Figura 3-14 muestra un esquema de la galería superior con las dimensiones reales y aproximadas para la elaboración del modelo geométrico.

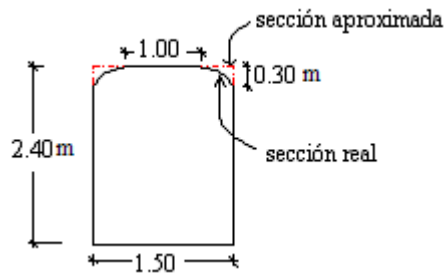
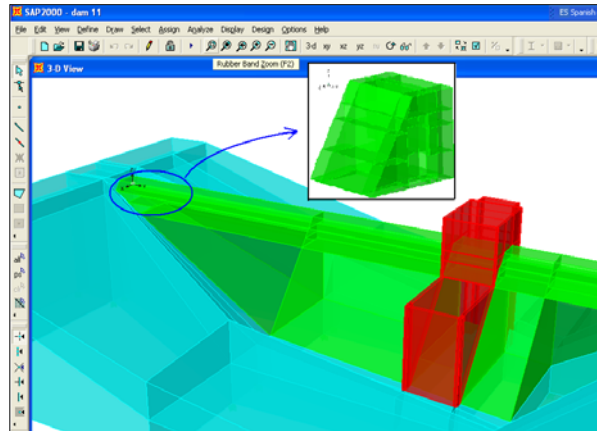


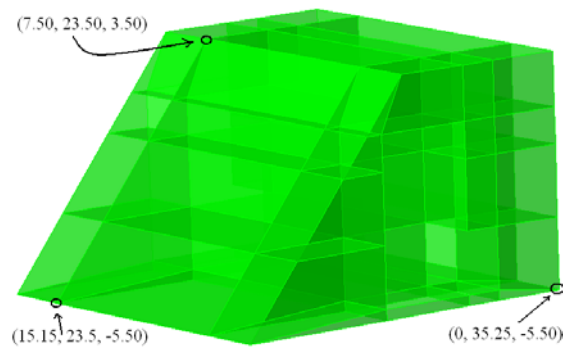
Figura 3-14: Comparación entre la sección real y la aproximada para el modelo de la galería superior. No está a escala

Mirando aguas arriba de la represa se observan cuatro básculas de salida a la izquierda de la *Toma y Estación de Bombeo* y dos a su derecha. Cada báscula está dotada de tres pistones con igual cantidad de cámaras de pistones. Las cámaras de pistones se encuentran distanciadas 9.25m de borde a borde y sus dimensiones son exactas según la realidad en la modelación geométrica, pero por simplificación la primera de izquierda a derecha no se incluyó, tal como muestran Figura 3-9 y Figura 3-10.

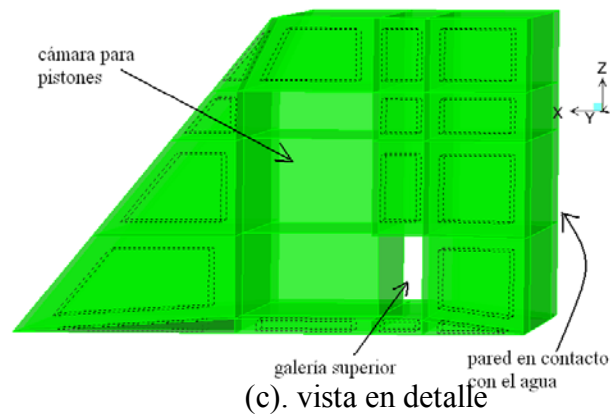
El procedimiento para crear la galería superior así como las cámaras de pistones fue básicamente definir sólidos con sus dimensiones mediante el refinamiento de la malla, y luego eliminarlos para así crear esos vacíos dentro del *Cuerpo de la represa*. Inicialmente se creó un primer tramo de la galería superior de 27.15m a partir del estribo norte con la primera y segunda cámara de pistones incluidas en él (segunda y tercera de la estructura real). A partir de esto y observando el patrón repetitivo de las cámaras de pistones cada 9.25 m se hizo uso de la opción de replicar (*replicate*) de *SAP 2000* para hacer más efectivo el procedimiento. La Figura 3-15 ilustra este procedimiento.



(a). ubicación general



(b). coordenadas (x, y, z) de los nodos



(c). vista en detalle

Figura 3-15: Sólidos a replicar para obtener el trazado de la *galería superior* y la totalidad de las *cámaras de pistones*

3.2.5 Galería Inferior

La *Galería inferior* atraviesa la *Estructura* en la dirección Y según la Figura 3-7 y se encuentra ubicada a pequeñas elevaciones respecto a la roca de fundación permitiendo

tener acceso a los niveles más bajos de la represa y el edificio. El trazado de la galería inferior ha sido definido en forma aproximada tal como lo muestran la Figura 3-9 y la Figura 3-10, y su sección transversal ha sido aproximada tal como lo muestra la Figura 3-16.

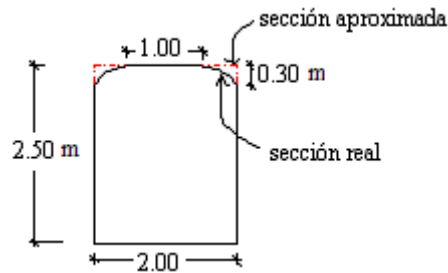


Figura 3-16: Comparación entre la sección real y la aproximada para el modelo de la galería inferior. No está a escala

La creación de la galería inferior se hizo mediante el mismo procedimiento de la galería superior: “definir sólidos con sus dimensiones y luego eliminarlos”, pero a diferencia su perfil a lo largo de la represa es variable por lo que su construcción no contó con la misma ventaja de utilizar la herramienta de *SAP 2000* para duplicar los elementos (“*replicate*”). Esto hizo necesario que la construcción de la galería inferior fuera hecha progresivamente determinando su trazado a lo largo de la represa con la unión de sucesivos tramos rectos.

El trazado geométrico del modelo de la galería inferior fue definido en buen ajuste con el real a través de cinco segmentos rectos, según lo muestra la Figura 3-17. Estos son:

Tramo 1

Es el tramo que parte de la interfase inclinada con la fundación a 23.5m del estribo norte ($Y = 23.5m$) y va hasta una sección vertical ubicada a $Y = 56.25m$. Tiene profundidades entre 13.73 y 16.15m con respecto a la cresta.

Tramo 2

Es el tramo adyacente al tramo 1 y se extiende hasta una sección vertical ubicada a $Y = 91.5m$ donde alcanza una máxima profundidad de 30.4m con respecto a la cresta.

Tramo 3

Va desde el final del tramo 2 hasta la *Toma y Estación de Bombeo* ($Y = 145m$) descendiendo 1.32m en profundidad.

Tramo 4

Es el tramo que parte del costado sur del edificio de la *Toma y Estación de Bombeo* ($Y = 163.5m$) y va hasta la sección de máxima profundidad ($Y = 180m$) donde la galería alcanza una máxima profundidad de 38.07m con respecto a la cresta.

Tramo 5

En este tramo la galería inferior sube hasta alcanzar una profundidad de 13.75m con respecto a la cresta en una sección vertical $Y = 217m$.

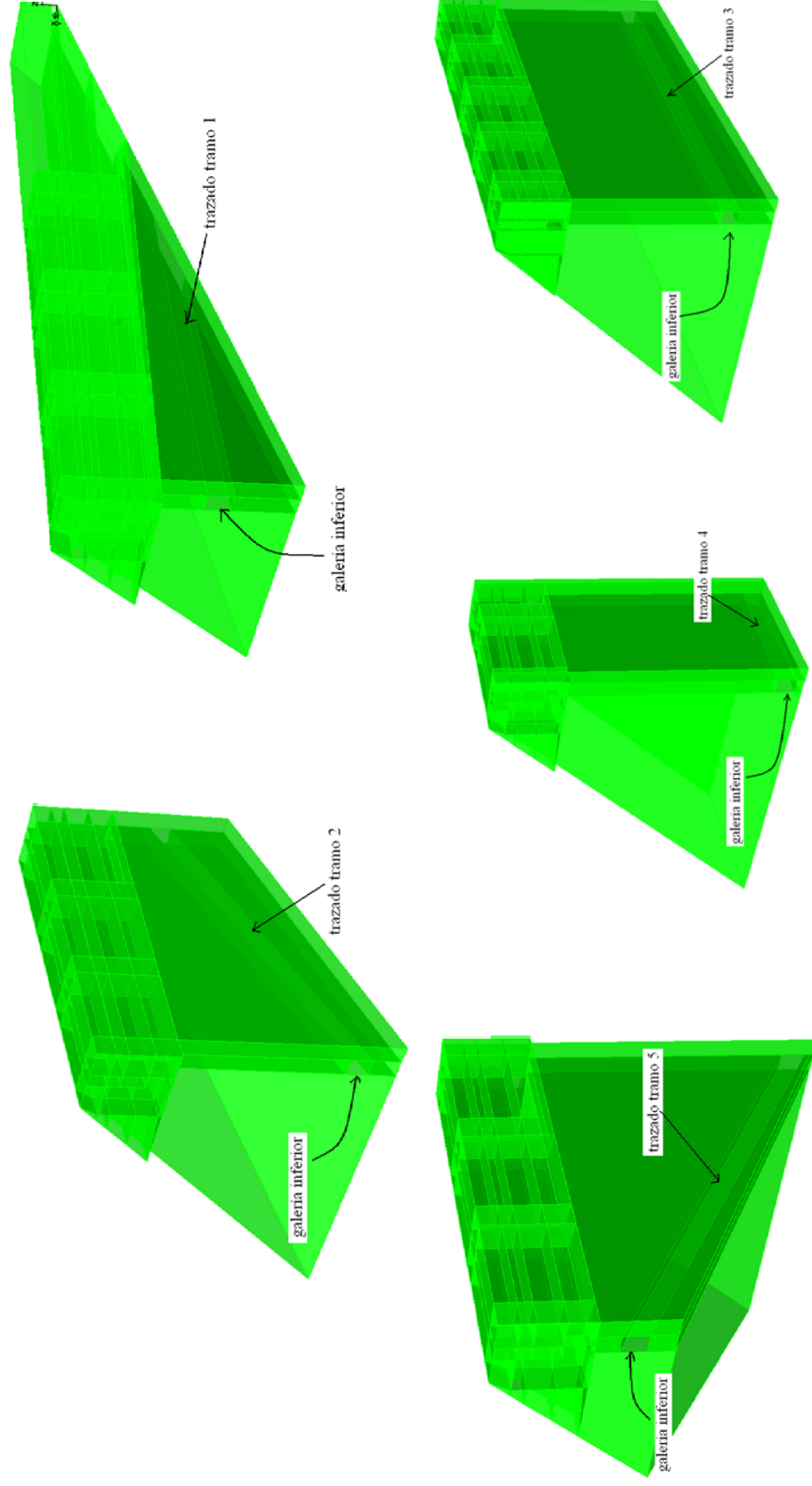


Figura 3-17: Trazado de la galería inferior a lo largo de la represa. La continuidad se sigue de derecha a izquierda y de arriba hacia abajo de las figuras

La elaboración de las galerías superior e inferior y de las cámaras de pistones incrementó dentro del modelo completo la cantidad de sólidos y nodos. Por ello se debió realizar un trabajo de “empate” de esos nuevos elementos al resto del conjunto completo. Esta tarea significó dar continuidad a toda la malla de elementos finitos aumentando la densidad de la misma y asegurando la interacción adecuada de todos los sólidos dentro del modelo.

3.3 El Suelo

La inclusión del suelo dentro del modelo completo de Elementos Finitos de SAP 2000 se hizo considerando la existencia de dos zonas: El *campo cercano* y el *campo lejano*. La primera de ellas corresponde a la región de suelo del dominio adyacente a la *estructura* y la segunda se extiende desde el borde lejano del campo cercano hacia el semiespacio. El *campo cercano* fue representado mediante la creación de una malla de elementos finitos de sólidos y el *campo lejano* fue representado con las condiciones de borde de desplazamiento supuestas en el borde común con el *campo cercano*.

3.3.1 Campo cercano

La malla de elementos finitos del *campo cercano* fue extendida hasta una distancia tal que se obtuviera convergencia en las deflexiones y formas modales de la represa. Estas dimensiones fueron adoptadas en función de las relaciones de módulo de Elasticidad entre la roca y el concreto, como sigue [29]: Para una fundación competente ($E_c / E_r \leq 1$), una malla de suelo igual a la altura de la represa en dirección aguas arriba,

aguas abajo y en profundidad es adecuada. Para fundaciones más flexibles (E_c / E_r entre 2 y 4), el doble de la altura en todas las direcciones es aceptable.

El análisis hecho en la Represa La Plata contempló relaciones de módulo del concreto a la roca desde muy altas propias de una fundación extremadamente flexible, hasta una roca competente, $E_c / E_r = 1$ según la Sección 4.5. Por ello la selección de la malla del suelo de fundación se hizo atendiendo la anterior recomendación así como verificando la convergencia de los resultados en cuanto a las formas modales de la estructura. Para efectos prácticos se unificó la dimensión adecuada de la malla del suelo para los tres modelos desarrollados en el análisis según el Capítulo 4.

Considerando que la altura máxima de la Represa La Plata es cerca de 40m, la malla de elementos finitos para la roca de fundación se extendió 50m aguas arriba de la represa, 60m aguas abajo y 64.5m en profundidad. Además se consideró la topografía del terreno en el contorno de la represa. Aunque estas dimensiones cumplen adecuadamente para uno de los tres modelos definitivos de la Tabla 4-6 y no para el otro par de modelos de roca, la Figura 3-18 muestra la similitud en las formas modales de la malla completa recomendada según [29] y la reducida, adoptada para este trabajo. Esto permitió unificar la malla para los tres modelos de la Tabla 4-6 y reducir el esfuerzo computacional en cada corrida de los modelos. La Figura 3-19 muestra las dimensiones de la malla adoptada aguas arriba y aguas abajo de manera esquemática ya que no muestra la densidad de la malla usada.

La literatura revisada no ofrece información acerca de las dimensiones adecuadas para la malla de suelo a cada lado de los estribos de la represa. Por esta razón y el hecho de que dicha malla se encuentra estrechamente ligada con las propiedades de densidad de

la roca, los detalles al respecto son explicados en forma más minuciosa en el Capítulo 4 cuando se complementa la información de esta sección y se verifica la convergencia de los resultados ofrecidos por la malla del suelo adoptada.

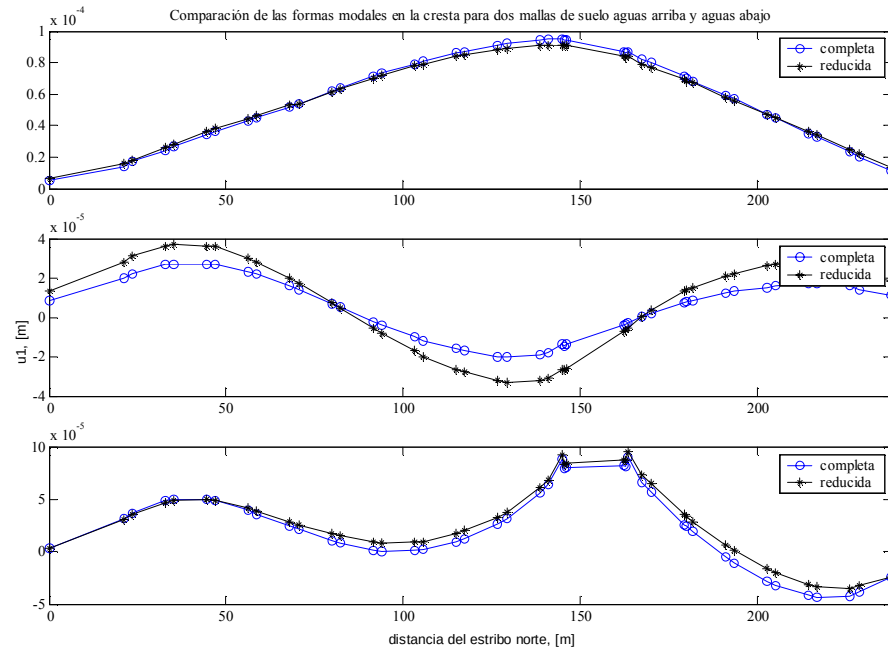


Figura 3-18: Comparación de las formas modales para la malla completa y reducida

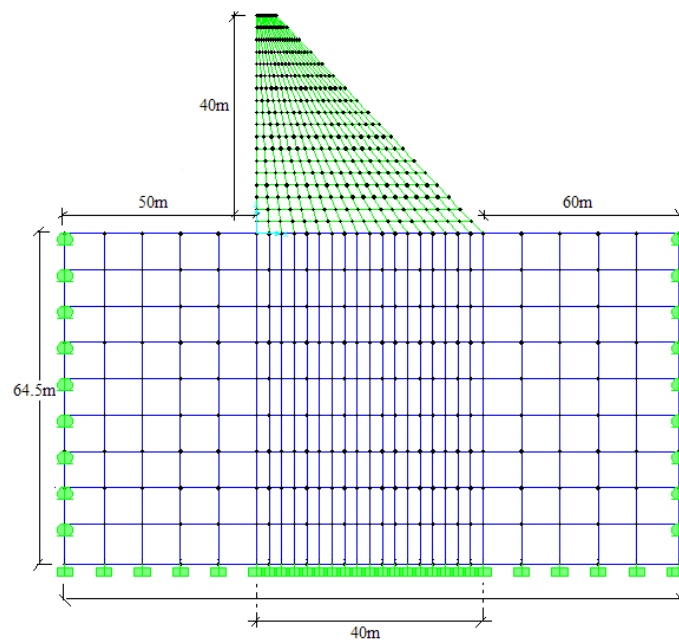


Figura 3-19: Dimensiones de la malla de suelo aguas arriba y aguas abajo

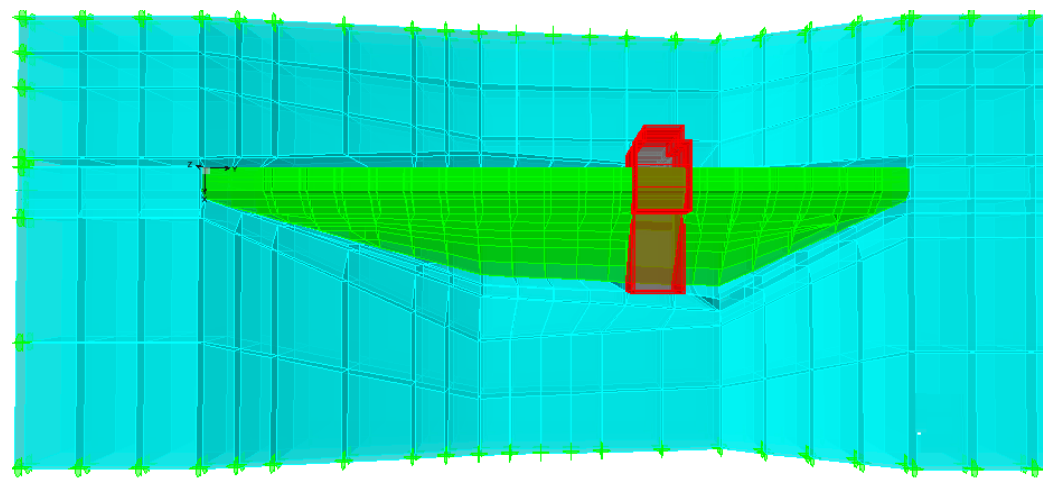
3.3.2 Campo lejano

El *campo lejano* se extiende desde el borde externo del *campo cercano* hacia el semiespacio y su representación se hizo suponiendo condiciones de borde de desplazamientos sobre el borde común con el *campo cercano*. Estas condiciones de borde representan el efecto supuesto del *campo lejano* sobre el *campo cercano* y el resto del modelo, y fueron obtenidas mediante las siguientes consideraciones [29]:

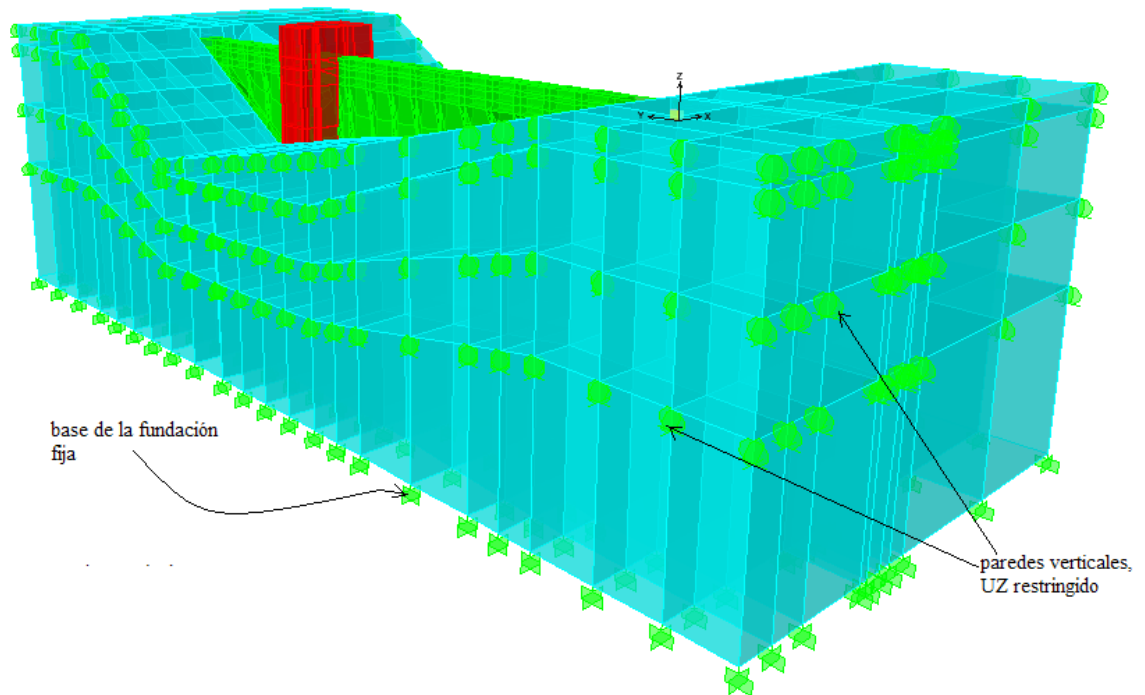
- 1 Los nodos en la base de la fundación se encuentran restringidos en sus tres grados de libertad (traslación).
- 2 Los nodos en las paredes verticales tienen restringidos el movimiento vertical y libres sus otros grados de libertad.

Estas recomendaciones para las condiciones de borde que representan el *campo lejano* fueron formuladas para modelos 2D de represas de gravedad y han sido consecuentemente aplicadas para el modelo 3D de la Represa La Plata, considerando que el grado de libertad adicional que aparece en este modelo es un grado de libertad horizontal a restringir en la base y a mantener libre en las paredes verticales.

Una ilustración del estado final de la modelación geométrica del *suelo* dentro del conjunto puede verse en la Figura 3-20. El modelo de La Plata tiene 3300 nodos y 2358 sólidos. La estructura fue modelada mediante 1712 nodos y 1260 sólidos, la Toma y Estación de Bombeo con 205 nodos y 105 sólidos, y el suelo con 1383 nodos y 993 sólidos. La densidad de la malla usada para la estructura y el suelo próximo a ésta es en promedio de un sólido cada 5m, mientras que para el suelo más distanciado de la represa es de cerca de un sólido cada 15m.



(a). Vista en planta



(b). Condiciones de borde

Figura 3-20 : Modelo geométrico final de la Represa La Plata

3.4 El Agua

El agua fue considerada dentro del análisis a través de sus dos efectos: Presiones Hidrostáticas y Presiones Hidrodinámicas. Esta última fue calculada mediante el concepto de masa agregada. Tanto para un caso como para el otro se supuso el nivel de aguas hasta el tope de la cresta.

3.4.1 Presiones Hidrostáticas

El empuje horizontal debido a las presiones hidrostáticas se incluyó en el modelo aplicando fuerzas de superficie sobre los sólidos en la pared vertical de la estructura. Para ello se definió una función que representara la variación de las presiones hidrostáticas ($P_w = \gamma h$) en los nodos de la pared vertical como muestra la Figura 3-21. Las presiones para toda la superficie de la pared vertical fueron obtenidas a través de las presiones definidas en los nodos. La Figura 3-22 muestra el contorno de presiones hidrostáticas de la Represa La Plata.

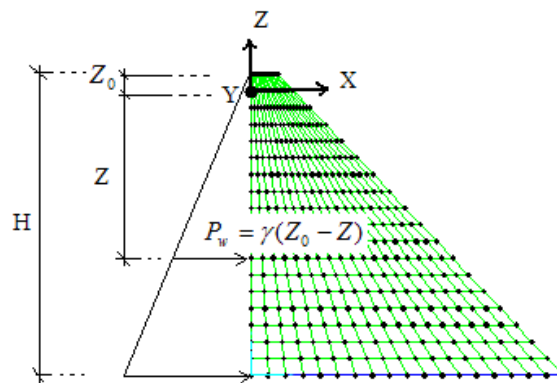


Figura 3-21: Variación de las Presiones Hidrostáticas en la pared vertical

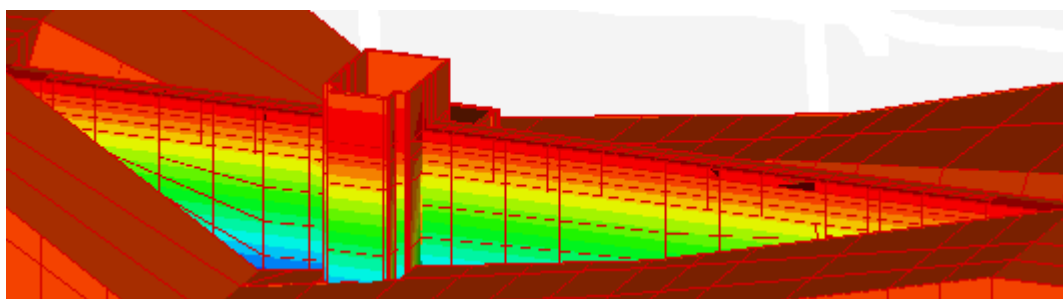


Figura 3-22: Contorno de Presiones Hidrostáticas

3.4.2 Presiones Hidrodinámicas (Masa agregada)

Las presiones hidrodinámicas en el modelo de La Plata fueron consideradas a través del concepto de masa agregada. Esto significa que el empuje hidrodinámico del agua se representa adicionando cierta cantidad de masa a la masa de la represa.

Suponiendo que el agua es incompresible e irrotacional, pequeñas amplitudes del movimiento del agua están regidas por la ecuación, [19]:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = 0 \quad (3.1)$$

en donde $p(x, z)$ es la presión hidrodinámica en adición a la presión hidrostática, generada por la aceleración de la superficie de contacto entre la estructura y el agua en la dirección horizontal ($\ddot{u}_x$), y la aceleración del fondo del lago en la dirección vertical ($\ddot{u}_z$), en el dominio de una sección vertical del fluido como muestra la Figura 3-23. Esta ecuación puede ser resuelta con las siguientes condiciones de borde:

1. Despreciando los efectos del oleaje superficial los que son considerados bien pequeños [19], la condición de borde en la superficie libre es $p(x, z) = 0$.

2. En el borde de contacto entre la estructura y el agua donde la aceleración

normal está definida por $\ddot{u}_{n_x}$ la condición de borde es $\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \ddot{u}_{n_x}$. Donde

ρ_w es la densidad del agua y n_x es la dirección de la normal.

3. De igual manera si $\ddot{u}_{n_z}$ es la aceleración definida para la dirección normal al

fondo del lago la condición de borde allí fue $\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_w \ddot{u}_{n_z}$ Donde ρ_w es la

densidad del agua y n_z es la dirección de la normal.

En esta investigación se consideró únicamente la imposición del sismo en dirección horizontal por lo que la condición de borde 3 no fue aplicada. El dominio del fluido en dirección horizontal se acotó hasta una distancia de 500m aguas arriba de la cara vertical de la represa donde se supone aproximadamente uniforme la topografía del lago. En dicho borde las condiciones a imponer son las mismas de 2 con signo cambiado: $\frac{\partial p}{\partial n} = +\rho_w \ddot{u}_{n_x}$. Una ilustración del planteamiento formulado del dominio del lago para resolver la ecuación 3.1 con las condiciones de borde mencionadas puede verse en la Figura 3-24.

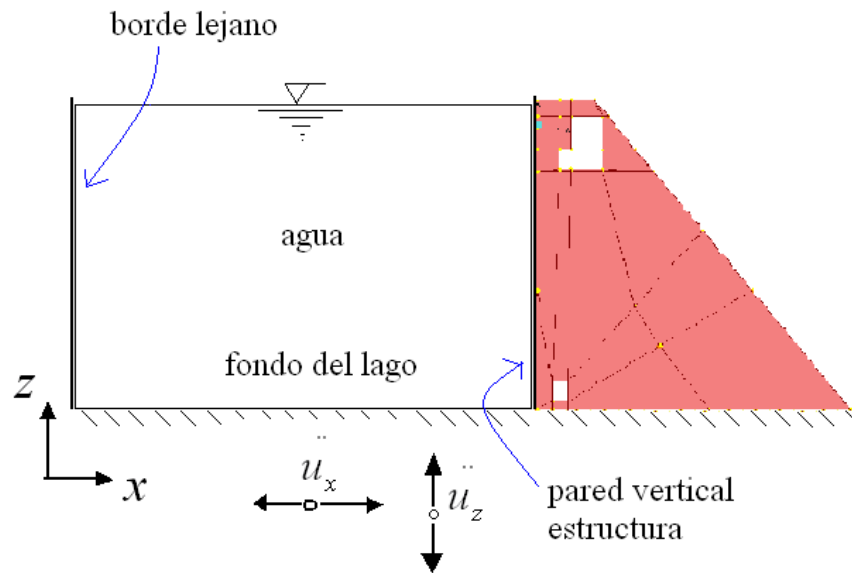


Figura 3-23: Aceleraciones que producen presiones hidrodinámicas en la pared vertical de la represa

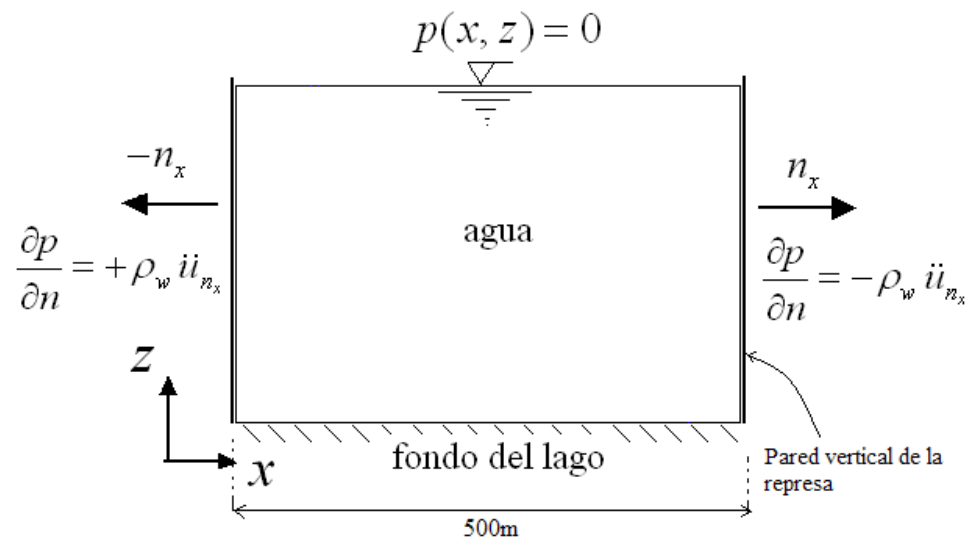


Figura 3-24: Modelo plano del dominio del agua para calcular las presiones hidrodinámicas en la pared vertical de la represa

La ecuación 3.1 fue resuelta [2] mediante una solución de elementos finitos haciendo uso del elemento triangular de tres nodos con tensión constante. La solución es equivalente a una solución matricial de la forma $\{f\} = [K]\{u\}$ pero la ecuación tiene ahora la forma:

$$\{b\} = [D]\{p\} \quad (3.2)$$

donde en vez de los desplazamientos $\{u\}$ aparecen las presiones hidrodinámicas en el dominio del fluido $\{p\}$, la matriz equivalente de “rigidez” $[D]$ es obtenida consistentemente a partir de la formulación del elemento triangular, y el vector de “fuerzas” $\{b\}$ tiene términos no nulos en el contorno a través de las condiciones de borde $\frac{\partial p}{\partial n_x} = \pm \rho_w \ddot{u}_{n_x} = \pm \rho_w \ddot{u}_n$. Para un elemento triangular como el de la Figura 3-25

se tiene:

$$\{b\} = \begin{Bmatrix} b_i \\ b_j \\ b_k \end{Bmatrix} \quad (3.3) \quad [D] = \begin{bmatrix} d_{ii} & d_{ij} & d_{ik} \\ d_{ji} & d_{jj} & d_{jk} \\ d_{ki} & d_{kj} & d_{kk} \end{bmatrix} \quad (3.4) \quad \{p\} = \begin{Bmatrix} p_i \\ p_j \\ p_k \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

En función de la formulación del elemento triangular los términos de la matriz de “rigidez” $[D]$ y del vector de términos independientes $\{b\}$ son:

$$d_{ij} = \frac{1}{4A} [a_1^i a_1^j + a_2^i a_2^j] \quad (3.6)$$

$$b_i = \rho_w [a_n^i l / 3 + a_n^j l / 6] \quad (3.7)$$

En la ecuación 3.6, A es el área del triángulo y a_1^i corresponde a la proyección del lado opuesto al nodo i en la dirección 1 como muestra la Figura 3-25. Esto es: $A = 1/2 \Delta_1 \Delta_2$; $a_1^i = \Delta_1$. En la ecuación 3.7, ρ_w es la densidad del agua, a_n^i es la aceleración normal en el borde sobre el nodo i , a_n^j es la aceleración normal en el borde sobre el nodo j adyacente al nodo i y $l = \Delta_2$, tal como lo muestra la Figura 3-26.

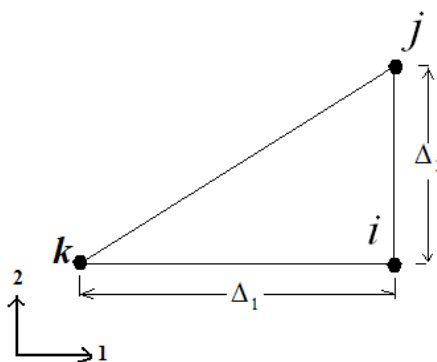


Figura 3-25: Elemento triangular de tensión constante

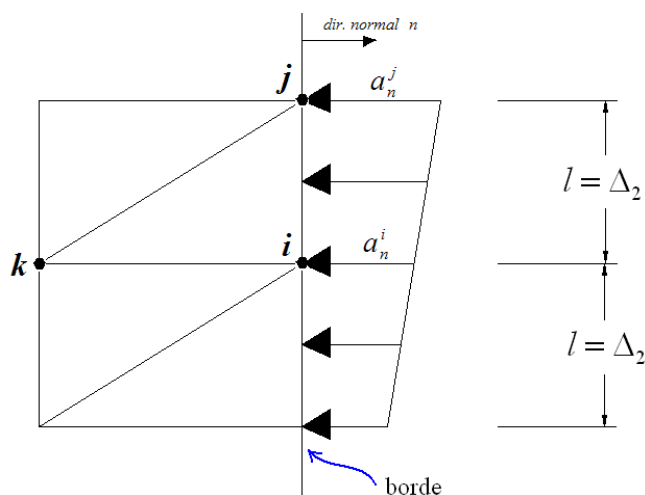


Figura 3-26: Condiciones de borde en el contorno vertical

Las ecuaciones 3.6 y 3.7 son evaluadas en los tres nodos de cada elemento para luego ensamblar las matrices de todo el sistema según la ecuación 3.5. Las presiones $\{p\}$ hidrodinámicas sobre la represa fueron calculadas resolviendo la ecuación 3.1 para sucesivas secciones verticales a lo largo de la represa en dirección Y según la Figura 3-20. La aceleración de todo el sistema fue tomada igual a la unidad ($a_n^i = 1$) por lo que el resultado de $\{p\}$ según la ecuación 3.5 es directamente la masa agregada por unidad de superficie.

Estas presiones (masas agregadas) fueron transferidas a la *estructura* a través de los nodos en la pared vertical expuesta al lago mediante las áreas tributarias según lo muestra la Figura 3-27. La Tabla 3-1 muestra las secciones verticales a lo largo de la represa en dirección Y para las cuales se hizo el cálculo de la masa agregada.

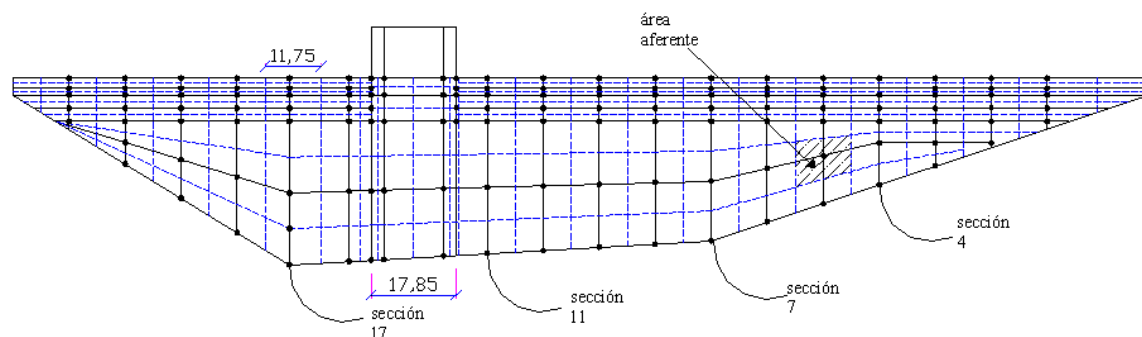
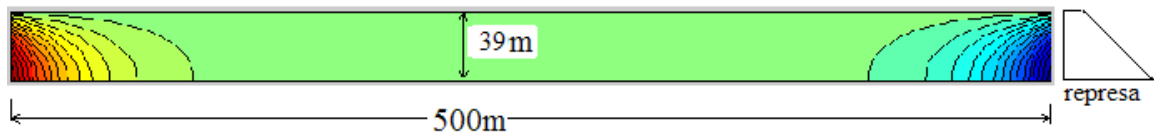


Figura 3-27: Áreas tributarias para la transferencia de la masa agregada. Vista de la Estructura elevación aguas abajo

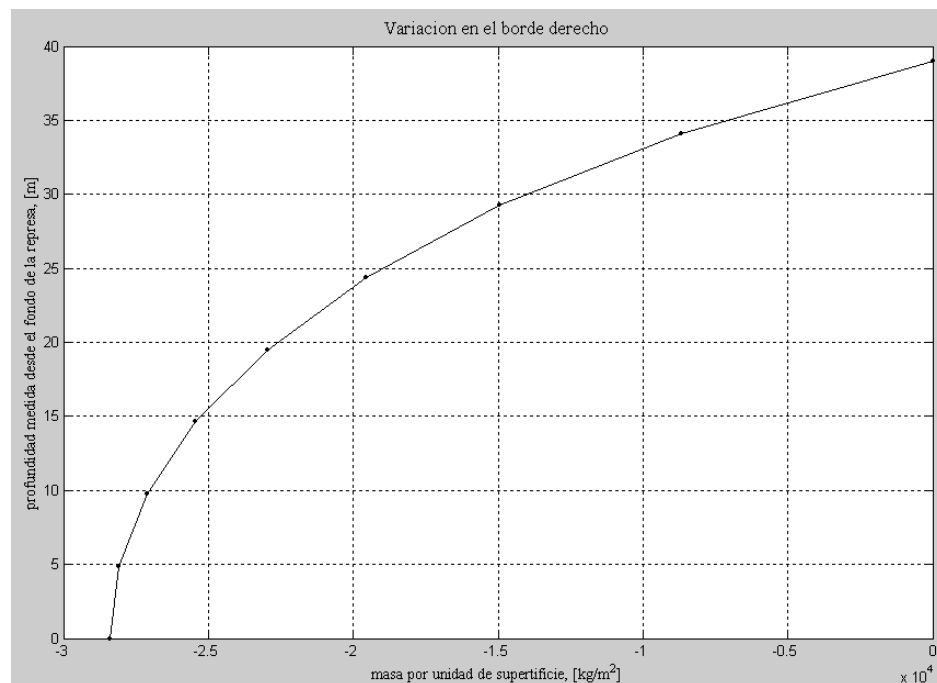
SECCION	Y (m)
1	21.00
2	32.75
3	44.50
4	56.25
5	68.00
6	79.75
7	91.50
8	103.25
9	115.00
10	126.75
11	138.50
12	145.00
13	147.70
14	160.15
15	162.85
16	170.00
17	180.00
18	191.00
19	202.75
20	214.50
21	226.25

Tabla 3-1: Secciones para el cálculo de la masa agregada. Las secciones sombreadas quedan ubicadas sobre la *Toma y Estación*

El contorno de presiones generado en el dominio del lago para la sección de máxima profundidad de la represa y la variación de las presiones hidrodinámicas en el borde de la misma, pueden verse en la Figura 3-28 a y Figura 3-28 b respectivamente. La solución de las presiones hidrodinámicas se hizo con un programa en MATLAB (ver Apéndice A).



(a). Contorno de presiones hidrodinámicas generadas para una sección del fluido



(b). Presiones hidrodinámicas sobre la represa en términos de masa agregada

Figura 3-28: Presiones hidrodinámicas y masa agregada

La masa agregada calculada para los nodos de la represa fue adicionada a la estructura para el grado de libertad X. Los valores de masa agregada para cada una de las secciones verticales de la Tabla 3-1 pueden verse en la Tabla 3-2.

SECCION 2**SECCION 1**

SECCION 3														
nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/ m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/ m ²)	masa (kg)
441	3.50	17.19	2,100	36,099	595	3.50	12.34	2,100	25,914	588	3.50	12.34	2,100	25,914
325	1.40	28.65	3,850	110,303	384	1.40	20.56	3,850	79,156	586	1.40	20.56	3,850	79,156
439	0.00	33.98	7,450	253,151	593	0.00	24.38	7,450	181,631	555	0.00	24.38	7,450	181,631
530	-2.75	42.45	11,300	479,685	514	-2.75	32.31	11,300	365,103	553	-2.75	32.31	11,300	365,103
535	-5.50	35.04	13,000	455,520	524	-5.50	42.65	15,380	655,957	559	-5.50	42.65	13,000	554,450
					1498	-10.92	37.15	17,500	650,125					

SECCION 4**SECCION 5****SECCION 6**

SECCION 4				SECCION 5				SECCION 6						
nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/ m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/ m ²)	masa (kg)
651	3.50	12.34	2,100	25,914	705	3.50	12.34	2,100	25,914	759	3.50	12.34	2,100	25,914
649	1.40	20.56	3,850	79,156	703	1.40	20.56	3,850	79,156	757	1.40	20.56	3,850	79,156
619	0.00	24.38	7,450	181,631	673	0.00	24.38	7,450	181,631	727	0.00	24.38	7,450	181,631
617	-2.75	32.31	11,300	365,103	671	-2.75	32.31	11,300	365,103	725	-2.75	32.31	11,300	365,103
623	-5.50	44.60	15,400	686,840	677	-5.50	58.30	15,750	918,225	731	-5.50	73.94	16,000	1,183,040
1559	-10.00	79.77	20,000	1,595,400	2022	-14.08	100.82	21,250	2,142,425	2024	-16.04	123.85	22,750	2,817,588
1488	-18.75	49.43	22,500	1,112,175	1544	-22.67	58.74	24,500	1,439,130	1573	-26.58	66.08	26,000	1,718,080

SECCION 7**SECCION 8****SECCION 9**

SECCION 7				SECCION 8				SECCION 9						
nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)
811	3.50	12.34	2,100	25,914	865	3.50	12.34	2,100	25,914	919	3.50	12.34	2,100	25,914
809	1.40	20.56	3,850	79,156	863	1.40	20.56	3,850	79,156	917	1.40	20.56	3,850	79,156
781	0.00	24.38	7,450	181,631	833	0.00	24.38	7,450	181,631	887	0.00	24.38	7,450	181,631
779	-2.75	32.31	11,300	365,103	831	-2.75	32.31	11,300	365,103	885	-2.75	32.31	11,300	365,103
127	-5.50	87.46	16,380	1,432,595	837	-5.50	91.09	16,380	1,492,054	891	-5.50	92.99	16,300	1,515,737
2040	-18.00	144.48	23,100	3,337,488	2043	-18.33	150.78	23,100	3,483,018	2049	-18.66	154.69	23,000	3,557,870
9	-30.50	72.76	26,500	1,928,140	1556	-31.16	75.40	26,500	1,998,100	1660	-31.83	77.37	26,000	2,011,620

Tabla 3-2: Masa agregada para la pared vertical de la Estructura

SECCION 10

nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)
980	3.50	12.34	2,100	25,914	1034	3.50	12.34	2,100	25,914	390	3.50	3.45	3,500	12,075
978	1.40	20.56	3,850	79,156	1032	1.40	20.56	3,850	79,156	416	0.00	8.89	7,250	64,453
948	0.00	24.38	7,450	181,631	1002	0.00	24.38	7,450	181,631	358	-5.50	19.92	15,800	314,736
946	-2.75	32.31	11,300	365,103	1000	-2.75	32.31	11,300	365,103	2144	-20.00	27.69	23,700	656,253
952	-5.50	94.90	16,300	1,546,870	1006	-5.50	97.76	16,300	1,593,488	9-1	-34.50	27.71	27,000	748,170
2051	-19.00	157.35	22,700	3,571,845	2045	-19.33	162.50	24,000	3,900,000					
1663	-32.49	79.34	26,000	2,062,840	1589	-33.16	74.92	27,000	2,022,840					

SECCION 11**SECCION 12****SECCION 13**

nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/m ²)	masa (kg)
386	3.50	13.26	3,500	46,410	368	3.50	13.26	3,500	46,410	385	3.50	4.39	3,500	15,365
412	0.00	34.09	7,250	247,153	394	0.00	34.09	7,250	247,153	411	0.00	15.89	7,250	115,203
354	-5.50	73.70	15,800	1,164,460	336	-5.50	74.48	15,800	1,176,784	353	-5.50	36.85	15,800	582,230
2130	-20.00	107.25	23,700	2,541,825	2109	-20.00	108.88	23,700	2,580,456	2148	-20.00	53.41	23,700	1,265,817
65-1	-34.50	53.67	27,000	1,449,090	69-1	-34.50	54.49	27,000	1,471,230	25-1	-34.50	26.73	27,000	721,710

SECCION 14**SECCION 15****SECCION 16**

nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	Pres (kg/m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/m ²)	masa (kg)
1191	3.50	8.61	2,100	18,081	19	3.50	12.34	2,100	25,914	1326	3.50	12.34	2,100	25,914
1184	1.40	14.35	3,850	55,248	1229	1.40	20.56	3,850	79,156	1324	1.40	20.56	3,850	79,156
1121	0.00	17.02	7,450	126,799	15	0.00	24.38	7,450	181,631	1308	0.00	24.38	7,450	181,631
1118	-2.75	22.55	11,300	254,815	522	-2.75	32.31	11,300	365,103	1306	-2.75	32.31	11,300	365,103
1130	-5.50	70.89	17,000	1,205,130	144	-5.50	101.44	17,000	1,724,480	1310	-5.50	83.59	16,000	1,337,440
2055	-20.20	120.32	24,000	2,887,680	2057	-20.50	170.33	24,000	4,087,920	2060	-17.13	134.26	22,400	3,007,424
1572	-34.89	60.56	27,000	1,635,120	11	-35.50	86.56	27,000	2,337,120	1628	-28.77	71.70	25,900	1,857,030

SECCION 17**SECCION 18**

(Continuación)

SECCION 19

SECCION 20

SECCION 21

nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/ m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/ m ²)	masa (kg)	nodo	Z (m)	área (m ²)	pres (kg/ m ²)	masa (kg)
1269	3.50	12.34	2,100	25,914	1377	3.50	12.34	2,100	25,914	1431	3.50	12.34	2,100	25,914
1267	1.40	20.56	3,850	79,156	1375	1.40	20.56	3,850	79,156	1429	1.40	20.56	3,850	79,156
1212	0.00	24.38	7,450	181,631	1345	0.00	24.38	7,450	181,631	1399	0.00	24.38	7,450	181,631
434	-2.75	32.31	11,300	365,103	1343	-2.75	32.31	11,300	365,103	1397	-2.75	32.31	11,300	365,103
1219	-5.50	63.19	15,700	992,083	1349	-5.50	83.59	15,600	1,304,004	1403	-5.50	36.26	13,000	471,380
2062	-13.54	92.47	21,300	1,969,611	1493	-12.85	134.26	1,820	244,353					
1595	-21.58	49.38	24,000	1,185,120										

(Continuación)

Capítulo 4

4.MODELOS DEFINITIVOS

El análisis en la Represa La Plata fue hecho basado en la comparación de los resultados de tres distintos modelos en función de la relación de módulo de elasticidad del concreto a la roca (E_c / E_r). La incertidumbre manifestada en el valor del módulo de elasticidad de la roca de fundación (E_r) medido en el sitio, hizo que fueran considerados otros módulos de la roca para cubrir un rango de valores razonables. Para obtener los modelos definitivos con que se desarrolló el análisis también debió terminarse de definir la extensión del campo cercano que representa el suelo según La Sección 3.3. Esto significó definir la malla de elementos finitos para el suelo extendida a cada lado de los costados norte y sur de la represa y definir la densidad de la roca de fundación. Producto de los tres distintos valores de módulo dinámico de la roca fueron obtenidos tres modelos definitivos para el análisis de La Plata.

4.1 Medición de Propiedades del Material

El mecanismo utilizado para obtener las propiedades dinámicas de los materiales en el sitio fue medir la velocidad de onda P mediante pruebas no destructivas con un medidor de pulso ultrasónico. Este equipo mide el tiempo que toma la onda P en viajar de entre dos puntos separados una distancia conocida a través del medio continuo*. Sobre este par de puntos se ubican un primer sensor que emite la onda y el segundo que registra su arribo. La Figura 4-1 y la Figura 4-2 muestran el equipo utilizado (JAMES INSTRUMENT INC.) y la posición de ubicación del par de sensores respectivamente.

Las propiedades adicionales no medidas en campo (densidad y módulo de Poisson) necesarias para determinar el módulo de elasticidad de cada material fueron asumidas conservadoramente con base en valores típicos conocidos [15], ya que no son parámetros notoriamente variables o que afecten significativamente los resultados. Las pruebas fueron realizadas en varios puntos de la estructura y hacia el estribo norte de la represa para la roca tal como muestra la Figura 4-3. Debido a la posición de ubicación de los sensores la velocidad promedio de onda P requiere ser multiplicada por un factor de corrección por refracción y fisuración de **1.05** [11].

* . En el caso de la roca las mediciones se hicieron sin considerar la estratificación de la fundación y los valores obtenidos son asignados a un dominio que se presume homogéneo y continuo.

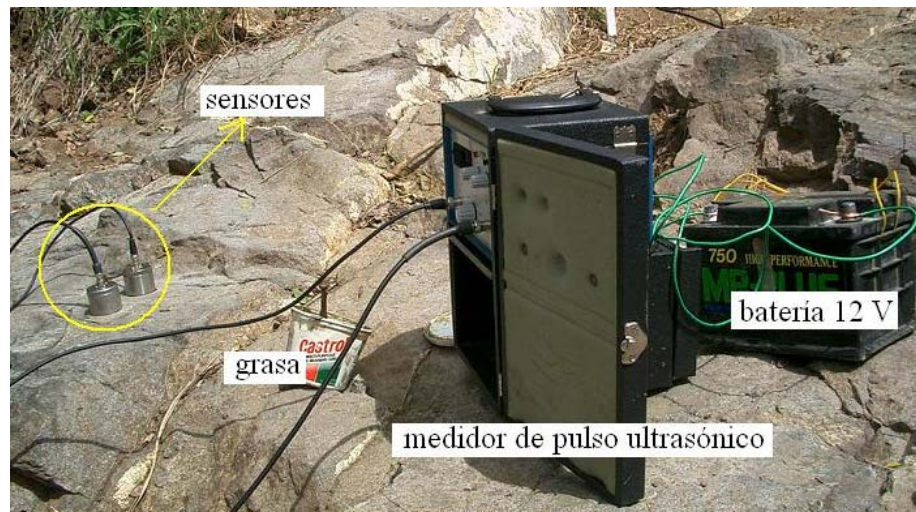


Figura 4-1: Equipo de medición de pulso ultrasónico V-Meter



Figura 4-2: Sensores ubicados de manera indirecta. La grasa se aplica para permitir la transferencia al sensor y fijarlo a la superficie

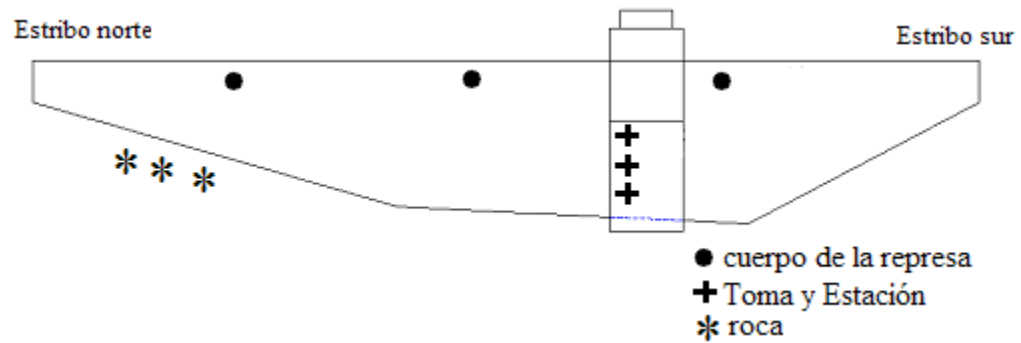


Figura 4-3: Ubicación de los puntos seleccionados para la medición de las propiedades dinámicas. Vista en planta de la Estructura

4.2 El Cuerpo de la represa

4.2.1 Módulo de Elasticidad Dinámico

La Tabla 4-1 muestra los valores medidos de velocidad de onda P para el *Cuerpo de la represa* según la Figura 4-3:

distancia (in)	tiempo (μs)	velocidad (in/s)	velocidad (m/s)
10	59.5	168,067.2	4,268.9
10	59.8	167,224.1	4,247.5
10	59.0	169,491.5	4,305.1

Tabla 4-1: Valores de velocidad de onda P medidos para el Cuerpo de la represa

El valor promedio de velocidad de onda P según la Tabla 4-1 es $V = 4,273 m/s$, por lo que la velocidad de onda P usando el respectivo coeficiente de corrección es $V_p = V * 1.05 = 4,486.7 m/s$. El módulo de elasticidad dinámico es obtenido a través de la siguiente expresión:

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1+v)(1-2v)}{(1-v)} \quad (4.1)$$

donde ν y ρ son respectivamente el módulo de Poisson y la densidad del material presumidos según valores conocidos [15], esto es $\nu = 0.15$ y $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$. El módulo dinámico para el Cuerpo de la represa usando la ecuación 4.1 es:

$$E_c = 45755 \text{ MPa} \text{ (6,636ksi)} \quad (4.2)$$

4.3 La Toma y Estación de Bombeo

4.3.1 Módulo de Elasticidad Dinámico

La Tabla 4-2 muestra los valores de velocidad de onda p correspondientes a la *Toma y Estación de Bombeo* según muestra la Figura 4-3:

distancia (in)	tiempo (μs)	velocidad (in/s)	velocidad (m/s)
10	61.5	162,601.6	4,130.1
10	64.7	154,559.5	3,925.8
10	63.0	158,730.2	4,031.7

Tabla 4-2: Valores de velocidad de onda P medidos para la Toma y Estación

El valor promedio de velocidad de onda P según la Tabla 4-2 es: $V = 4,029.2 \text{ m/s}$, y la velocidad de onda corregida es: $V_p = V * 1.05 = 4,230.7 \text{ m/s}$.

Usando el módulo de Poisson y la densidad según [15], $\nu = 0.15$ y $\rho = 2,400 \text{ kg/m}^3$, el módulo dinámico para *La Toma y Estación de Bombeo* según la ecuación 4.1 es:

$$E_c = 40682 \text{ MPa} \text{ (5,900ksi)} \quad (4.3)$$

4.4 La Roca

4.4.1 Módulo de Elasticidad Dinámico

La Tabla 4-3 muestra los valores de velocidad de onda P correspondientes a la roca según muestra la Figura 4-3:

distancia (in)	tiempo (μs)	velocidad (in/s)	velocidad (m/s)
4	78.9	50,697.1	1,287.7
4	75.0	53,333.3	1,354.7
4	88.0	45,454.5	1,154.5

Tabla 4-3: Valores de velocidad de onda P medidos para la roca

El valor promedio de velocidad de onda P según la Tabla 4-3 es $V = 1,265.6 m/s$, y la velocidad de onda corregida es: $V_p = V * 1.05 = 1,328.9 m/s$. Usando módulo de Poisson $\nu = 0.3$ y densidad $\rho = 2700 kg/m^3$ según [15], el módulo dinámico medido para roca usando la ecuación 4.1 es:

$$E_r = 3,542 MPa \text{ (514ksi)} \quad (4.4)$$

La relación entre la velocidad de onda p onda s está dada por:

$$V_p / V_s = \sqrt{2(1 + \nu)} \quad (4.5)$$

Haciendo uso de la ecuación 4.5 la velocidad de onda s correspondiente al valor de velocidad de onda P medido para la roca es $V_s = 825.4 m/s$, la cual según el código UBC 97 ubica la roca cerca al límite inferior de un perfil de roca S_B . Este valor fue aceptable si se considera que a nivel superficial un perfil de roca S_A sólo ha sido encontrado en el este de los Estados Unidos y que los mapas geológicos de USGS señalan que en la zona existe roca volcánica [32].

Se pudo observar a simple vista que el grado de fisuración de la roca podía hacer de poca confiabilidad los resultados obtenidos con la sencillez de las pruebas hechas. Por otro lado, la relación de módulos de elasticidad del concreto a la roca obtenida era un valor poco común, no encontrado en la revisión de literatura ($E_c / E_r = 12.4$). Esto hizo que se considerara un valor adicional de módulo de elasticidad para la roca correspondiente de presumir una velocidad de onda S correspondiente al límite superior del perfil S_B , esto es: $V_s = 1,500 m/s$. Usando la ecuación 4.5 el respectivo valor de velocidad de onda P es $V_p = 2,418.7 m/s$ y por consiguiente el valor de módulo de elasticidad para la roca según 4.1 es:

$$E_r = 11,733 Mpa \text{ (1,702ksi)} \quad (4.6)$$

La Tabla 4-4 resume los valores de módulo de elasticidad de la roca obtenidos de esta sección.

$V_p (m / seg)$	$E_r (MPa)$
1328.9	3,542
2418.7	11,733

Tabla 4-4: Módulos de elasticidad de la roca

4.4.2 Densidad

La asignación de la propiedad de masa sobre la roca de fundación es de especial cuidado por dos factores: de ella depende el grado de aproximación en el efecto de amplificación de la onda sísmica y de ella depende el tamaño de la malla de elementos finitos adecuada para el suelo. Cuando se quiere representar la variación del perfil estratigráfico por debajo de la superficie es conocido sería conveniente representar cada

estrato con una malla de elementos finitos. Dado que no es el caso, fue necesario obrar de una manera conservadora.

Definir la densidad de la roca nula [29] permite que el efecto dinámico se traslade directamente a la zona de interacción entre la estructura y el suelo. O sea se suprime el efecto de propagación de la onda sísmica dentro de la roca de fundación [8], lo cual ofrece una opción al problema de no conocer con exactitud el perfil estratigráfico. Por otro lado asignar una densidad a la roca distinta de cero provee al modelo del fenómeno de amplificación de onda que en la realidad sucede. El grado de aproximación de este efecto dependerá de cuán correcto sea el perfil estratigráfico modelado.

Se realizaron análisis para observar la variación de los periodos fundamentales del modelo geométrico de la represa que se muestra en la Figura 3-20, con el fin de comparar el efecto de modelar el suelo de fundación con y sin masa. Los resultados se muestran en la Figura 4-4 y la Figura 4-5, respectivamente. El módulo de elasticidad dinámico usado para el concreto en dichos análisis corresponde a valores promedio entre los del *Cuerpo de la represa* y la *Toma y Estación* según las secciones 4.2 y 4.3. Los valores de densidad usados para la roca y el concreto fueron $\rho = 2,700 \text{ kg} / \text{m}^3$ y $\rho = 2,400 \text{ kg} / \text{m}^3$ respectivamente.

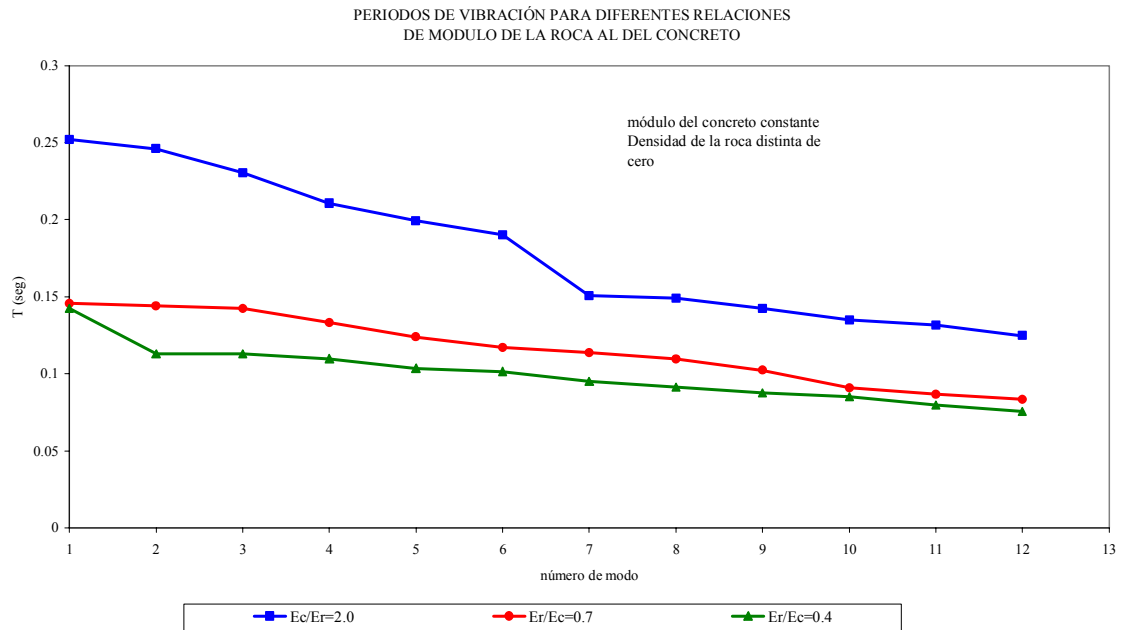


Figura 4-4: Comparación de los periodos de vibración para el modelo de roca con masa distinta de cero

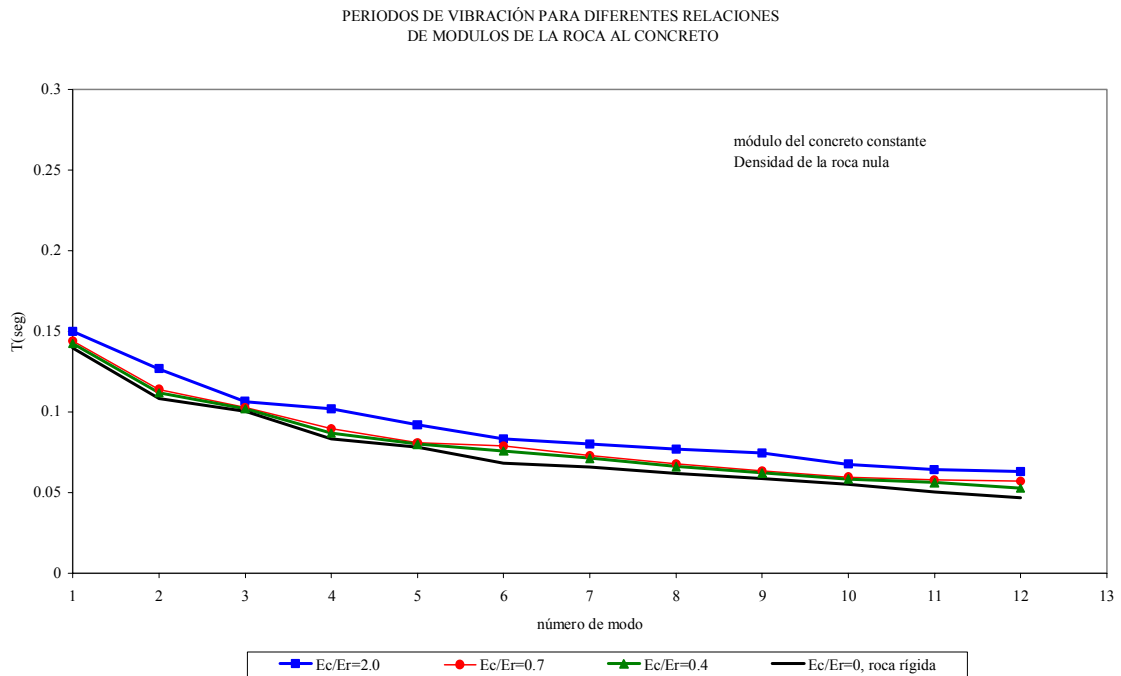


Figura 4-5: Comparación de los periodos de vibración para el modelo de roca con masa nula

La Figura 4-4 muestra la susceptibilidad de los periodos de vibración del modelo de roca con masa al aumento de rigidez de la fundación. Esto es un primer acierto del modelo puesto que para fundaciones más rígidas es de esperar que los periodos de vibración tiendan a disminuir. Por otro lado el modelo de roca sin masa según la Figura 4-5, tiende a presentar muy poca variación en los periodos fundamentales de vibración para diferentes tipos de fundación que van desde muy flexibles hasta infinitamente rígida.

En virtud de los resultados anteriores se propuso trabajar con los modelos de roca con masa no nula. Restaba hasta este momento únicamente determinar las dimensiones adecuadas de la malla del suelo de fundación a extenderse a lado y lado de la represa hacia sus costados norte y sur, puesto que en las otras direcciones ya se había adoptado un valor según la Sección 3.3. Se evaluó entonces el modelo de la represa con suelo de masa no nula anterior para distintas mallas de suelo buscando establecer algún patrón de convergencia, usando las mismas propiedades del material del análisis anterior.

El análisis inicial del modelo para establecer la longitud de la malla de suelo a lado y lado de los costados norte y sur de la represa, consistió en observar la convergencia en los desplazamientos del borde externo de la malla para el modelo con y sin la estructura (represa). Se compararon los desplazamientos de la primera forma modal de la dirección X en los bordes norte y sur de la malla de suelo donde $UZ = 0$, como muestra la Figura 4-6. Esta comparación se hizo para los desplazamientos de las direcciones X y Y. La Figura 4-7 muestra la comparación realizada para el borde norte en la dirección X y la Figura 4-8 muestra la misma comparación para los desplazamientos en la dirección Y. Puede observarse que con el aumento de la malla de suelo a lado y lado de

la represa los desplazamientos con y sin la represa no convergen con mallas hasta de 120 m de suelo a lado y lado de la misma.

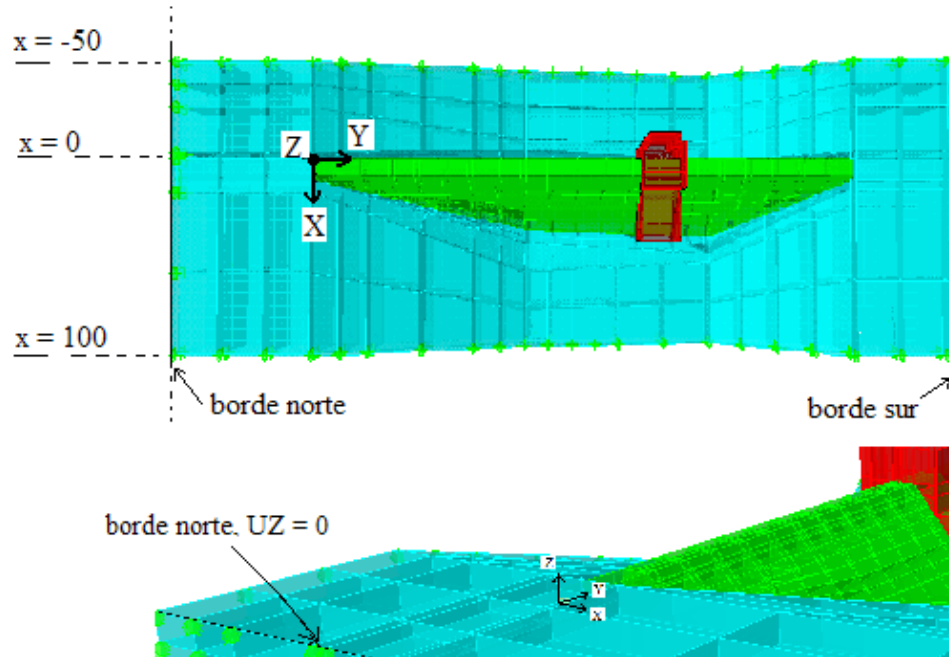


Figura 4-6: Bordes externos de la malla de suelo para evaluar convergencia del modelo

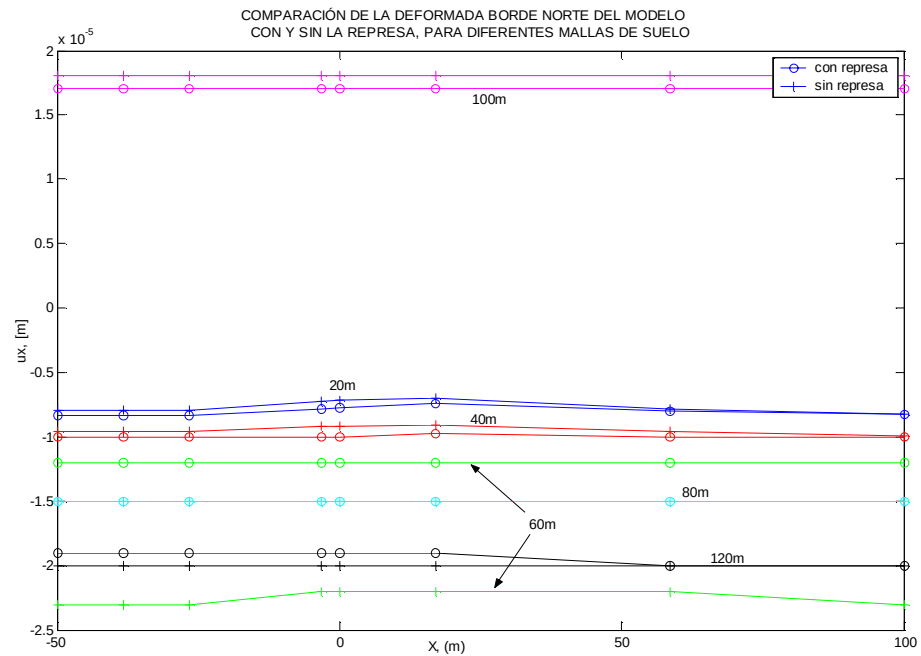


Figura 4-7: Deformada borde norte del modelo para la dirección X con y sin la estructura (represa)

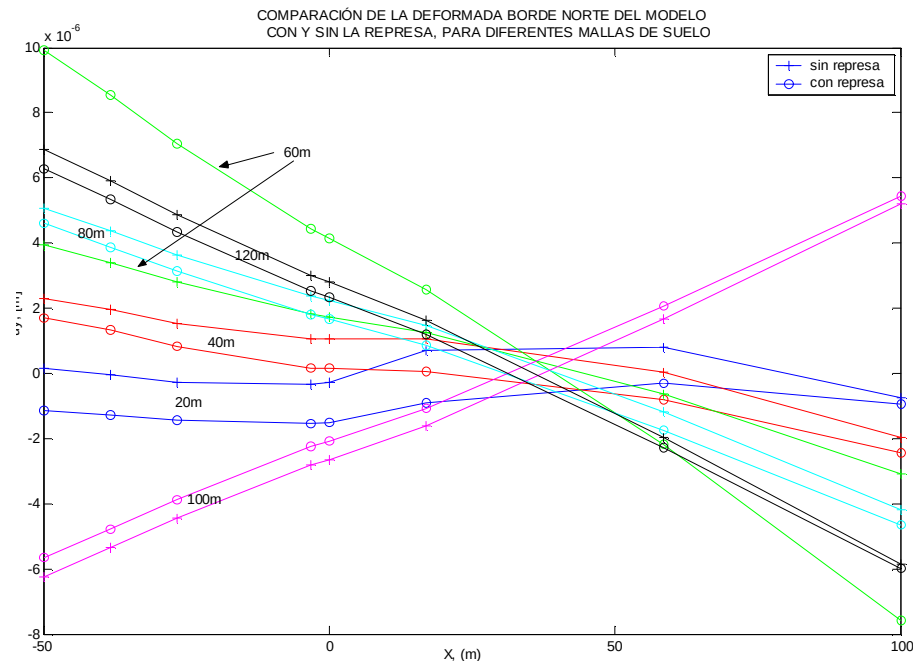


Figura 4-8: Deformada borde norte del modelo para la dirección Y con y sin la estructura (represa)

Si bien la convergencia en los desplazamientos en el borde eran importantes para declarar la confiabilidad del modelo con que se haría el análisis de la Represa La Plata, era más importante establecer dicha convergencia en cuanto a las formas modales referidas directamente a la estructura (represa), puesto que de ello dependía la ubicación de la instrumentación de movimiento fuerte.

Se hizo entonces un análisis similar al anterior para comparar la convergencia de la forma modal de la cresta de la represa con distintas mallas de suelo a cada lado de los costados norte y sur. La Figura 4-9 muestra la aparente convergencia en los desplazamientos de la dirección X de la primera forma modal de la misma dirección. Podría decirse que una extensión de 120 m de malla de suelo proveía suficiente convergencia en los resultados. Una apreciación de las formas modales con una malla de 240m que se presenta en la Figura 4-10 muestra que tal convergencia no era real. Con el

aumento de la malla al doble de antes era de esperarse que los resultados mejoraran, contrario a ello la forma modal cambi6 notoriamente.

A partir de este momento la utilizaci6n del modelo de la Represa La Plata se puso en duda y fue necesario hacer una observaci6n m6s para decidir acerca de las propiedades de densidad a asignar a la roca.

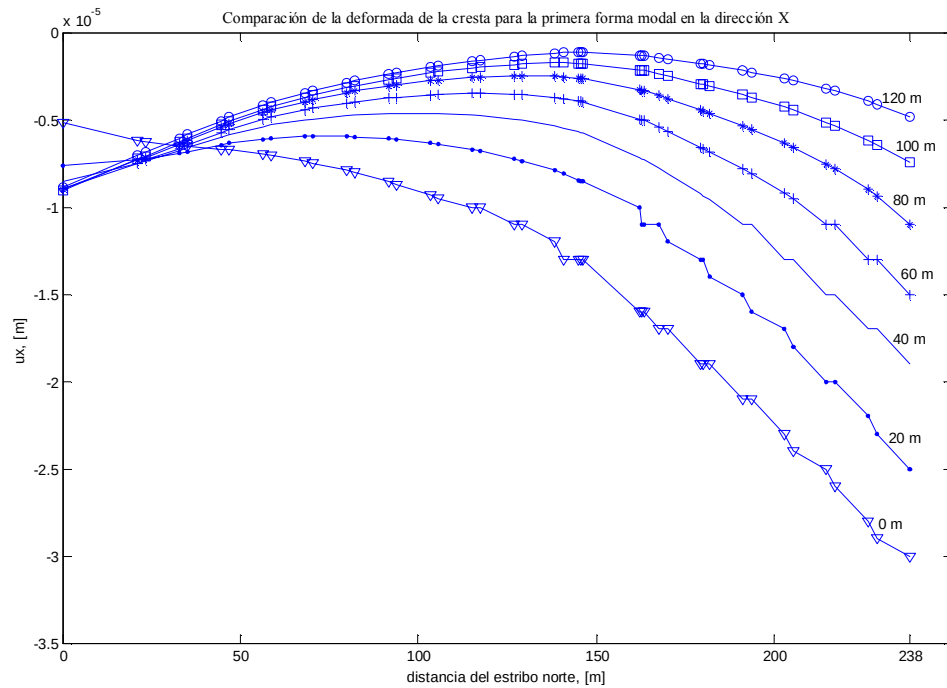


Figura 4-9: Primera forma modal de la dirección X para la cresta. Aparente convergencia

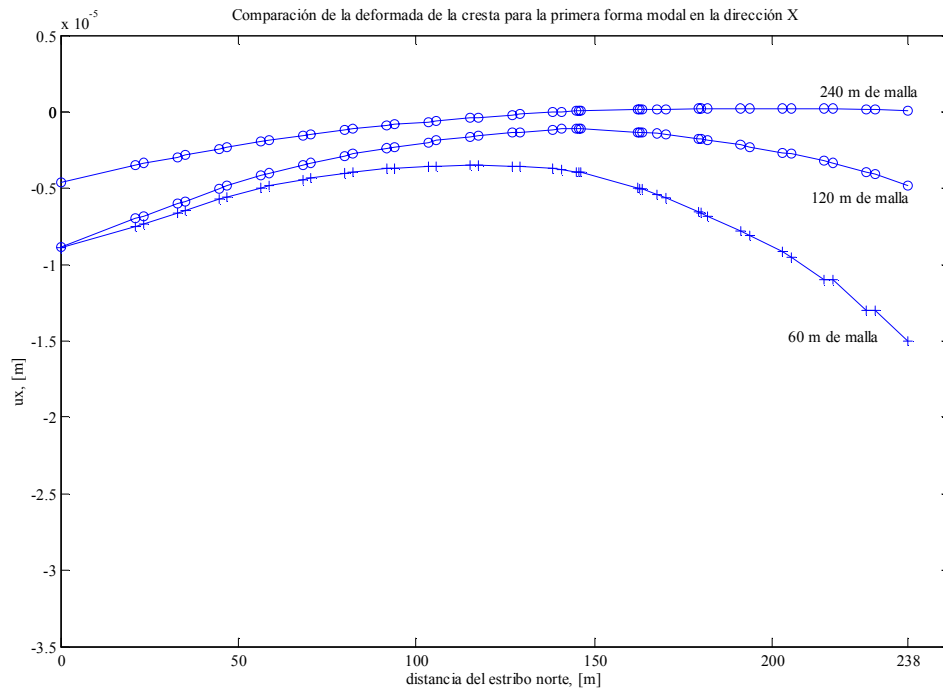


Figura 4-10: Primera forma modal de la dirección X. Muestra la no convergencia

La Tabla 4-5 muestra la proporción de la masa de la estructura frente a todo el conjunto del modelo para las diferentes mallas de suelo probadas a cada lado. Puede notarse que en términos de masa la estructura representa una cantidad casi despreciable en todo el conjunto. Esta situación muestra que casi toda la masa se encuentra concentrada en el suelo de fundación por lo que los efectos dinámicos estarán concentrados allí y no en la represa, lo cual aparenta no ser directamente el enfoque del problema. Se observa además que el comportamiento de la represa dentro del conjunto será de menos importancia en la medida que se aumente la malla del suelo, cuando lo que se busca es que a partir de un tamaño de malla del suelo los desplazamientos de la represa no se vean afectados.

Longitud de Malla de suelo a cada lado	(Masa estructura) / Masa total (%)
0	3.42
20	2.83
40	2.42
60	2.11
80	1.87
100	1.68
120	1.52
240	0.98

Tabla 4-5: Relación -estructura/sistema completo- en términos de masa para las distintas mallas de suelo a lado y lado

El efecto de considerar el suelo con propiedades de masa entonces produce que con cada aumento de la malla el conjunto modelado es distinto del anterior. Esto explica el hecho de que la forma modal de la cresta para una malla de 240 m cambió súbitamente con respecto a las que se venían obteniendo hasta una malla 120 m. Todos los análisis hechos hasta el momento fueron repetidos con el otro valor de módulo dinámico de la roca sugerido en la Tabla 4-4, obteniendo resultados similares (ver Apéndice C).

Una vez tomada la decisión de modelar la roca con densidad nula, se procedió a hacer los respectivos cotejos en cuanto a la convergencia ofrecida por el modelo. La Figura 4-11 muestra la evidente convergencia en los desplazamientos en la dirección X de la primera forma modal de la dirección X para distintas mallas de suelo a cada lado de los costados norte y sur de la estructura, y usando el primer valor de módulo de elasticidad de la roca de la Tabla 4-4. Esta verificación también fue realizada con otras formas modales así como con el otro valor de módulo dinámico de la roca sugerido en la Tabla 4-4, notándose una convergencia similar (Ver Apéndice C). Como consecuencia de lo anteriormente expuesto, se adoptó una malla de suelo de 60m a cada lado de los estribos de la represa.

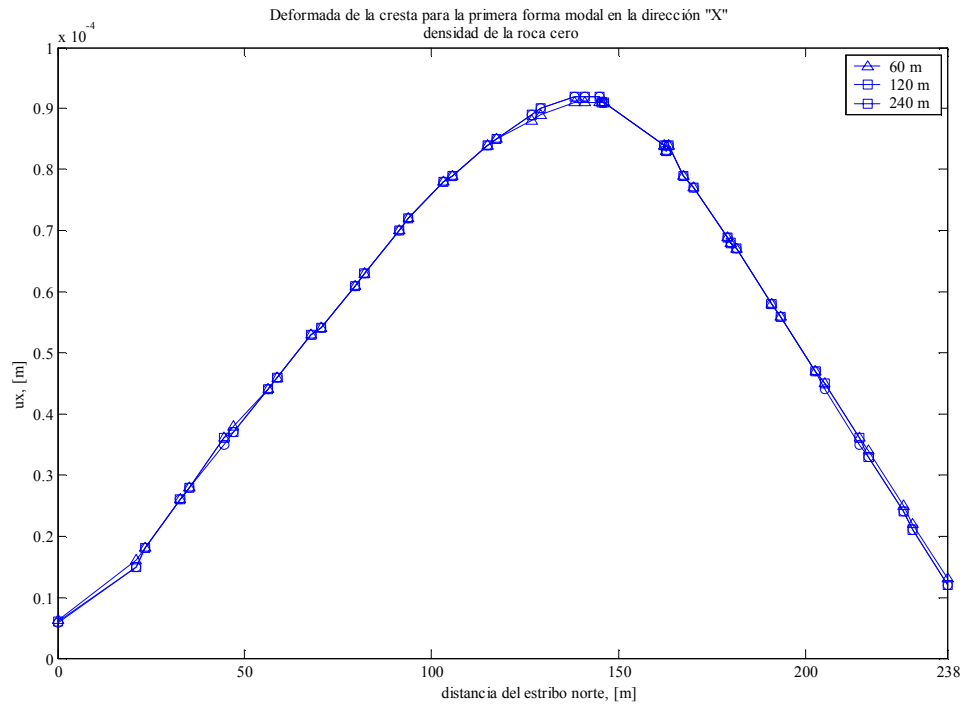


Figura 4-11: Convergencia del modelo usando densidad de roca nula

4.5 Modelos Definitivos para el Análisis

Se definieron 3 diferentes modelos de la Represa La Plata basándose en las propiedades medidas en campo y tratando de cubrir una gama de relaciones de módulo del concreto a la roca (E_c / E_r) confiables. En los dos primeros modelos el módulo de elasticidad medido para el concreto del *Cuerpo de la represa* y *La Toma y Estación de Bombeo* fueron presumidos como constantes según las ecuaciones 4.2 y 4.3 y para el módulo de la roca se usaron el primero y segundo valor de la Tabla 4-4, respectivamente.

El tercer modelo fue obtenido representando una relación $E_c / E_r = 1$ pero para usar valores conservadores del módulo de la roca, (es decir $V_s < 1,500 \text{ m/s}$), se asignó un valor de módulo de elasticidad típico estático y no dinámico para el concreto. Los tres modelos definitivos se muestran en la Tabla 4-6.

MODELO	E_c / E_r *	E [MPa], Cuerpo de la represa	E [MPa], Toma y Estación	E [MPa], Roca
1	12.4	45,438	42,374	3,542
2	3.7	45,438	42,374	11,733
3	1.0	13,800	13,800	13,800

Tabla 4-6: Propiedades de los materiales para los modelos definitivos

Para todos los modelos se usó una densidad de $\rho = 2,400 \text{ kg} / \text{m}^3$ para el concreto y módulos de Poisson de $\nu = 0.30$ y $\nu = 0.15$ para la roca y el concreto respectivamente. La asignación del amortiguamiento del sistema se explica en detalle en la siguiente sección.

4.6 El Amortiguamiento

El amortiguamiento viscoso del sistema fue asignado a través del amortiguamiento material de *SAP 2000*, el cual obtiene un amortiguamiento modal ponderando los amortiguamientos de cada material (ξ_{crit}) a través de las energías de deformación en el respectivo modo. Los criterios para asignar el par de valores de amortiguamiento material fueron dos: valores típicos del material y el sugerido por el método simplificado de Chopra. Como valores típicos para el concreto y la roca [16, 29] se tiene $\xi_c = 0.05$ y $\xi_r = 0.002$ respectivamente. El método simplificado de Chopra [6] calcula el amortiguamiento para el primer modo en un modelo de dos dimensiones, por lo que se supuso que especificados valores de amortiguamiento material que generen dicho amortiguamiento en el primer modo de la dirección X, se proveían amortiguamientos

* La relación de módulos fue calculada promediando los valores del Cuerpo de la represa y la Toma y Estación, en el caso de los modelos 1 y 2.

aceptables para los demás modos. Los valores de amortiguamiento obtenidos según este método son presentados en la siguiente sección.

4.6.1 Amortiguamiento del método de Chopra

El amortiguamiento equivalente para el primer modo de la dirección X es:

$$\xi_{1e} = \frac{1}{R_r} \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_r + \xi_f \quad (4.7)$$

donde ξ_1 es el amortiguamiento propio de la estructura (represa) sobre roca rígida y sin agua; ξ_r representa el amortiguamiento adicional debido a la interacción entre la estructura y el agua y el efecto de absorción de onda en el fondo; y ξ_f representa el amortiguamiento adicional por radiación y el amortiguamiento material debido a la interacción de la estructura con el suelo. R_r es la relación entre periodos fundamentales de la represa con agua sobre roca rígida y la represa seca sobre roca rígida. R_f es la relación entre periodos fundamentales de la represa seca sobre roca flexible y la represa seca sobre roca rígida.

ξ_r es función del módulo de elasticidad del concreto E_c y del coeficiente de reflexión de onda α :

$$\alpha = (1 - k) / (1 + k) \quad (4.8)$$

donde $k = \rho C / \rho_r C_r$, ρ y ρ_r son respectivamente la densidad del agua y de la roca; C y C_r son respectivamente las velocidades de onda P en el agua y la roca. ξ_f es función de la razón de amortiguamiento histerético de la roca η_f y la relación de módulos de elasticidad entre el concreto y la roca E_c / E_r .

Cuando no se dispone de otra información ξ_1 se toma igual a 0.05 y η_f igual a 0.10 por recomendación del autor del método. Los valores R_r y R_f de la ecuación 4.8 fueron calculados para cada modelo de la Tabla 4-6 mediante el modelo de elementos finitos de la Figura 3-20. Los valores de ξ_r y ξ_f de la ecuación 4.7 fueron calculados haciendo uso de las tablas estándar del método [6]. La Tabla 4-7 muestra los valores de amortiguamiento equivalente obtenidos para cada uno de los modelos definitivos calculados con la ecuación 4.8.

MODELO	E_c / E_r	α	R_f	R_r	ξ_1	ξ_r	ξ_f	ξ_{1e}
1	12.4	0.363	1.217	3.662	0.050	0.055	0.210	0.273
2	3.7	0.593	1.217	2.304	0.050	0.065	0.210	0.287
3	1.0	0.619	1.216	1.727	0.050	0.018	0.070	0.104

Tabla 4-7: Valores de amortiguamiento equivalente obtenido por el método de Chopra

Conocido el valor de amortiguamiento del primer modo, se debe especificar el par de valores de amortiguamiento material para el concreto y la roca necesarios para obtener dicho amortiguamiento en el primer modo de la dirección X. El amortiguamiento material de *SAP* del concreto se mantuvo constante como $\xi_c = 0.05$ mientras que se varió el amortiguamiento material de *SAP* de la roca. Se aplicó entonces una fuerza armónica al sistema con frecuencia igual a la frecuencia fundamental del primer modo de esa dirección. El amortiguamiento fue medido de la respuesta bajo vibraciones libre del sistema una vez abandonaba la carga, el cual respondía básicamente en el primer modo. El concepto de decremento logarítmico de un sistema viscoso fue adoptado para medir el amortiguamiento. La Tabla 4-8 muestra los valores de amortiguamiento material de *SAP 2000* necesarios para obtener los amortiguamientos equivalentes de la Tabla 4-7.

La Figura 4-12 muestra la respuesta para un nodo cualquiera tras excitar el sistema con una carga armónica de frecuencia igual al primer modo de la dirección X según Tabla 5-4. Puede notarse cómo el sistema comienza a entrar en resonancia y tras el abandono de la carga queda en vibraciones libres en su modo fundamental de la dirección X. La transformada de toda la respuesta (*completa*) muestra que a pesar de que la carga pareciera excitar otras frecuencias distintas de la fundamental de la dirección X, bajo vibraciones libres esta frecuencia es prácticamente la única excitada (*vib. libre*).

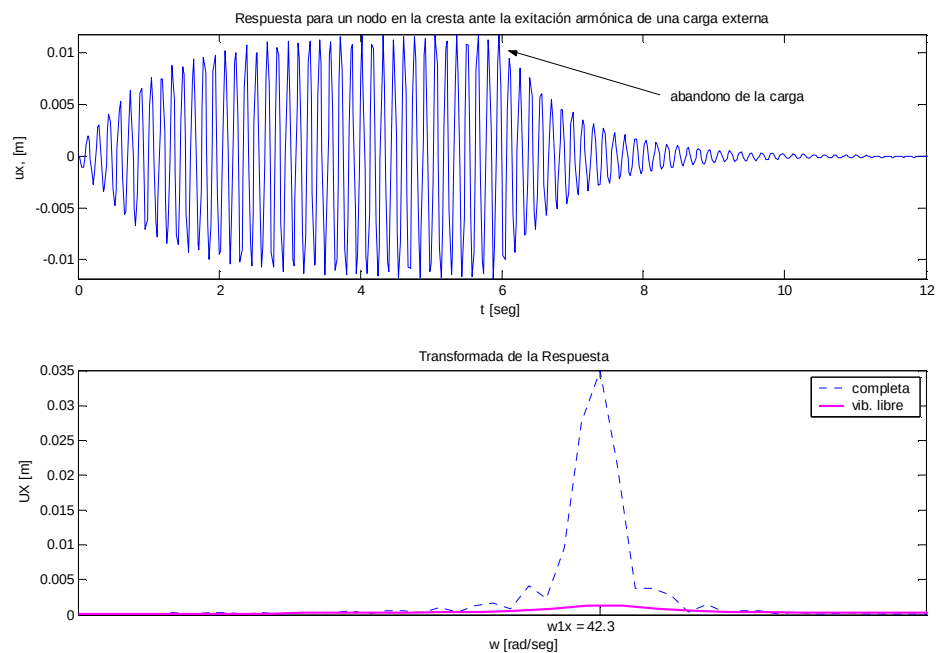


Figura 4-12: Respuesta para un nodo de la cresta para evaluar el amortiguamiento de la represa

MODELO	ξ_c	ξ_{roca}	ξ_{1e}
1	0.050	0.303	0.273
2	0.050	0.432	0.287
3	0.050	0.132	0.104

Tabla 4-8: Valores de amortiguamiento material de *SAP 2000* equivalente al de Chopra

Parte III

ANÁLISIS DINÁMICO

Capítulo 5

5. ANÁLISIS MODAL

El análisis dinámico implementado en la Represa La Plata fue desarrollado a través del análisis modal mediante la consideración de suficientes modos linealmente independientes obtenidos por la solución del problema de *autovalores*.

5.1 Selección de los Modos de Vibración

El análisis modal para cada uno de los tres modelos definidos en el Capítulo 4 fue desarrollado con la cantidad de modos de vibración necesarios para cumplir con los siguientes requisitos:

- El número de modos considerados debe proveer al menos el 90% de participación modal en cada una de las direcciones horizontales, según recomendación del UBC 97 [9].
- La cantidad de modos considerados deben cubrir adecuadamente el contenido de frecuencias predominantes del registro de aceleraciones introducido al modelo.

El registro de aceleraciones usado como el máximo evento sísmico esperado para la Represa La Plata fue el registro artificial para el área de San Juan [10]. Este registro tiene un PGA de 0.19g, una duración total de aproximadamente 10s y se muestra en la Figura 5-1. Este registro fue generado usando intervalos de tiempo de $\Delta t = 0.02\text{seg}$ por lo que frecuencias mayores a 25Hz no podían ser detectadas por ser ésta la frecuencia de Nyquist [1].

De esta manera el segundo criterio de selección de modos fue aplicado observando el contenido de frecuencias del terremoto hasta 25Hz.

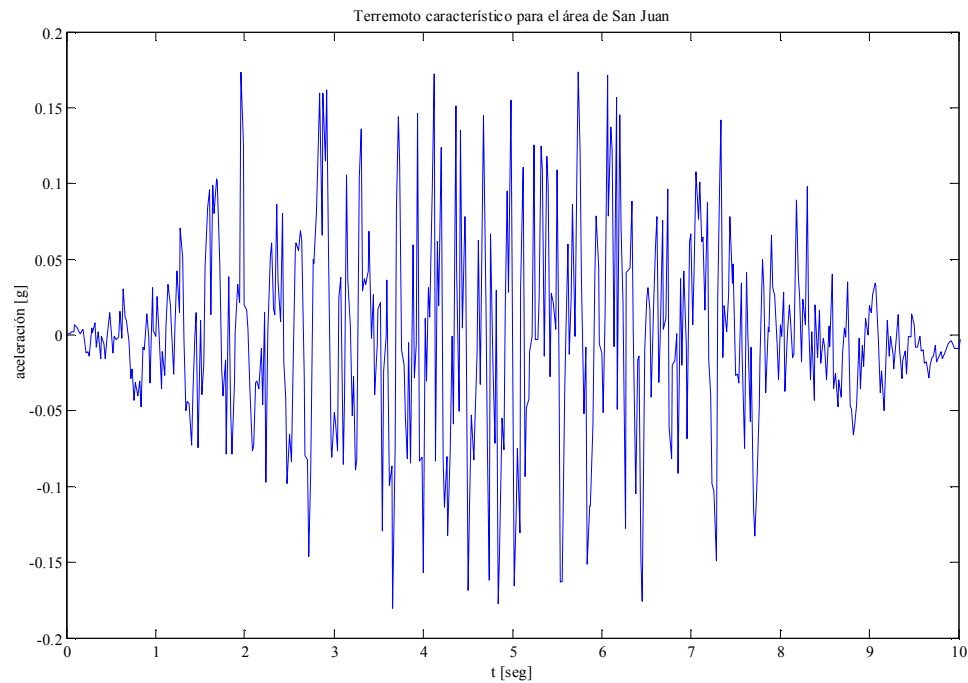


Figura 5-1: Terremoto artificial generado para el área de San Juan, (Irizarri 99')

5.2 Modelo 1, $E_c / E_r = 12.4$

La Tabla 5-1 muestra los modos de vibración usados para el análisis con el modelo 1. Pese a que con seis modos se hubiera alcanzado el factor de participación modal necesario, en dicha tabla se muestran los doce primeros modos ya que por defecto el programa SAP 2000 los calcula. Al organizar los modos de la Tabla 5-1 en orden descendente de participación modal se obtienen los principales modos de vibración para cada dirección tal como lo muestra la Tabla 5-2. Las formas modales de los tres primeros modos de la dirección X pueden verse en el Apéndice B.

MODO	PERIODO (s)	Participación modal UX (unitario)	Participación modal UY (unitario)	Participación modal UZ (unitario)
1	0.233	0.820000	0.000038	0.016940
2	0.172	0.000024	0.028010	0.000000
3	0.166	0.003624	0.280000	0.000208
4	0.158	0.002897	0.650000	0.000282
5	0.133	0.069410	0.000075	0.710000
6	0.128	0.024570	0.001227	0.076140
7	0.118	0.000498	0.009042	0.050750
8	0.114	0.000408	0.005975	0.000141
9	0.108	0.002041	0.001775	0.011510
10	0.099	0.034890	0.001109	0.004243
11	0.093	0.003009	0.001387	0.059450
12	0.090	0.006454	0.001028	0.000012
TOTAL:		96.78%	97.97%	

Tabla 5-1: Modos de Vibración, Modelo 1

MODO	UX	UX (acum.)	MODO	UY	UY (acum.)	MODO	UZ	UZ (acum.)
1	0.820000	0.820000	4	0.650000	0.650000	5	0.710000	0.710000
5	0.069410	0.889410	3	0.280000	0.930000	6	0.076140	0.786140
10	0.034890	0.924300	2	0.028010	0.958010	11	0.059450	0.845590
6	0.024570	0.948870	7	0.009042	0.967052	7	0.050750	0.896340
12	0.006454	0.955324	8	0.005975	0.973027	1	0.016940	0.913280
3	0.003624	0.958948	9	0.001775	0.974802	9	0.011510	0.924790
11	0.003009	0.961957	11	0.001387	0.976189	10	0.004243	0.929033
4	0.002897	0.964854	6	0.001227	0.977416	4	0.000282	0.929315
9	0.002041	0.966895	10	0.001109	0.978525	3	0.000208	0.929522
7	0.000498	0.967393	12	0.001028	0.979553	8	0.000141	0.929663
8	0.000408	0.967801	5	0.000075	0.979628	12	0.000012	0.929675
2	0.000024	0.967824	1	0.000038	0.979666	2	0.000000	0.929675

Tabla 5-2: Modos principales en cada dirección, Modelo 1

Los principales modos de vibración de la Tabla 5-2 en la dirección X se ubicaron en la transformada de Fourier del registro de aceleraciones para observar el cubrimiento de las frecuencias predominantes de éste, tal como muestra la Figura 5-2.

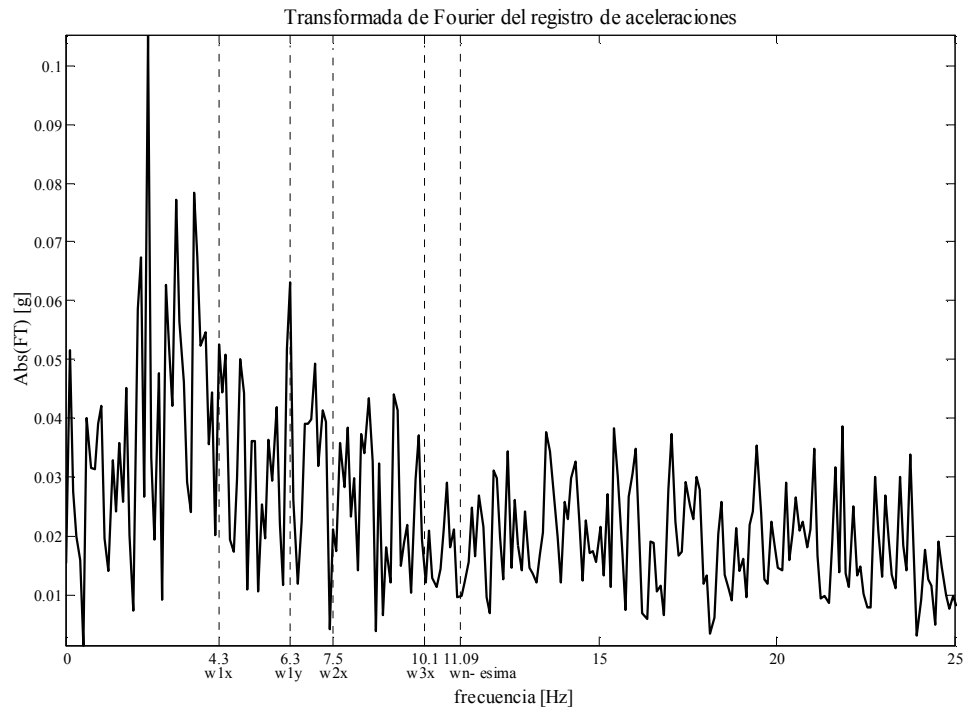


Figura 5-2: Cubrimiento de frecuencias predominantes del registro de aceleración para el Modelo 1

En la Figura 5-2 puede verse que por debajo de la frecuencia fundamental de la represa (w_{x_1}) se encuentra un contenido importante de frecuencias que podrían ser las más importantes del terremoto, pero que no afectan a ésta. También se observan frecuencias superiores a la del último modo de vibración considerado en el análisis ($w_{n-esima}$), que son despreciables pues afectarían modos de vibración que representan menos de 4% de porcentaje de participación modal.

5.3 Modelo 2, $E_c / E_r = 3.7$

La Tabla 5-3 muestra los modos de vibración usados para el análisis en el modelo 2. Al organizar los modos dicha tabla en orden descendente de participación modal se obtienen los principales modos de vibración para cada dirección, tal como lo muestra la Tabla 5-4. Las formas modales de los tres primeros modos de la dirección X pueden verse en el Apéndice B. Los principales modos de vibración de la Tabla 5-3 en la dirección X se ubicaron en la transformada de Fourier del registro de aceleraciones para observar el cubrimiento de las frecuencias predominantes de éste, tal como muestra en la Figura 5-3.

MODO	PERIODO (s)	Participación modal UX (unitario)	Participación modal UY (unitario)	Participación modal UZ (unitario)
1	0.156	0.028240	0.007161	0.000752
2	0.149	0.620000	0.001029	0.017980
3	0.117	0.060030	0.000041	0.003630
4	0.112	0.008547	0.076540	0.002261
5	0.103	0.015800	0.140000	0.003692
6	0.097	0.000867	0.620000	0.000348
7	0.092	0.094490	0.051280	0.004323
8	0.085	0.001242	0.006608	0.009849
9	0.081	0.050380	0.001820	0.420000
10	0.080	0.001102	0.000828	0.260000
11	0.075	0.014080	0.006773	0.015850
12	0.072	0.000128	0.010990	0.033320
13	0.070	0.002956	0.000006	0.020000
14	0.068	0.010930	0.004784	0.031220
15	0.065	0.002339	0.000486	0.014910
TOTAL:		91.11%	92.83%	

Tabla 5-3: Modos de Vibración, Modelo 2

MODO	UX	UX (acum.)	MODO	UY	UY (acum.)	MODO	UZ	UZ (acum.)
2	0.620000	0.620000	6	0.620000	0.620000	9	0.420000	0.420000
7	0.094490	0.714490	5	0.140000	0.760000	10	0.260000	0.680000
3	0.060030	0.774520	4	0.076540	0.836540	12	0.033320	0.713320
9	0.050380	0.824900	7	0.051280	0.887820	14	0.031220	0.744540
1	0.028240	0.853140	12	0.010990	0.898810	13	0.020000	0.764540
5	0.015800	0.868940	1	0.007161	0.905971	2	0.017980	0.782520
11	0.014080	0.883020	11	0.006773	0.912744	11	0.015850	0.798370
14	0.010930	0.893950	8	0.006608	0.919352	15	0.014910	0.813280
4	0.008547	0.902497	14	0.004784	0.924136	8	0.009849	0.823129
13	0.002956	0.905453	9	0.001820	0.925956	7	0.004323	0.827452
15	0.002339	0.907792	2	0.001029	0.926985	5	0.003692	0.831144
8	0.001242	0.909034	10	0.000828	0.927813	3	0.003630	0.834774
10	0.001102	0.910136	15	0.000486	0.928299	4	0.002261	0.837035
6	0.000867	0.911003	3	0.000041	0.928340	1	0.000752	0.837787
12	0.000128	0.911131	13	0.000006	0.928346	6	0.000348	0.838134

Tabla 5-4: Modos principales en cada dirección, Modelo 2

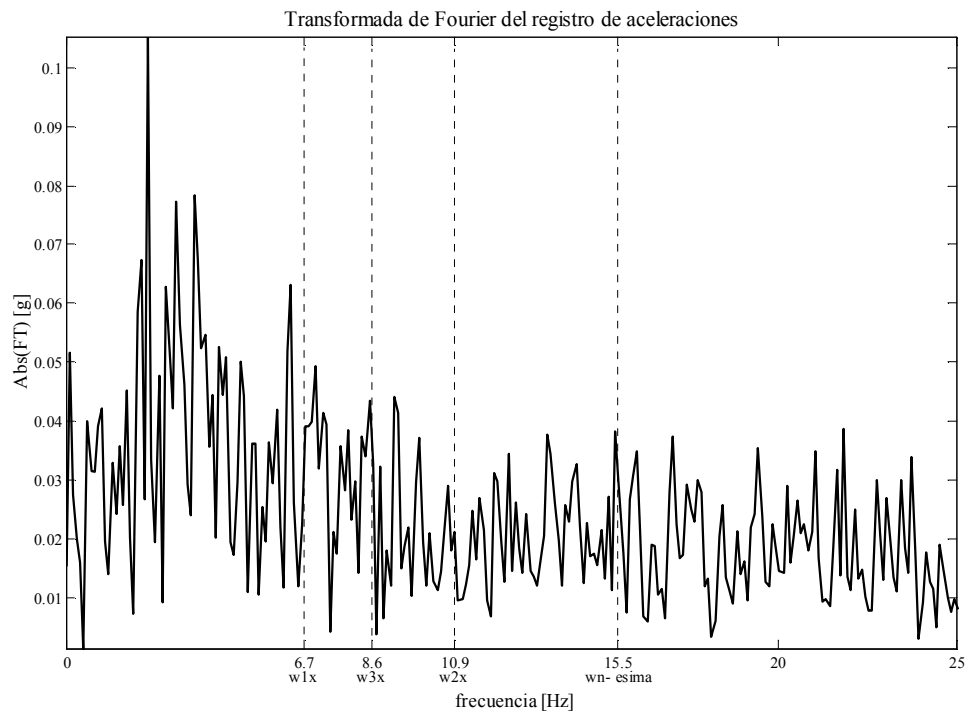


Figura 5-3: Cubrimiento de frecuencias predominantes del registro de aceleración para el Modelo 2

En la Figura 5-3 puede verse que por debajo de la frecuencia fundamental de la represa (w_{x_1}) se encuentra un contenido importante de frecuencias que podrían ser las

más importantes del terremoto, pero que no afectan a ésta. También se observan frecuencias superiores a la del último modo de vibración considerado en el análisis ($w_{n-esima}$), que son de menor importancia pues afectarían modos de vibración que representan menos de 9% de porcentaje de participación modal.

5.4 Modelo 3, $E_c / E_r = 1$

La Tabla 5-5 muestra los modos de vibración usados para el análisis en el modelo 3. Al organizar los modos dicha tabla en orden descendente de participación modal se obtienen los principales modos de vibración para cada dirección, tal como lo muestra la Tabla 5-6. Las formas modales de los tres primeros modos de la dirección X pueden verse en el Apéndice B. Los principales modos de vibración de la Tabla 5-5 en la dirección X se ubicaron en la transformada de Fourier del registro de aceleraciones para observar el cubrimiento de las frecuencias predominantes de éste, tal como se muestra en la Figura 5-4.

MODO	PERIODO (s)	Participación modal UX (unitario)	Participación modal UY (unitario)	Participación modal UZ (unitario)
1	0.251	0.000947	0.005451	0.000012
2	0.208	0.260000	0.000592	0.010140
3	0.179	0.025760	0.017600	0.002470
4	0.167	0.200000	0.000586	0.024800
5	0.153	0.002312	0.008277	0.000016
6	0.141	0.040460	0.000514	0.004983
7	0.135	0.099200	0.040340	0.007111
8	0.127	0.000244	0.023980	0.001109
9	0.120	0.017990	0.460000	0.002008
10	0.111	0.007222	0.140000	0.000013
11	0.107	0.011680	0.072250	0.003173
12	0.104	0.012170	0.017970	0.003589
13	0.099	0.047000	0.000121	0.240000
14	0.098	0.000095	0.005858	0.040930
15	0.092	0.022870	0.002882	0.015250
16	0.089	0.064020	0.000326	0.350000
17	0.085	0.006411	0.001309	0.022740
18	0.081	0.000112	0.000056	0.000379
19	0.080	0.001035	0.000367	0.001014
20	0.077	0.001809	0.020520	0.027840
21	0.075	0.024080	0.026500	0.008998
22	0.073	0.001192	0.035140	0.024990
23	0.071	0.009947	0.000200	0.006321
24	0.070	0.004461	0.001993	0.004237
25	0.069	0.000204	0.007268	0.007856
26	0.069	0.026810	0.001631	0.007853
27	0.068	0.032010	0.006777	0.018550
28	0.066	0.000674	0.005712	0.002173
29	0.064	0.006461	0.021820	0.039180
30	0.064	0.002654	0.000888	0.010900
TOTAL:		92.98%	92.69%	

Tabla 5-5: Modos de Vibración modelo 3

MODO	UX	UX (acum.)	MODO	UY	UY (acum.)	MODO	UZ	UZ (acum.)
2	0.260000	0.260000	9	0.460000	0.460000	16	0.350000	0.350000
4	0.200000	0.460000	10	0.140000	0.600000	13	0.240000	0.590000
7	0.099200	0.559200	11	0.072250	0.672250	14	0.040930	0.630930
16	0.064020	0.623220	7	0.040340	0.712590	29	0.039180	0.670110
13	0.047000	0.670220	22	0.035140	0.747730	20	0.027840	0.697950
6	0.040460	0.710680	21	0.026500	0.774230	22	0.024990	0.722940
27	0.032010	0.742690	8	0.023980	0.798210	4	0.024800	0.747740
26	0.026810	0.769500	29	0.021820	0.820030	17	0.022740	0.770480
3	0.025760	0.795260	20	0.020520	0.840550	27	0.018550	0.789030
21	0.024080	0.819340	12	0.017970	0.858520	15	0.015250	0.804280
15	0.022870	0.842210	3	0.017600	0.876120	30	0.010900	0.815180
9	0.017990	0.860200	5	0.008277	0.884397	2	0.010140	0.825320
12	0.012170	0.872370	25	0.007268	0.891665	21	0.008998	0.834318
11	0.011680	0.884050	27	0.006777	0.898442	25	0.007856	0.842174
23	0.009947	0.893997	14	0.005858	0.904300	26	0.007853	0.850027
10	0.007222	0.901219	28	0.005712	0.910012	7	0.007111	0.857138
29	0.006461	0.907680	1	0.005451	0.915463	23	0.006321	0.863459
17	0.006411	0.914091	15	0.002882	0.918345	6	0.004983	0.868442
24	0.004461	0.918552	24	0.001993	0.920338	24	0.004237	0.872679
30	0.002654	0.921206	26	0.001631	0.921969	12	0.003589	0.876268
5	0.002312	0.923518	17	0.001309	0.923278	11	0.003173	0.879441
20	0.001809	0.925327	30	0.000888	0.924166	3	0.002470	0.881911
22	0.001192	0.926519	2	0.000592	0.924758	28	0.002173	0.884084
19	0.001035	0.927554	4	0.000586	0.925344	9	0.002008	0.886092
1	0.000947	0.928501	6	0.000514	0.925858	8	0.001109	0.887201
28	0.000674	0.929175	19	0.000367	0.926226	19	0.001014	0.888215
8	0.000244	0.929419	16	0.000326	0.926551	18	0.000379	0.888594
25	0.000204	0.929623	23	0.000200	0.926751	5	0.000016	0.888610
18	0.000112	0.929735	13	0.000121	0.926872	10	0.000013	0.888623
14	0.000095	0.929830	18	0.000056	0.926928	1	0.000012	0.888635

Tabla 5-6: Modos principales en cada dirección, Modelo 3

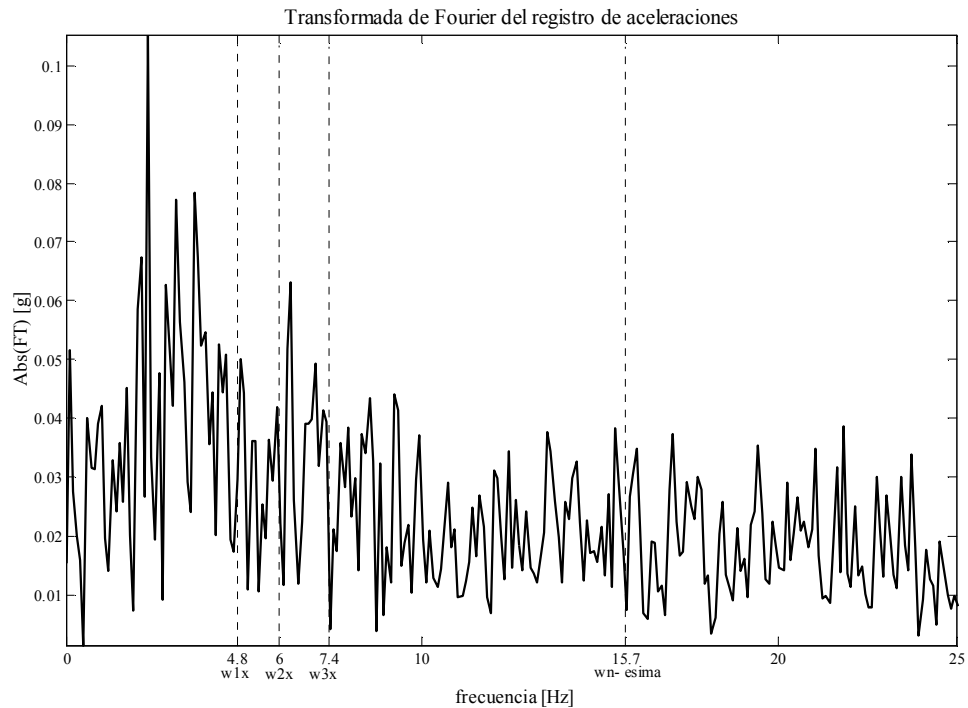


Figura 5-4: Cubrimiento frecuencias predominantes del registro de aceleración para el Modelo 3

En la Figura 5-4 puede verse que por encima de la frecuencia fundamental del último modo de la Tabla 5-5 el contenido de frecuencias del registro de aceleraciones es de menor importancia. Estas frecuencias afectarían modos que representan menos del 8% de porcentaje de participación modal, por lo cual se consideró que la cantidad de modos seleccionada era suficiente.

5.5 Análisis Dinámico con SAP 2000

El análisis dinámico desarrollado mediante *SAP 2000* fue del tipo *Linear Modal History* indicando que la respuesta de la Represa La Plata ante el historial de aceleraciones se obtiene mediante superposición modal. Para ello es necesario que todas las fuerzas involucradas en el modelo se definan al programa como una función del

tiempo (*Time-History*) tal como muestra la Figura 5-5. Las cargas debidas al peso propio y el empuje hidrostático son introducidas al sistema gradualmente mediante una función suavizada de carga dinámica, a partir del instante $t1$ en que inicia el análisis hasta un instante $t2$ donde éstas alcanzan su valor real. Entre $t2$ y $t3$ se deja un “tiempo muerto” en el que no se introducen más cargas para permitir que a través del amortiguamiento propio del sistema se alcance la posición de equilibrio estático. En $t3$ se introduce el registro de aceleraciones que encuentra el sistema deformado por las cargas estáticas. En $t4$ finaliza el sismo y el sistema queda en vibraciones libres y en $t5$ termina el análisis, hasta donde se considera se tiene suficiente información bajo vibraciones libres. Los instantes adoptados para todos los modelos del Capítulo 4 son: $t2 = 5s$, $t3 = 10$, y $t5 = 30s$. El valor de $t4$ está definido por la duración total del registro de aceleraciones (aprox. $10s$).

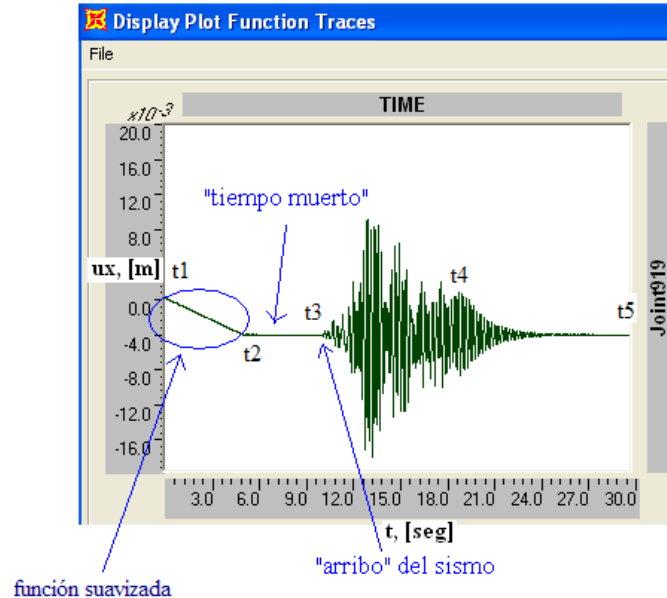


Figura 5-5: Variación de desplazamientos para un nodo cualquiera sobre la cresta

Capítulo 6

6.MODELO 1

6.1 Desplazamientos máximos

La Tabla 6-1 muestra los cuatro nodos de la estructura para los que se obtuvieron los máximos desplazamientos ante el registro de aceleraciones usado en la Sección 5.2 en orden.

Dirección X		Dirección Y		Dirección Z	
nodo	despl. (cm)	nodo	despl. (cm)	nodo	despl. (cm)
170	2.42	7	0.51	619	2.68
981	2.06	8	0.53	649	2.68
983	2.06	1238	0.53	651	2.68
987	2.06	1239	0.54	3025	2.45

Tabla 6-1: Nodos con máximos desplazamientos en cada dirección para el Modelo 1

6.2 Efecto de Balanceo (*Rocking*)

Para evaluar la susceptibilidad de la Represa La Plata ante el fenómeno de balanceo ó *rocking* se consideró un par de puntos en una misma sección vertical, uno ubicado sobre la galería superior y el otro sobre la cámara de pistón. El *rocking* fue calculado como la máxima diferencia en desplazamientos verticales de estos puntos (dirección Z) dividida por su separación en la dirección horizontal X, para todo el tiempo del análisis según la Sección 5.2. Éste cálculo fue hecho para diez secciones distintas a lo largo de la dirección Y del modelo. La variación del efecto a lo largo de la represa para las diferentes secciones consideradas puede verse en la Figura 6-2. El rocking es obtenido bajo la suposición de movimiento de cuerpo rígido en la base de la represa.

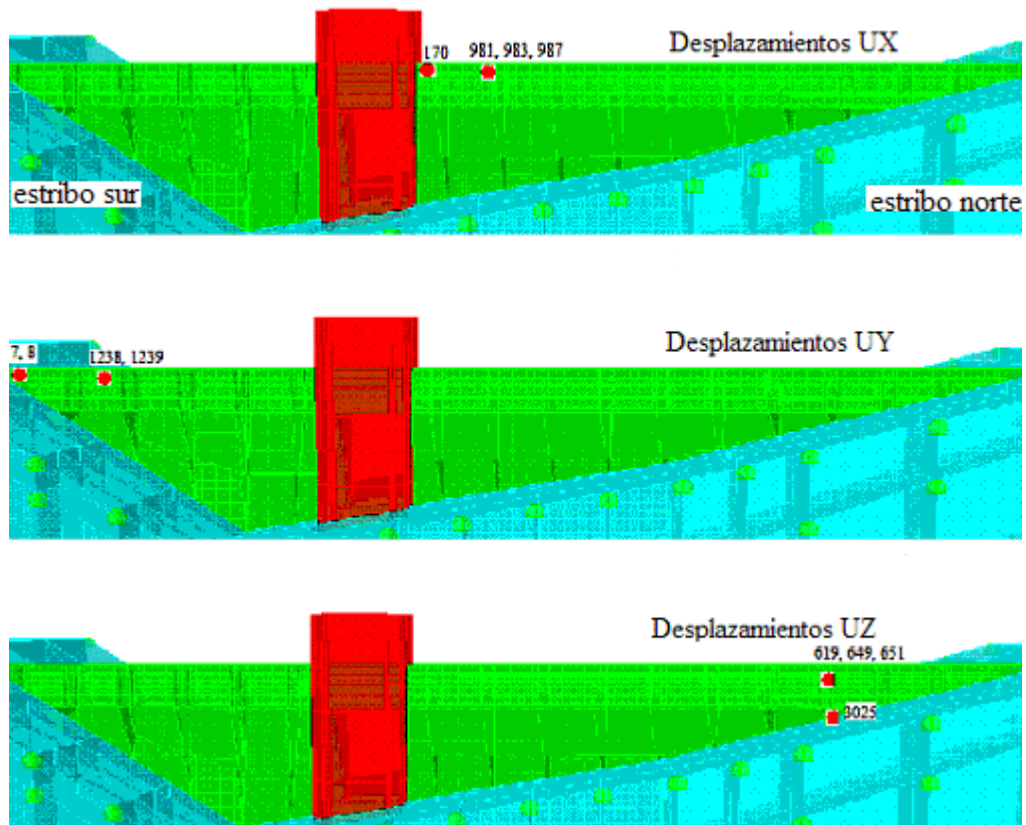


Figura 6-1: Ubicación de los desplazamientos máximos de cada dirección, Modelo 1

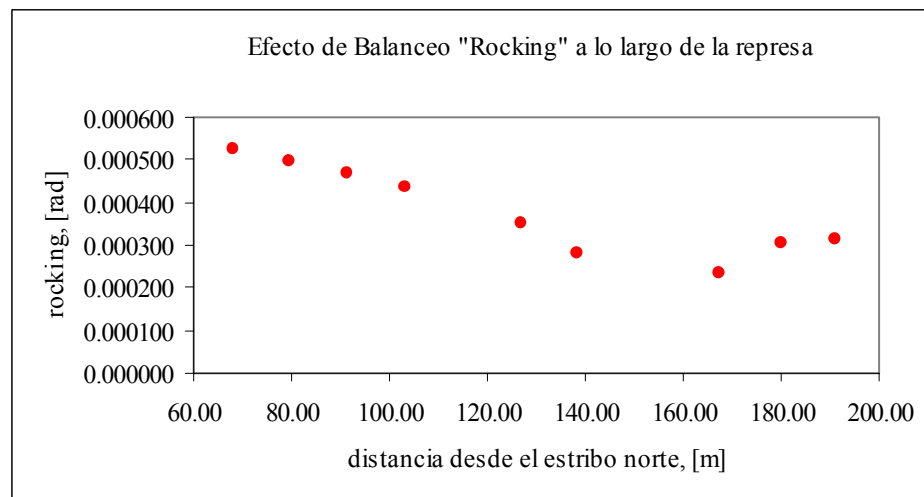


Figura 6-2: Variación del Balanceo (*rocking*) a lo largo de la represa, Modelo 1

Aceleraciones máximas

Las aceleraciones máximas en la Represa La Plata fueron observadas en siete puntos ubicados sobre la galería inferior tal como muestra la Figura 6-3. La variación de las aceleraciones en dichos puntos ante el registro de aceleraciones usado en el análisis, puede verse en la Figura 6-4. Los valores máximos en cada punto se muestran en la Tabla 6-2.

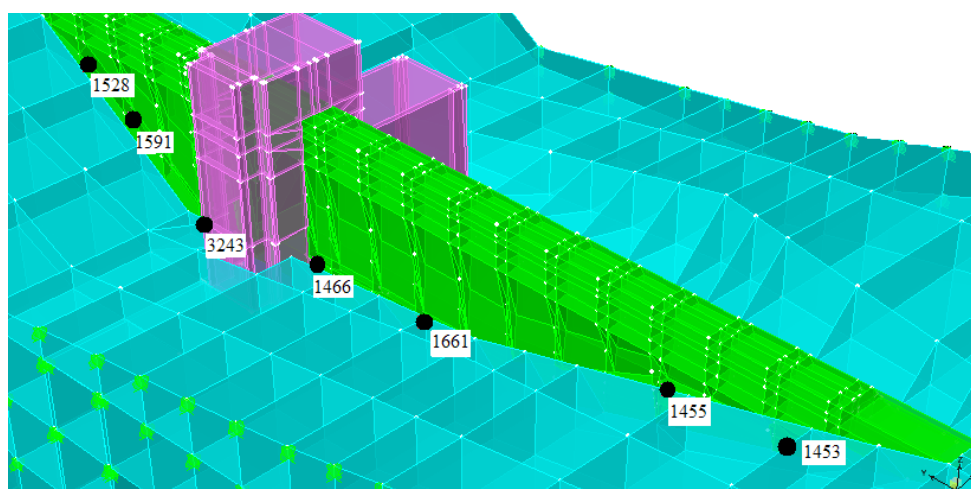


Figura 6-3: Puntos en la galería inferior para observar aceleraciones máximas

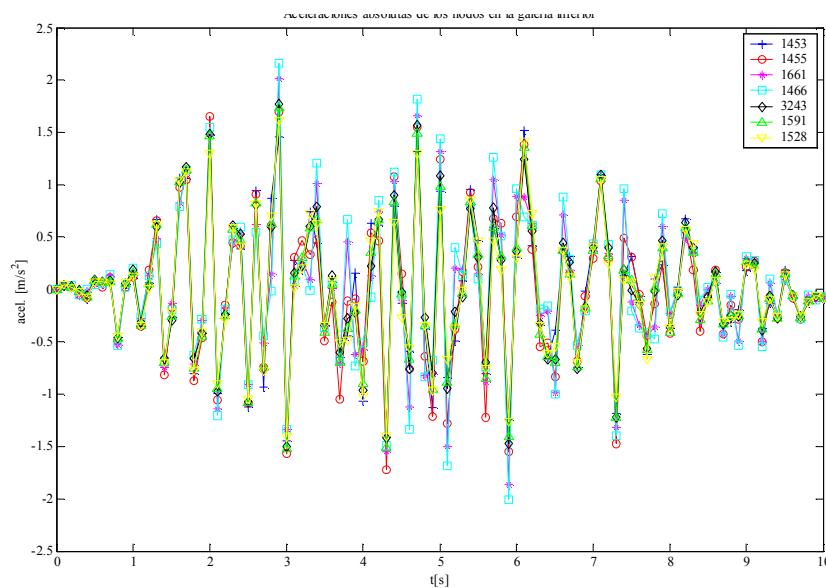


Figura 6-4: Aceleraciones absolutas en los puntos de la galería inferior, Modelo 1

nodo	Acel. Max. [m/s^2]
1453	1.83
1455	1.89
1661	2.16
1466	2.28
3243	1.81
1591	1.83
1528	1.78

Tabla 6-2: Aceleraciones máximas, Modelo 1

6.4 Vibraciones libres

La Figura 6-5 muestra los principales modos de vibración de la dirección X para el Modelo 1 a nivel de la galería superior. Puede verse que la captura del primer modo es lograda con el registro del nodo 254 y el estribo norte. La captura del segundo modo puede lograrse con el registro del nodo 554, 1001 y el estribo norte, pero dado que para efectos prácticos este último es cercano al nodo 254, la captura de dicho modo puede lograrse con el registro del nodo 554 en adición al del nodo 254 y el estribo norte. De manera análoga la captura del tercer modo puede lograrse con el registro del nodo 828 en adición a los registros de los nodos 254, 554 y el estribo norte.

Las respuestas de estos nodos necesarias para la captura de los tres primeros modos fueron obtenidas con el par de valores de amortiguamiento calculados en la Sección 4.6. La Figura 6-6 muestra cómo el amortiguamiento calculado por el método de Chopra resulta demasiado alto, de modo que la represa casi no vibra libremente. Por consiguiente el análisis bajo vibraciones libres fue hecho con el otro valor de amortiguamiento calculado en la Sección 4.6 ($\xi_r = 0.002$ y $\xi_c = 0.05$), tal como muestran la Figura 6-7, Figura 6-8 y Figura 6-9.

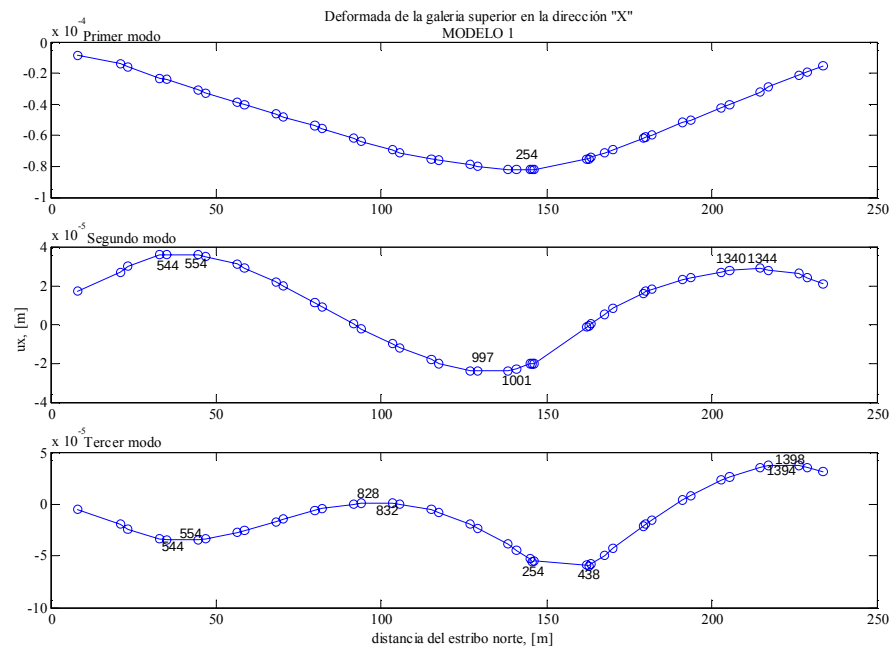


Figura 6-5: Modos de Vibración para la galería superior, Modelo 1

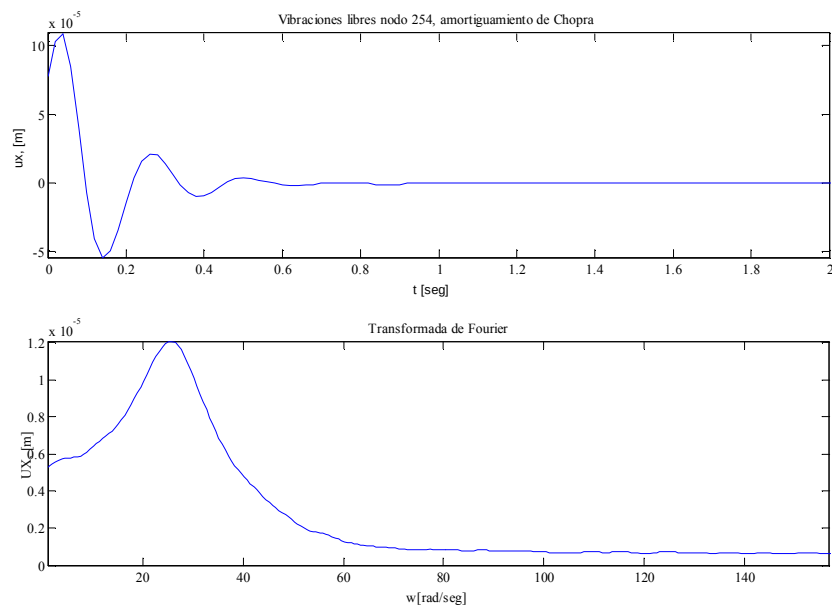


Figura 6-6: Vibración libre para el Modelo 1 usando amortiguamiento del método de Choppa

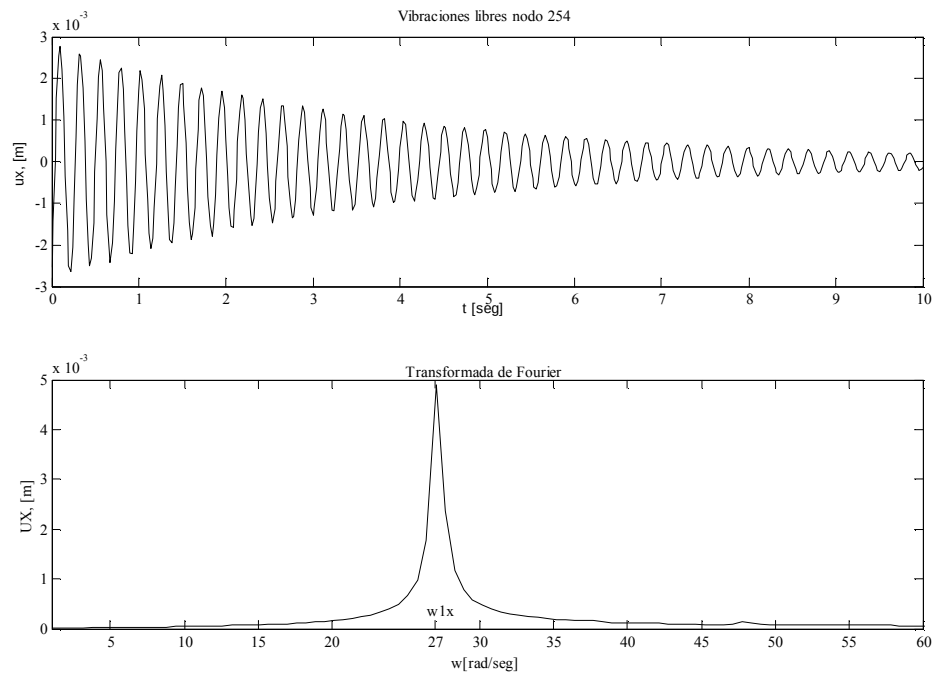


Figura 6-7: Vibración libre para nodo 254, Modelo 1

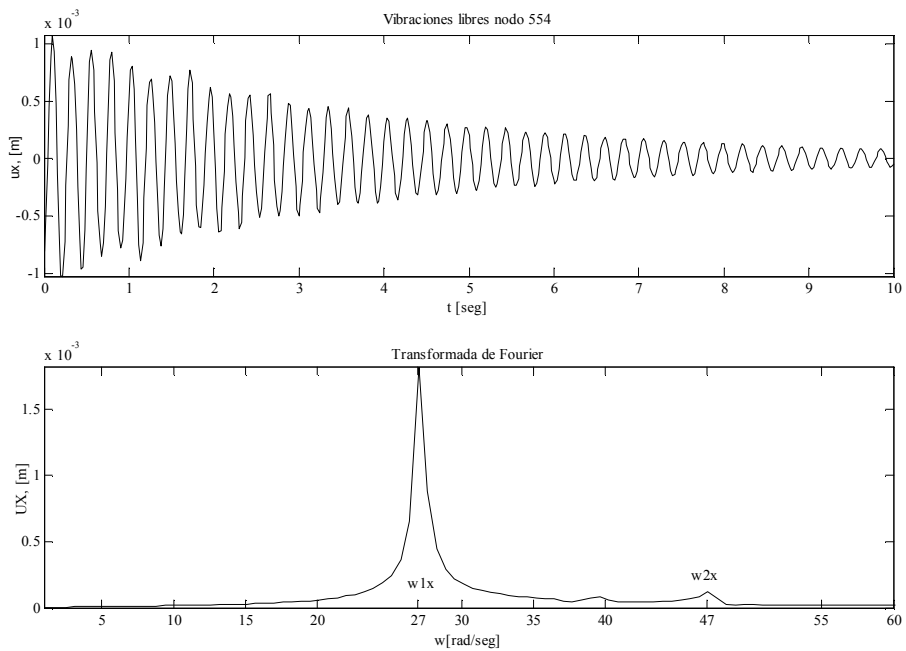


Figura 6-8: Vibración libre para nodo 554, Modelo 1

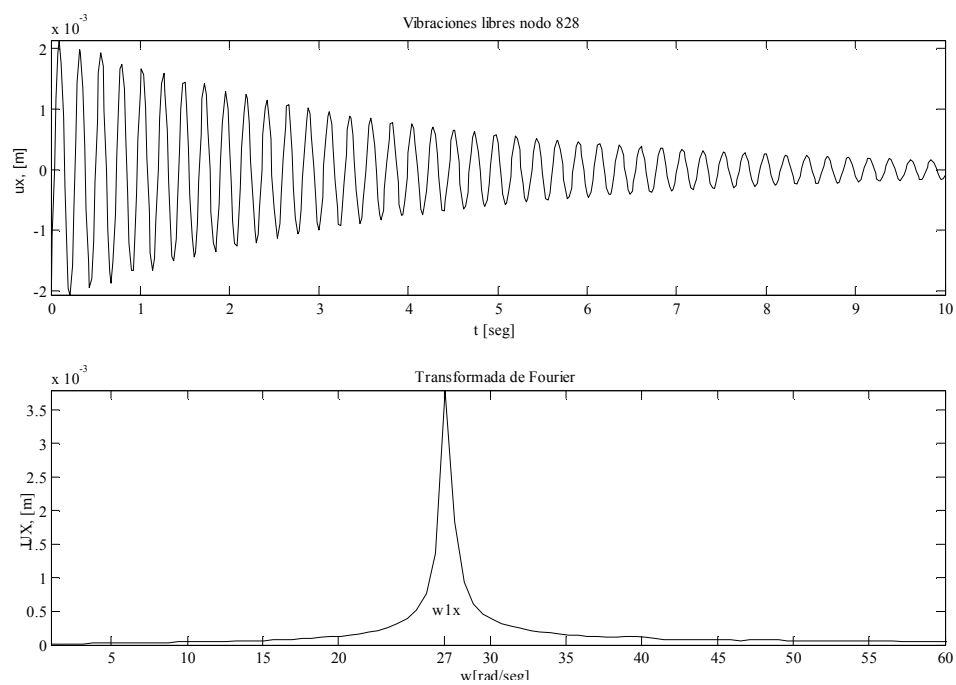


Figura 6-9: Vibración libre para nodo 828, Modelo 1

Capítulo 7

7. MODELO 2

7.1 Desplazamientos máximos

La Tabla 7-1 muestra los cuatro nodos de la estructura en los que se obtuvieron los máximos desplazamientos ante el registro de aceleraciones usado en la Sección 5.3 de mayor a menor. La ubicación esquemática de estos puntos puede verse en la Figura 7-1.

Dirección X		Dirección Y		Dirección Z	
nodo	despl. (cm)	Nodo	despl. (cm)	nodo	despl. (cm)
919	0.86	1276	0.21	948	1.19
920	0.86	1383	0.21	978	1.19
922	0.86	1384	0.21	980	1.19
974	0.86	1502	0.20	1028	1.19

Tabla 7-1: Nodos con máximos desplazamientos en cada dirección para el modelo 2

7.2 Efecto de Balanceo (*Rocking*)

En un procedimiento igual al de la Sección 6.2 el efecto de balanceo fue evaluado para 12 diferentes secciones a lo largo de la represa en la dirección Y. La Figura 7-2 muestra la variación del efecto de balanceo obtenida.

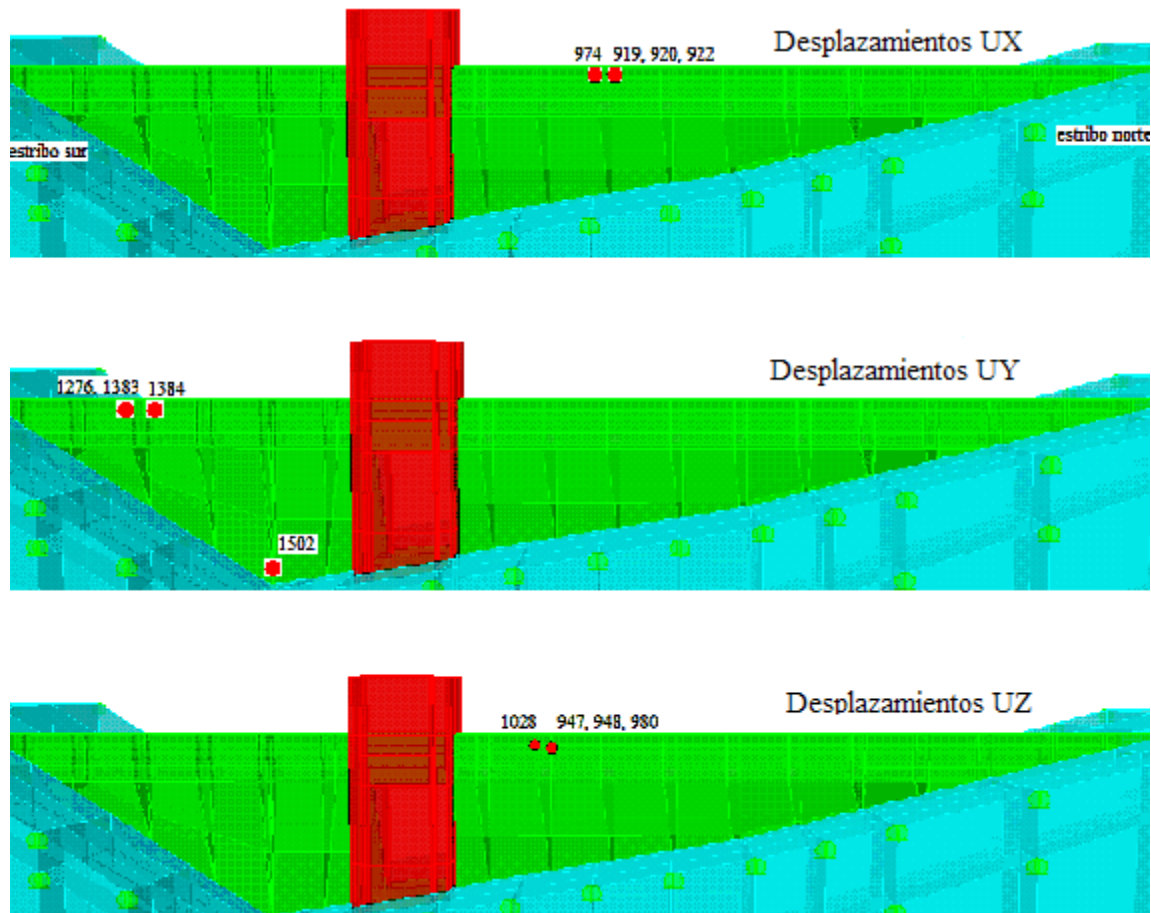


Figura 7-1: Ubicación de los desplazamientos máximos de cada dirección, Modelo 2

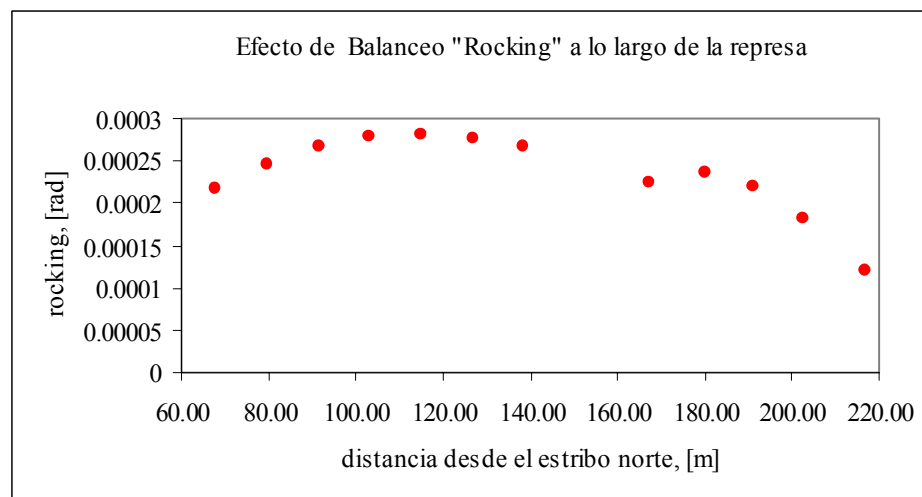


Figura 7-2: Variación de balanceo (*rocking*) a lo largo de la represa, Modelo 2

Aceleraciones máximas

La Figura 7-3 muestra la variación de las aceleraciones en los puntos de la Figura 6-3 ante el registro de aceleraciones usado en el análisis. La Tabla 7-2 muestra los valores máximos obtenidos para cada punto.

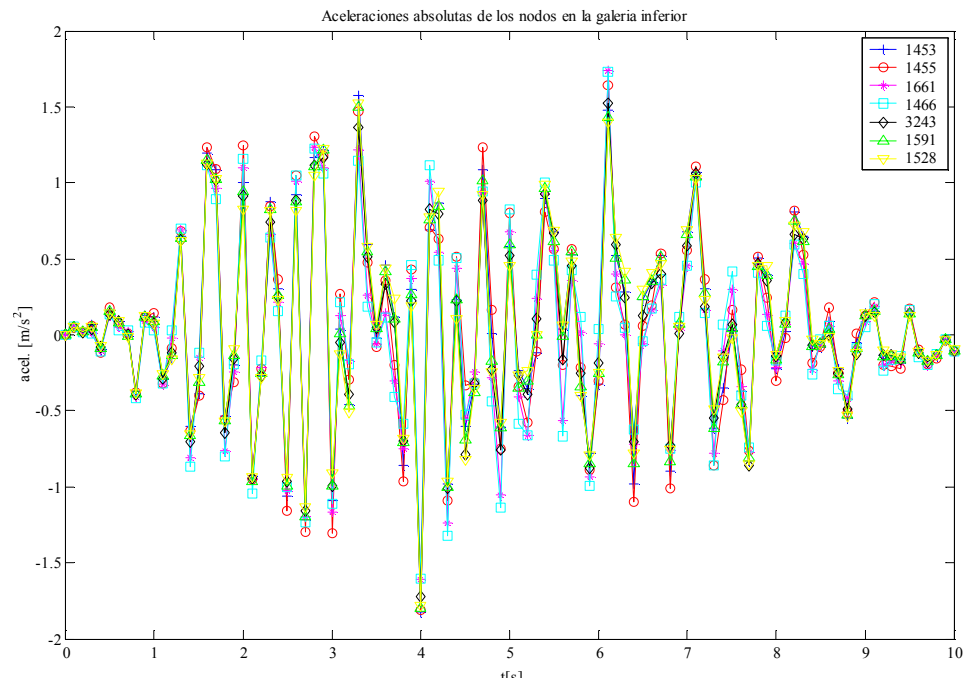


Figura 7-3: Aceleraciones absolutas en los puntos de la galería inferior, Modelo 2

nodo	Acel. Max. [m/s^2]
1453	2.19
1455	2.33
1661	1.93
1466	1.93
3243	1.91
1591	2.07
1528	2.05

Tabla 7-2: Aceleraciones máximas, Modelo 2

7.4 Vibraciones libres

La Figura 7-4 muestra los principales modos de vibración de la dirección X para el Modelo 2 a nivel de la galería superior. Puede verse que la captura del primer modo es lograda con el registro del nodo 254 y el estribo norte. La captura del segundo modo puede lograrse con el registro del nodo 554, el nodo 1001 y el estribo norte, pero dado que para efectos prácticos este último es cercano al nodo 254, la captura de dicho modo puede lograrse con el registro del nodo 554 en adición al del nodo 254 y el estribo norte. De igual manera la captura del tercer modo puede lograrse con el registro del nodo 780, el nodo 501 y el estribo norte, pero dado que para efectos prácticos este último es cercano al nodo 254, el tercer modo queda definido por el nodo 780 en adición al nodo 254 y el estribo norte.

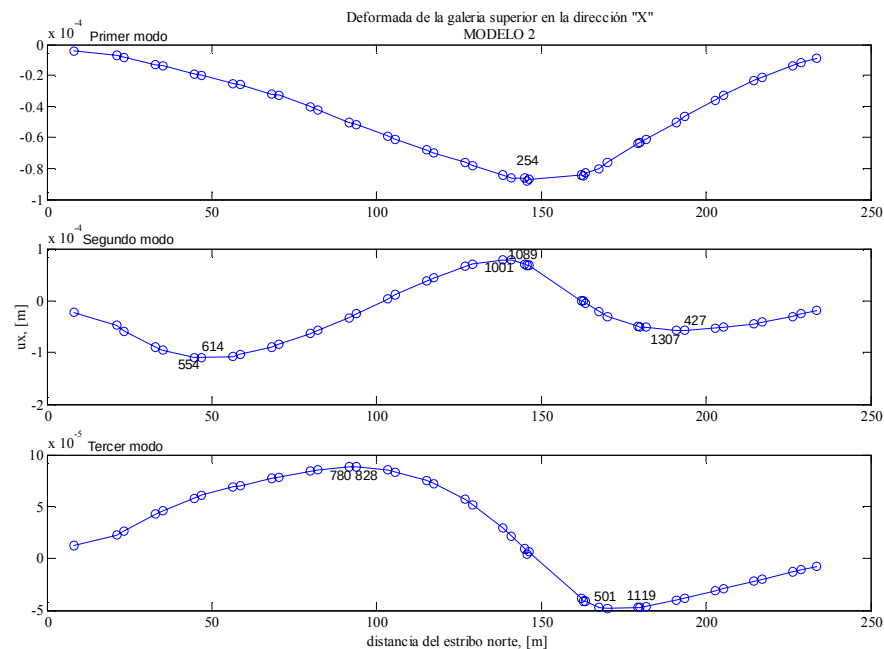


Figura 7-4: Modos de Vibración de la galería superior, Modelo 2

El amortiguamiento calculado por el método de Chopra según la Sección 4.6 resulta demasiado alto de modo que la represa casi no vibra libremente tal como muestra la Figura 7-5. Por consiguiente la observación de los modos bajo vibraciones libres fue hecha considerando el otro valor de amortiguamiento según la Sección 4.6. La Figura 7-6, Figura 7-7 y Figura 7-8 muestran la respuesta bajo vibraciones libres de los nodos 254, 554 y 780.

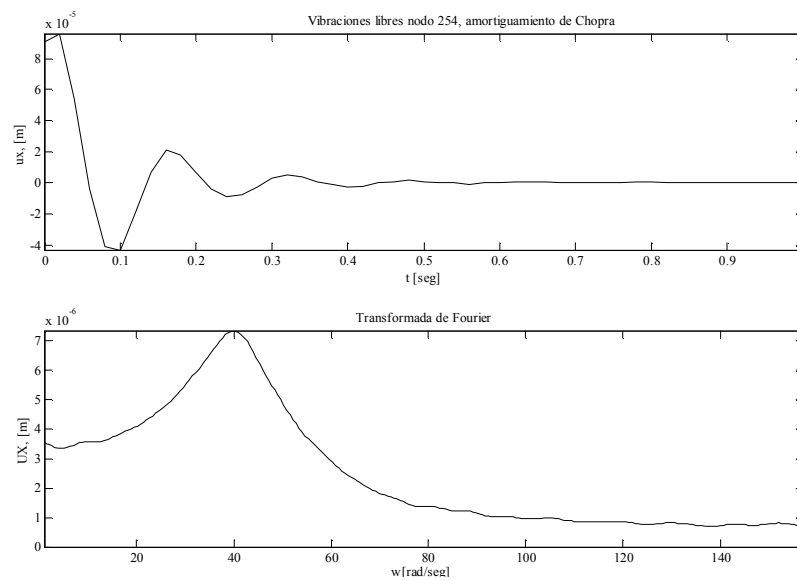


Figura 7-5: Vibración libre para el Modelo 2 usando amortiguamiento del método de Chopra

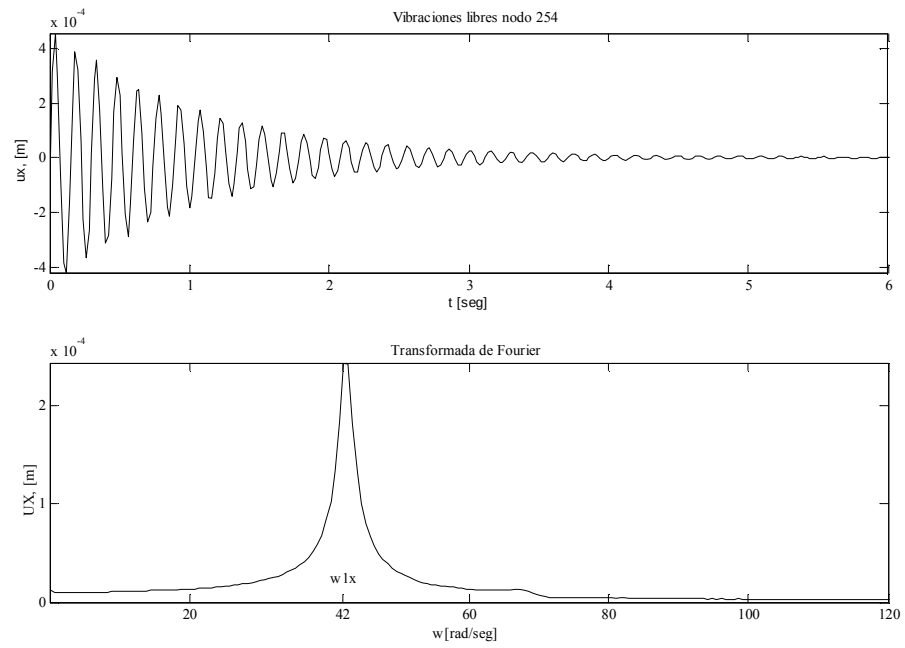


Figura 7-6: Vibración libre para nodo 254, Modelo 2

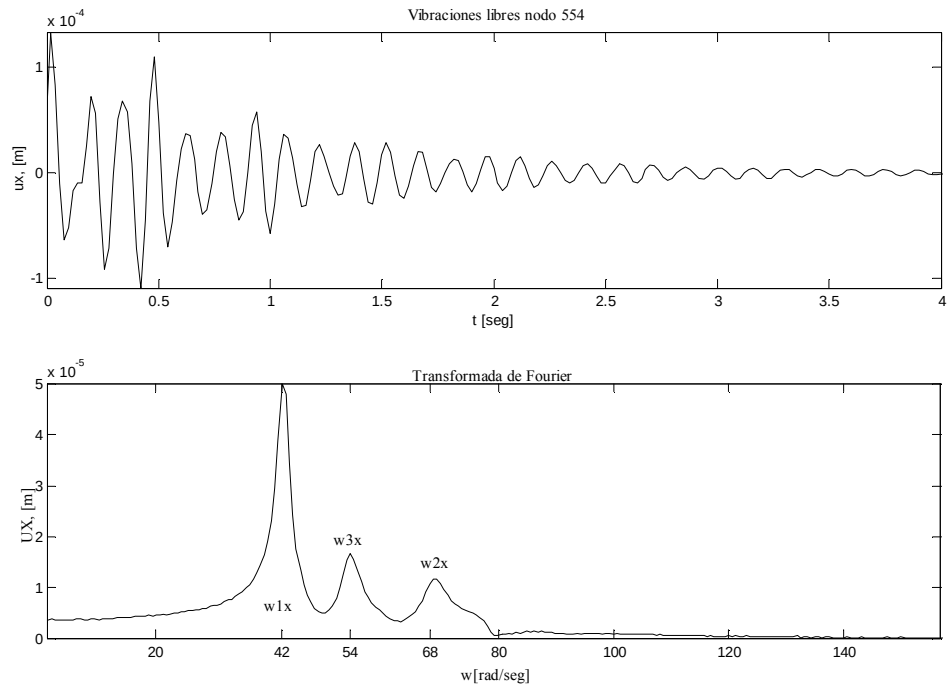


Figura 7-7: Vibración libre para nodo 554, Modelo 2

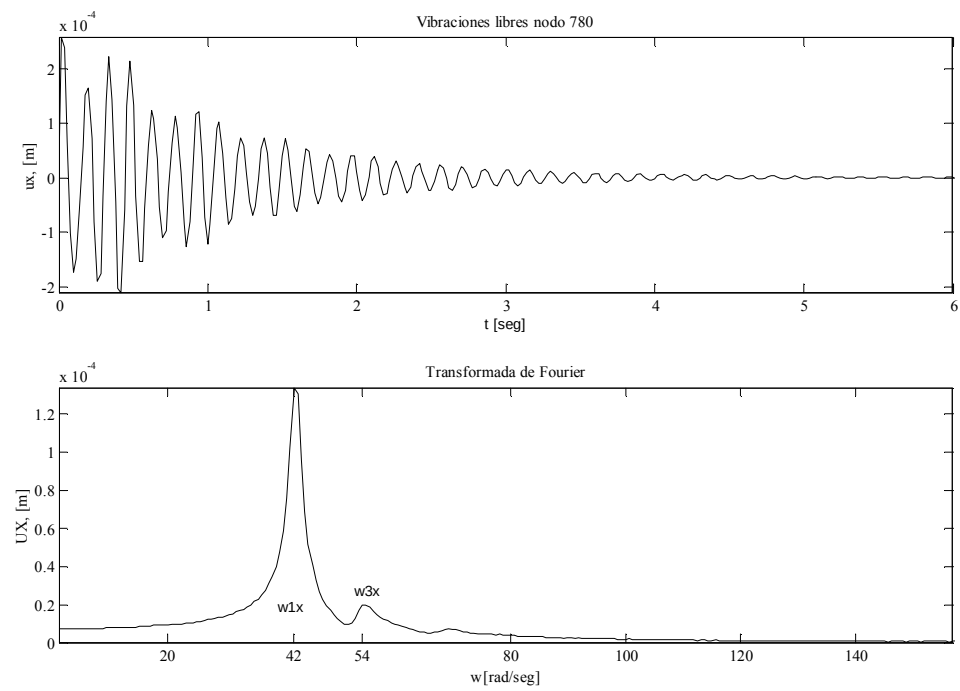


Figura 7-8: Vibración libre para nodo 780, Modelo 2

Capítulo 8

8. MODELO 3

8.1 Desplazamientos máximos

La Tabla 8-1 muestra los cuatro nodos de la estructura en los que se obtuvieron los máximos desplazamientos ante el registro de aceleraciones usado en la Sección 5.4. La ubicación esquemática de estos puntos puede verse en la Figura 8-1.

Dirección X		Dirección Y		Dirección Z	
nodo	despl. (cm)	nodo	despl. (cm)	nodo	despl. (cm)
17	0.76	1371	0.26	1520	1.23
170	0.77	1384	0.27	1557	1.19
1034	0.76	1437	0.26	3008	1.19
1076	0.70	1610	0.24	3025	1.21

Tabla 8-1: Nodos con máximos desplazamientos en cada dirección para el Modelo 3

8.2 Efecto de Balanceo (*Rocking*)

El efecto de balanceo fue evaluado para 12 diferentes secciones a lo largo de la represa en la dirección Y de igual manera que en la Sección 6.2, tal como lo muestra la Figura 8-2.

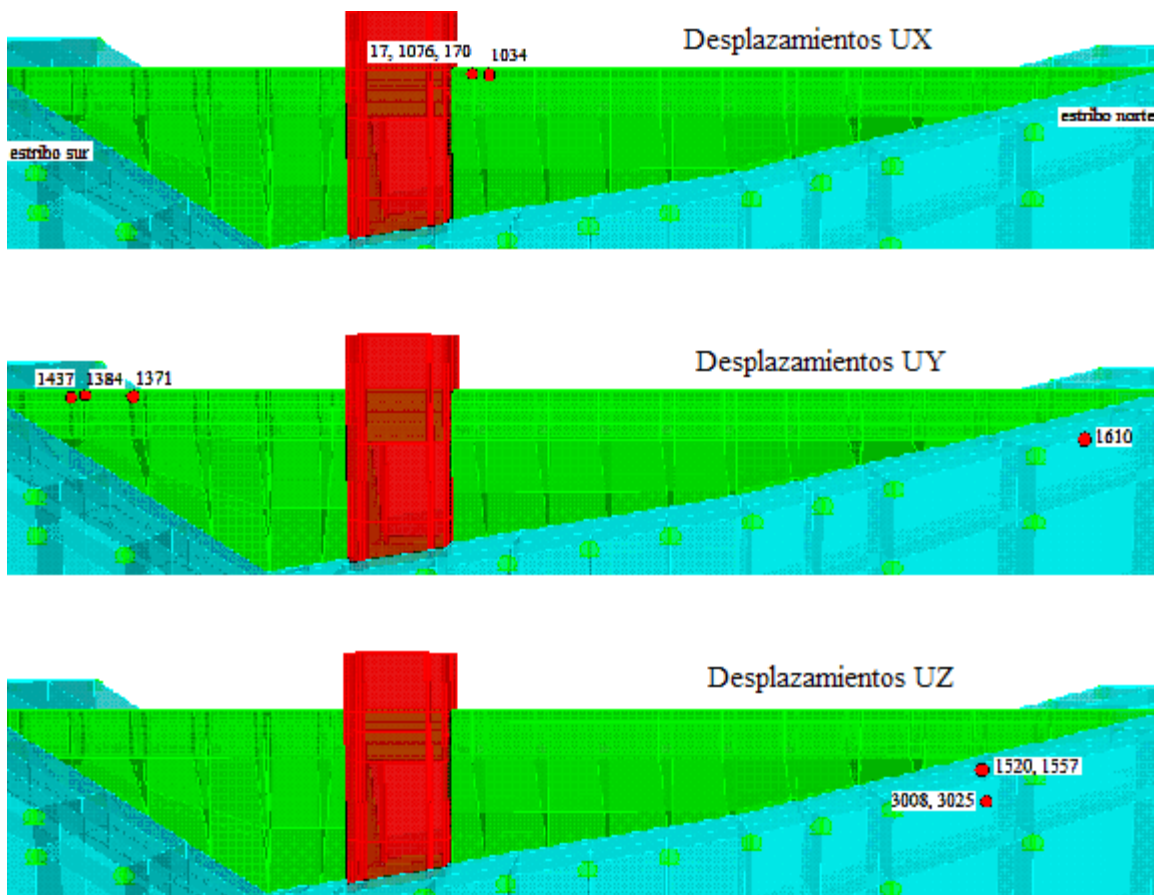


Figura 8-1: Ubicación de los desplazamientos máximos de cada dirección, Modelo 3

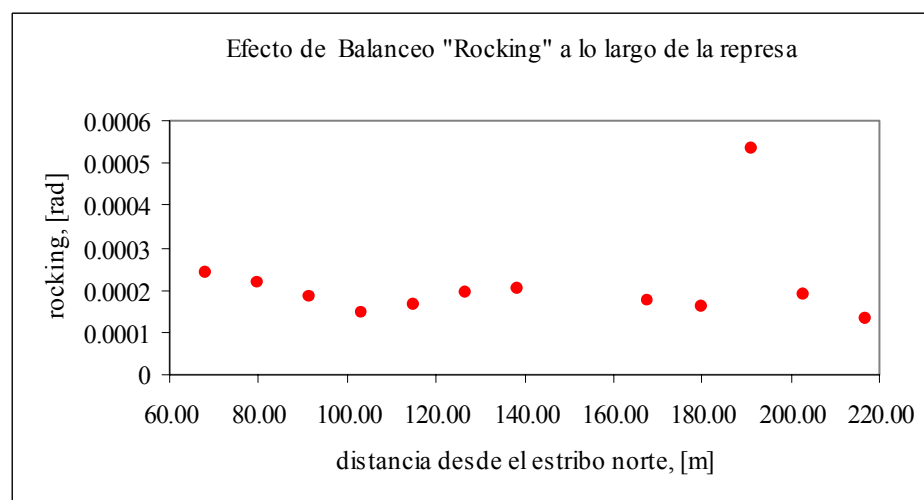


Figura 8-2: Variación del balanceo (*rocking*) a lo largo de la represa, Modelo 3

8.3 Aceleraciones máximas

La Figura 8-3 muestra la variación de las aceleraciones en los puntos de la Figura 6-3 ante el registro de aceleraciones usado en el análisis. La Tabla 8-2 muestra los valores máximos obtenidos para cada punto.

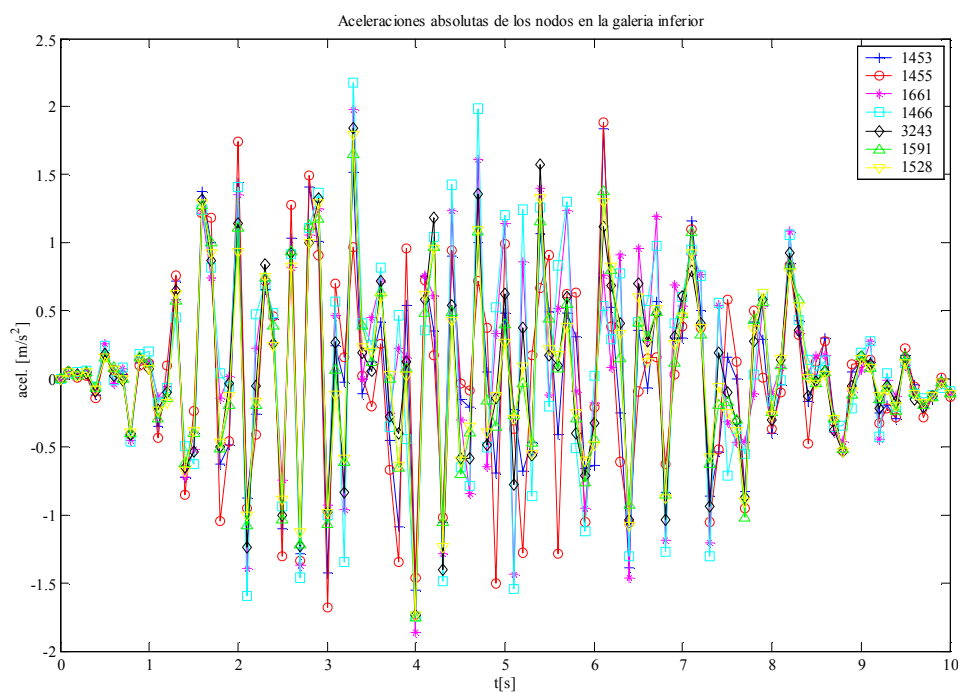


Figura 8-3: Aceleraciones absolutas en los puntos de la galería inferior, Modelo 3

nodo	Acel. Max. [m/s^2]
1453	2.44
1455	2.54
1661	2.77
1466	2.79
3243	2.22
1591	2.10
1528	2.19

Tabla 8-2: Aceleraciones máximas, Modelo 3

8.4 Vibraciones libres

La Figura 8-4 muestra los principales modos de vibración de la dirección X para el modelo 3 a nivel de la galería superior. Puede verse que la captura del primer modo es lograda con el registro del nodo 254 y el estribo norte. La captura del segundo modo puede lograrse con el registro del nodo 943, el nodo 1057 y el estribo norte, pero dado que para efectos prácticos este último es cercano al nodo 254, la captura de dicho modo puede lograrse con el registro del nodo 943 en adición al del nodo 254 y el estribo norte. De igual manera la captura del tercer modo puede lograrse con el registro del nodo 668 en adición al nodo 254 y el estribo norte.

La Figura 8-5, la Figura 8-6 y la Figura 8-7 muestran la respuesta bajo vibraciones libres de los nodos 254, 943 y 668 respectivamente, con los dos valores de amortiguamiento definidos en la Sección 4.6.

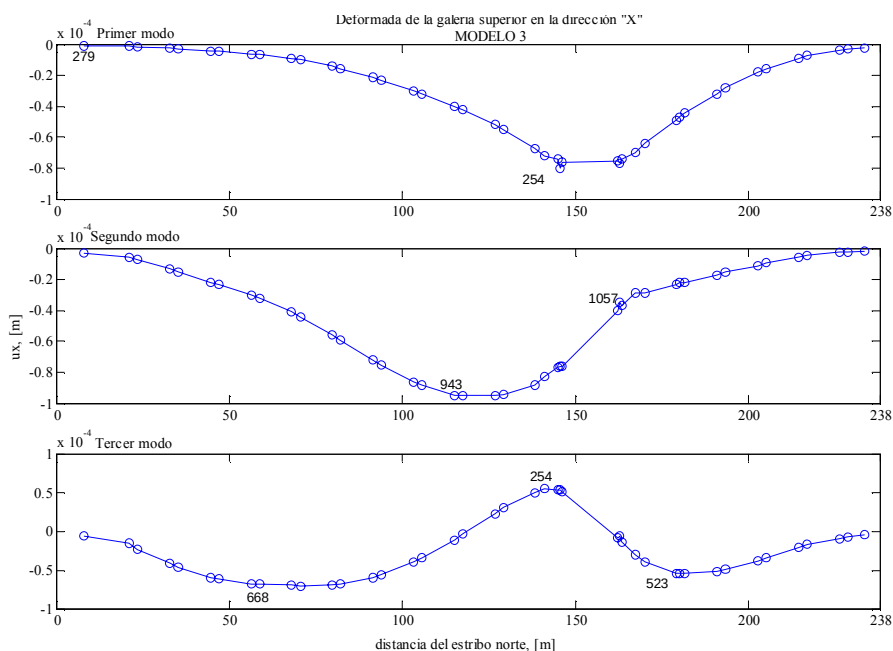


Figura 8-4: Modos de Vibración de la galería superior, Modelo 3

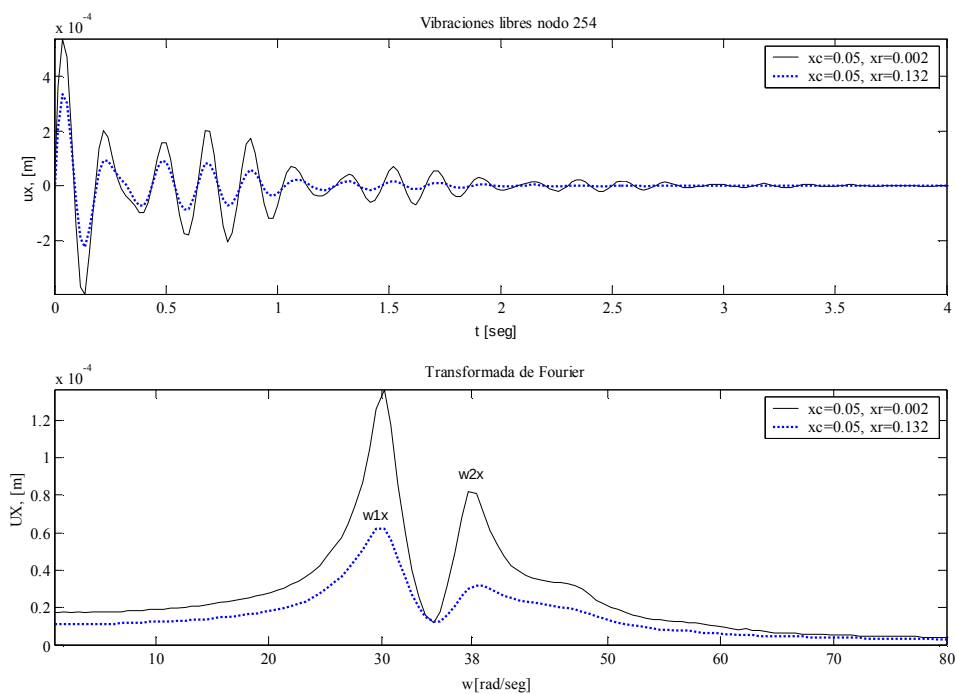


Figura 8-5: Vibración libre para nodo 254, modelo 3

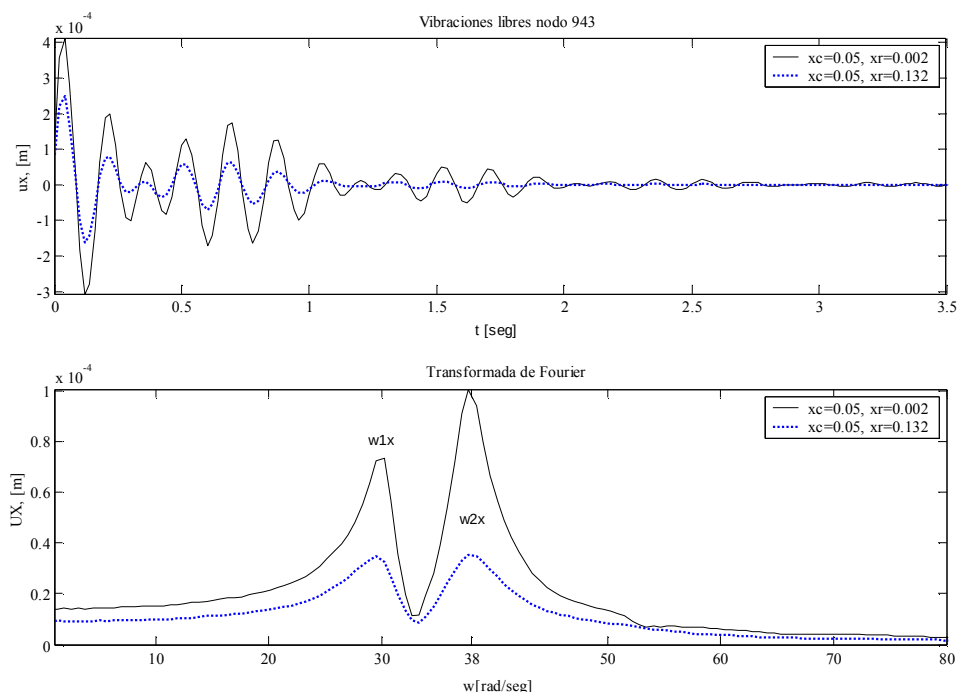


Figura 8-6: Vibración libre para nodo 943, modelo 3

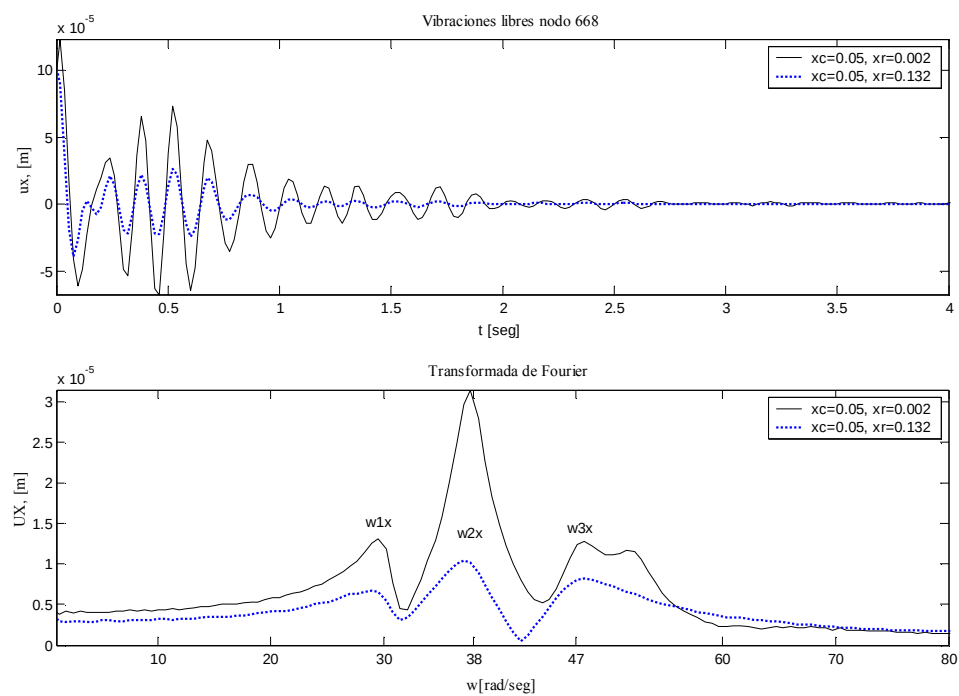


Figura 8-7: Vibración libre para nodo 668, modelo 3

Capítulo 9

9. ANÁLISIS DE ESFUERZOS DE Tensión

El análisis de esfuerzos en la Represa La Plata es hecho determinando los máximos esfuerzos de tensión que se presentan durante el registro de aceleraciones utilizado en los análisis en los Capítulos 6, 7 y 8. La observación de estos esfuerzos se hizo usando un modelo 2D de la máxima profundidad de la represa ubicada a 180m del estribo norte según la Figura 3-9. Dicho modelo, así como sus condiciones de borde y las dimensiones de la malla del suelo, se muestra en la Figura 9-1. El efecto hidrodinámico fue incorporado mediante la metodología de la Sección 3.4.2.

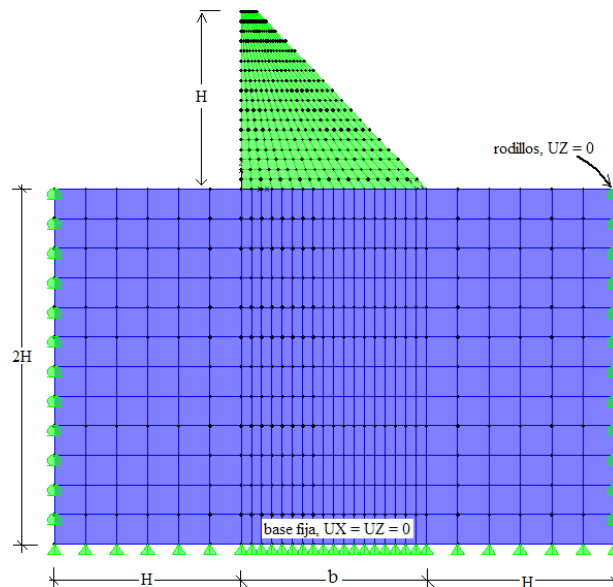


Figura 9-1: Modelo 2D sección de máxima profundidad

9.1 Resistencia máxima a la tensión del concreto

La resistencia máxima a la tensión del concreto bajo cargas estáticas en represas de gravedad, está dada por la siguiente expresión [29]:

$$f_t = 0.324 f_c'^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (9.1)$$

donde f_c' es el esfuerzo máximo a compresión del concreto. La resistencia máxima a la tensión debida a esfuerzos dinámicos se logra incrementando el valor de la ecuación 9.1 en un 50%. La Tabla 9-1 muestra los valores de esfuerzos estáticos y dinámicos de tensión admisibles en el concreto, para valores típicos de resistencia máxima a la compresión. El valor del módulo de elasticidad puede obtenerse a través de la siguiente expresión usada para valores típicos de f_c' :

$$E_c = 4734 \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad (9.2)$$

f_c' [MPa]	E_c [MPa]	f_t [kPa]	f_{tdin} [kPa]
21	21,694	2,470	3,700
28	25,050	2,990	4,480

Tabla 9-1: Esfuerzos de tensión admisibles en el concreto

9.2 Modelos 1, 2 y 3

Los esfuerzos máximos de tensión en tres modelos 2D generados con las mismas propiedades de los modelos 1, 2 y 3 de los Capítulos 6, 7 y 8 respectivamente, se obtuvieron usando los dos valores de amortiguamiento definidos* en la Sección 4.6. Para

* ξ_1 : $\xi_c = 0.05$ y $\xi_{roca} = 0.002$; ξ_2 : $\xi_c = 0.05$ y $\xi_{roca} = 0.303$ en el caso del modelo 1

efectos prácticos en esta sección se referirá a los modelos 1, 2 y 3 como los modelos 2D con las mismas propiedades de los modelos de los Capítulos 6, 7 y 8 respectivamente.

Figura 9-2 a Figura 9-7 muestran el contorno de esfuerzos máximos de tensión de los modelos 1, 2 y 3 respectivamente, sometidos al registro de aceleraciones del Capítulo 5 para cada valor de amortiguamiento ξ listado en la Sección 4.6. Estos contornos se encuentran en unidades de kPa . En general los valores de los esfuerzos dinámicos de tensión son menores para el caso del amortiguamiento del método de Chopra (ξ_2) de la Sección 4.6 que para el amortiguamiento ξ_1 ($\xi_c = 0.05$ y $\xi_r = 0.002$). Los esfuerzos de tensión sobre los puntos de la superficie aguas arriba y aguas debajo de la sección, se compararon con el menor de los valores admisibles de tensión en el concreto, según se muestra en la Tabla 9-1 ($f_{din} = 3700kPa$). Dichos valores de tensión y los respectivos valores de sobreesfuerzos para cada valor de amortiguamiento usado según la Sección 4.6 (ξ_1 y ξ_2), pueden verse en la Tabla 9-2, Tabla 9-3 y Tabla 9-4.

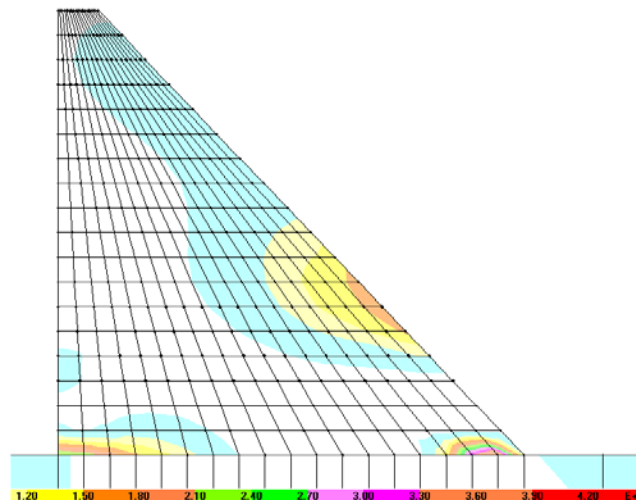


Figura 9-2: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 1, amortiguamiento 1

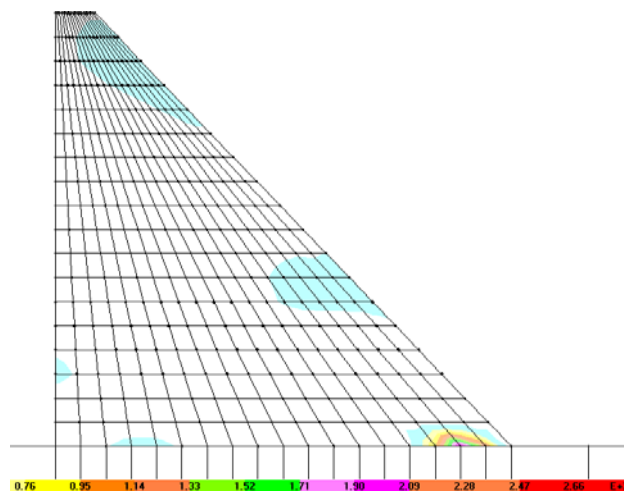


Figura 9-3: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 1, amortiguamiento 2

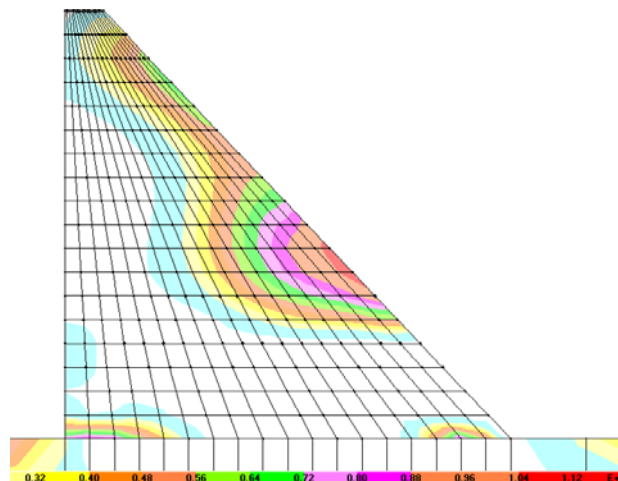


Figura 9-4: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 2, amortiguamiento 1

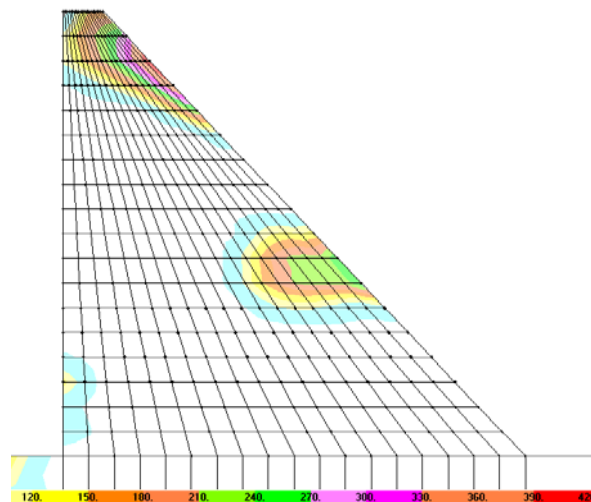


Figura 9-5: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 2, amortiguamiento 2

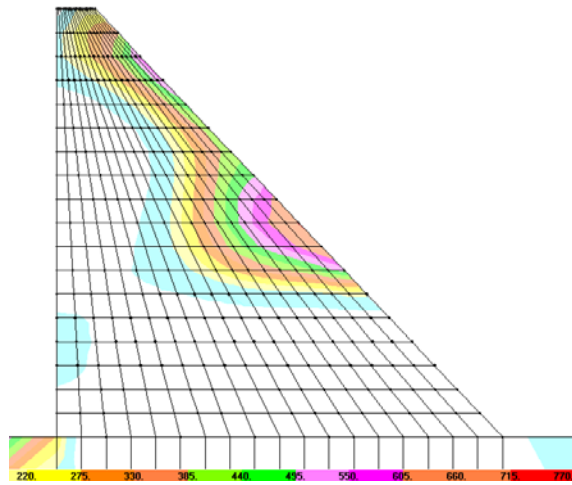


Figura 9-6: Esfuerzos máximos de tensión en el Modelo 3, amortiguamiento 1

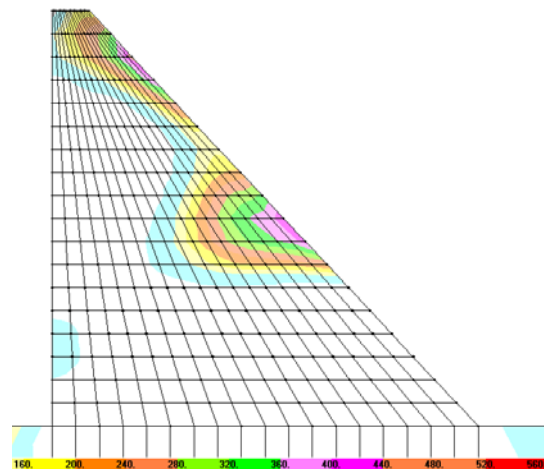


Figura 9-7: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 3, amortiguamiento 2

Altura sobre la base	Aguas arriba				Aguas abajo			
	ξ_1 , kPa	Sobre- esfuerz o (%)	ξ_2 , kPa	Sobre - esfuerzo (%)	ξ_1 , kPa	Sobre- esfuer zo (%)	ξ_2 , kPa	Sobre- esfuerzo (%)
39.0	88.90	0.00	53.34	0.00	260.90	0.00	197.14	0.00
36.8	185.34	0.00	118.60	0.00	389.10	0.00	280.34	0.00
34.7	367.23	0.00	113.83	0.00	879.44	0.00	548.96	0.00
32.5	368.21	0.00	86.04	0.00	871.52	0.00	544.28	0.00
30.3	762.82	0.00	181.40	0.00	896.98	0.00	317.64	0.00
28.2	764.26	0.00	186.85	0.00	894.51	0.00	319.02	0.00
26.0	1,224.16	0.00	379.35	0.00	733.60	0.00	3.04	0.00
23.8	1,220.98	0.00	381.14	0.00	734.10	0.00	3.05	0.00
21.7	1,377.19	0.00	325.91	0.00	897.61	0.00	4.18	0.00
19.5	1,371.49	0.00	325.23	0.00	1,003.58	0.00	4.64	0.00
17.3	994.35	0.00	8.59	0.00	1,456.59	0.00	226.85	0.00
15.2	993.49	0.00	8.61	0.00	1,600.64	0.00	355.26	0.00
13.0	411.71	0.00	7.16	0.00	1,773.63	0.00	391.57	0.00
10.8	411.64	0.00	7.15	0.00	1,744.43	0.00	239.14	0.00
8.7	299.62	0.00	100.09	0.00	836.82	0.00	5.90	0.00
6.5	611.22	0.00	370.88	0.00	734.67	0.00	5.87	0.00
4.3	1.99	0.00	1.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.2	743.99	0.00	186.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	224.20	0.00	0.00	0.00	958.24	0.00	0.00	0.00

Tabla 9-2: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 1

Altura sobre la base	Aguas arriba				Aguas abajo			
	ξ_1 , kPa	Sobre- esfuerzo (%)	ξ_2 kPa	Sobre - esfuerzo (%)	ξ_1 kPa	Sobre- esfuerzo (%)	ξ_2 kPa	Sobre- esfuerz o (%)
39.0	95.34	0.00	58.51	0.00	246.01	0.00	192.99	0.00
36.8	163.21	0.00	109.49	0.00	359.75	0.00	270.33	0.00
34.7	400.45	0.00	118.61	0.00	764.22	0.00	493.47	0.00
32.5	400.96	0.00	121.07	0.00	757.66	0.00	489.53	0.00
30.3	774.11	0.00	212.81	0.00	695.21	0.00	223.43	0.00
28.2	775.77	0.00	218.49	0.00	694.33	0.00	225.65	0.00
26.0	1,181.41	0.00	381.09	0.00	577.83	0.00	1.77	0.00
23.8	1,179.57	0.00	384.18	0.00	578.24	0.00	1.78	0.00
21.7	1,360.76	0.00	370.03	0.00	809.26	0.00	4.04	0.00
19.5	1,354.63	0.00	369.04	0.00	894.28	0.00	111.43	0.00
17.3	1,057.38	0.00	6.13	0.00	1,151.18	0.00	276.61	0.00
15.2	1,052.61	0.00	6.12	0.00	1,150.01	0.00	278.55	0.00
13.0	424.47	0.00	1.94	0.00	951.27	0.00	35.67	0.00
10.8	422.01	0.00	1.95	0.00	897.05	0.00	3.31	0.00
8.7	93.64	0.00	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.5	323.72	0.00	196.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.3	7.93	0.00	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.2	331.50	0.00	148.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	784.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 9-3: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 2

Altura sobre la base	Aguas arriba				Aguas abajo			
	ξ_1	Sobre- esfuerzo (%)	ξ_2	Sobre - esfuerzo (%)	ξ_1	Sobre- esfuerzo (%)	ξ_2	Sobre- esfuerzo (%)
39.0	72.24	0.00	64.90	0.00	236.91	0.00	209.13	0.00
36.8	151.72	0.00	123.29	0.00	340.54	0.00	293.44	0.00
34.7	265.38	0.00	199.82	0.00	657.04	0.00	518.82	0.00
32.5	266.84	0.00	201.80	0.00	651.58	0.00	514.80	0.00
30.3	505.12	0.00	372.98	0.00	506.08	0.00	276.67	0.00
28.2	509.06	0.00	378.02	0.00	506.31	0.00	278.49	0.00
26.0	828.41	0.00	643.00	0.00	460.89	0.00	167.90	0.00
23.8	827.19	0.00	643.11	0.00	472.21	0.00	194.69	0.00
21.7	901.19	0.00	662.40	0.00	686.89	0.00	359.19	0.00
19.5	895.15	0.00	657.64	0.00	712.83	0.00	420.10	0.00
17.3	459.12	0.00	168.91	0.00	696.55	0.00	413.46	0.00
15.2	456.67	0.00	167.85	0.00	680.02	0.00	362.75	0.00
13.0	1.58	0.00	1.63	0.00	127.11	0.00	0.50	0.00
10.8	97.63	0.00	53.54	0.00	38.45	0.00	0.23	0.00
8.7	63.85	0.00	31.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6.5	185.92	0.00	151.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.3	0.77	0.00	0.74	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.2	0.70	0.00	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0	19.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 9-4: Esfuerzos máximos de tensión en el modelo 3

La Tabla 9-2, la Tabla 9-3 y la Tabla 9-4 muestran que para ninguno de los modelos son superados los esfuerzos de tensión admisibles. Los valores de esfuerzos de tensión son en general menores para el mayor amortiguamiento obtenido de Chopra (ξ_2), como era de esperar. Aunque los valores de tensión en el concreto no superan los valores admisibles, se debe aclarar que estos últimos han sido calculados con valores típicos de f'_c del concreto, que representan módulos de elasticidad cercanos a la mitad de los que realmente tienen los modelos (modelos 1 y 2 solamente). Estos valores fueron usados como esfuerzos admisibles del concreto, ya que en la literatura no se encontraron valores de esfuerzo dinámico admisible de tensión para cualquier módulo dinámico del concreto.

9.3 Nuevos modelos 1, 2 y 3

En vista de lo anterior se propuso trabajar con tres nuevos modelos obtenidos con un valor de $f'_c = 21\text{MPa}$ tomado de la Tabla 9-1 a partir del cual se obtiene un valor de módulo de elasticidad y esfuerzo admisible de tensión del concreto de $E_c = 21,694\text{MPa}$ y $f_t = 3700\text{kPa}$, respectivamente. Las relaciones de módulos entre el concreto y la roca (E_c / E_r) se mantuvieron constantes. La Tabla 9-5 ilustra estos nuevos modelos. En este análisis solo se consideró el menor de los valores de amortiguamiento de la Sección 4.6.

Modelo	E_c / E_r *	f'_c [MPa]	E_c [Mpa]	E_r [MPa]
1	12.4	21	21,694	1,763
2	3.7	21	21,694	5,863
3	1	21	21,694	21,694

Tabla 9-5: Modelos para el cálculo de esfuerzos usando valores típicos de E_c

La Figura 9-8, la Figura 9-9 y la Figura 9-10 muestran el contorno de esfuerzos máximos de tensión en estos nuevos modelos. Puede observarse que en general los esfuerzos máximos de tensión se encuentran ubicados en los mismos puntos que los modelos originales. La Tabla 9-6, la Tabla 9-7 y la Tabla 9-8 muestran los esfuerzos de tensión para los nuevos modelos obtenidos en los puntos aguas arriba y aguas debajo de la sección. Nuevamente no existe ningún valor de tensión que sobrepase el valor admisible en el concreto.

* La relación de módulos de los modelos anteriores fue calculada promediando los valores de módulos del *Cuerpo de la represa* y de la *Toma y Estación*

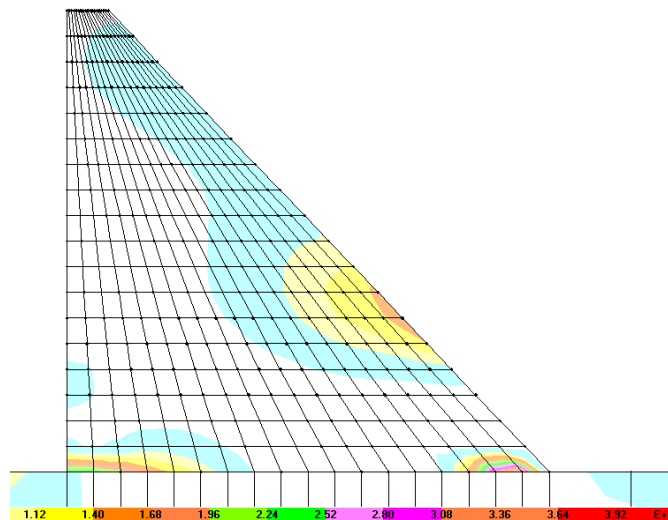


Figura 9-8: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 1

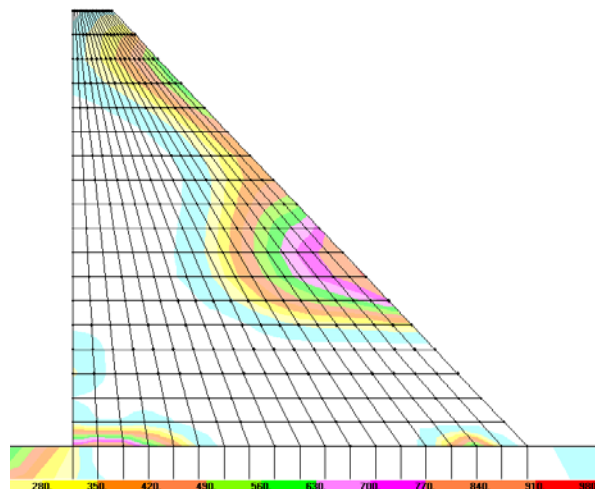


Figura 9-9: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 2

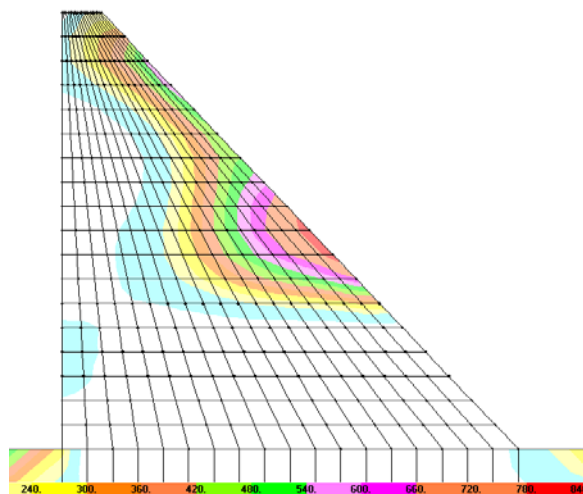


Figura 9-10: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 3

Altura sobre la base	Aguas arriba		Aguas abajo	
	f_t kPa	Sobre- esfuerz o (%)	f_t kPa	Sobre - esfuerz o (%)
39.0	90.42	0.00	249.14	0.00
36.8	175.31	0.00	369.14	0.00
34.7	368.41	0.00	821.01	0.00
32.5	369.41	0.00	813.60	0.00
30.3	761.02	0.00	804.46	0.00
28.2	762.55	0.00	802.50	0.00
26.0	1220.33	0.00	611.30	0.00
23.8	1217.29	0.00	612.32	0.00
21.7	1374.32	0.00	750.82	0.00
19.5	1368.78	0.00	865.03	0.00
17.3	997.54	0.00	1291.04	0.00
15.2	996.81	0.00	1444.30	0.00
13.0	427.93	0.00	1600.61	0.00
10.8	427.90	0.00	1556.72	0.00
8.7	277.98	0.00	630.56	0.00
6.5	598.99	0.00	513.74	0.00
4.3	3.31	0.00	0.00	0.00
2.2	712.75	0.00	0.00	0.00
0.0	2353.08	0.00	184.76	0.00

Tabla 9-6: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 1

ltura sobre la base	Aguas arriba		Aguas abajo	
	f_t kPa	Sobre- esfuerzo (%)	f_t kPa	Sobre - esfuerz o (%)
39.0	82.02	0.00	234.69	0.00
36.8	153.30	0.00	341.27	0.00
34.7	326.15	0.00	705.99	0.00
32.5	327.16	0.00	699.90	0.00
30.3	639.26	0.00	584.39	0.00
28.2	641.78	0.00	584.16	0.00
26.0	996.77	0.00	412.70	0.00
23.8	995.93	0.00	413.80	0.00
21.7	1134.25	0.00	604.81	0.00
19.5	1129.21	0.00	702.18	0.00
17.3	793.07	0.00	913.61	0.00
15.2	789.50	0.00	929.15	0.00
13.0	122.94	0.00	714.52	0.00
10.8	121.82	0.00	631.94	0.00
8.7	78.40	0.00	0.00	0.00
6.5	312.32	0.00	0.00	0.00
4.3	1.64	0.00	0.00	0.00
2.2	308.50	0.00	0.00	0.00
0.0	796.78	0.00	0.00	0.00

Tabla 9-7: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo 2

Altura sobre la base	Aguas arriba		Aguas abajo	
	f_t kPa	Sobre- esfuerzo (%)	f_t kPa	Sobre - esfuerzo (%)
39.0	81.87	0.00	235.92	0.00
36.8	154.06	0.00	340.83	0.00
34.7	329.20	0.00	671.61	0.00
32.5	330.32	0.00	666.09	0.00
30.3	633.90	0.00	561.12	0.00
28.2	637.18	0.00	560.96	0.00
26.0	1022.08	0.00	548.71	0.00
23.8	1020.02	0.00	564.32	0.00
21.7	1143.63	0.00	806.73	0.00
19.5	1136.55	0.00	831.91	0.00
17.3	738.99	0.00	826.84	0.00
15.2	735.67	0.00	822.07	0.00
13.0	207.75	0.00	266.74	0.00
10.8	205.31	0.00	192.48	0.00
8.7	72.28	0.00	0.00	0.00
6.5	193.96	0.00	0.00	0.00
4.3	0.00	0.00	0.00	0.00
2.2	7.70	0.00	0.00	0.00
0.0	35.94	0.00	0.00	0.00

Tabla 9-8: Esfuerzos máximos de tensión en el nuevo modelo

Capítulo 10

10. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

Se hizo un análisis de la Represa La Plata comparando los resultados arrojados por los tres modelos presentados en los Capítulos 6, 7, 8 y 9. Dicha comparación fue basada en los efectos de desplazamientos máximos, “*rocking*”, aceleraciones máximas en la galería inferior, la captura de los modos de vibración y el análisis de esfuerzos de tensión en el concreto. Con base en dicha comparación también fue definida la instrumentación de la Represa La Plata. Aunque en general los valores obtenidos para cada efecto analizado no son exactos, pues persiste un grado de incertidumbre en el módulo de elasticidad de la roca, se pueden establecer patrones de comportamiento de la represa que hacen confiables el análisis y la ubicación de la instrumentación.

10.1 Desplazamientos máximos de la dirección X

La Figura 10-1 resume la Figura 6-1, la Figura 7-1 y la Figura 8-1 en cuanto a los desplazamientos máximos de la dirección X de cada modelo sometido al registro de aceleraciones definido en el Capítulo 5. La Figura 10-2 presenta la envolvente de máximos desplazamientos a nivel de la galería superior para el mismo registro de aceleraciones.

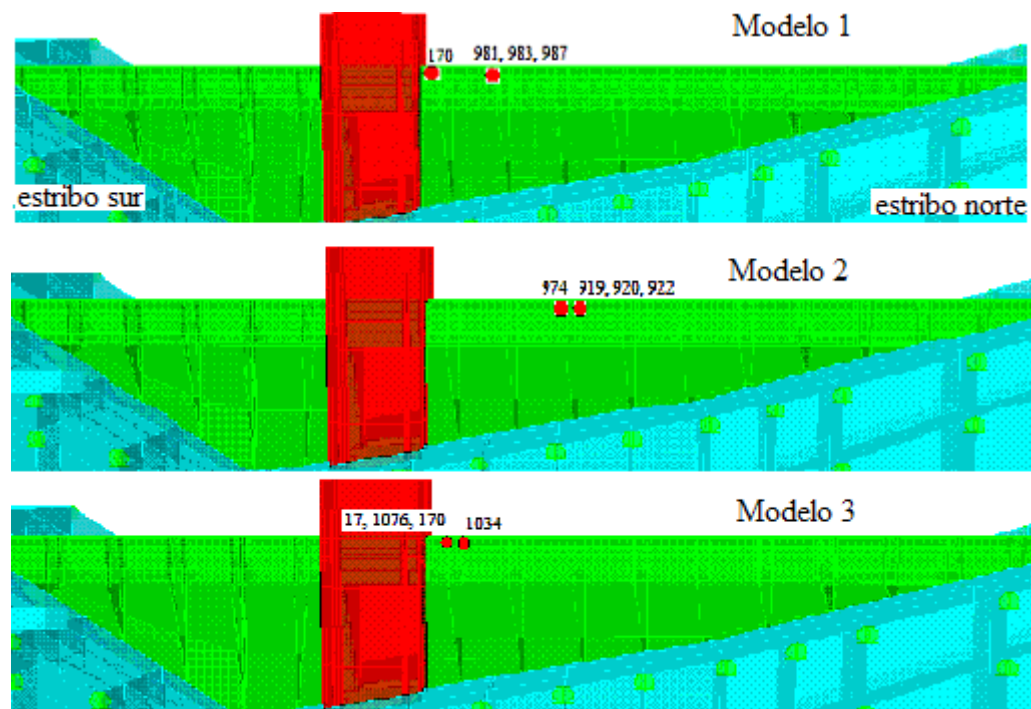


Figura 10-1: Desplazamientos máximos en todos los modelos

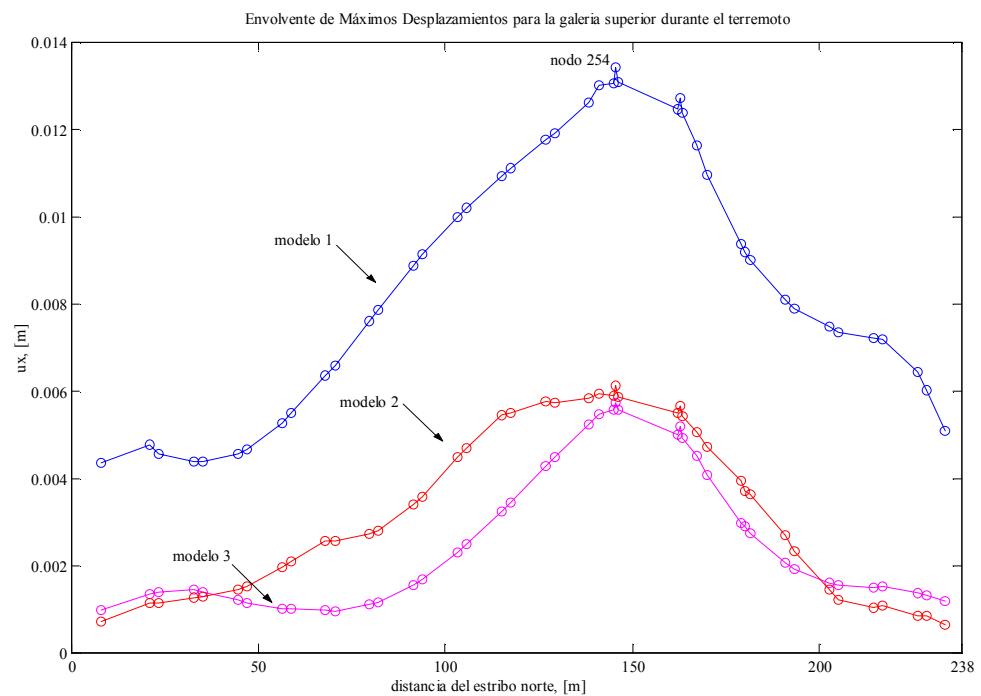


Figura 10-2: Envolvente de máximos desplazamientos en la galería superior

La Figura 10-1 y la Figura 10-2 muestran que en general, pese al extenso rango de relaciones de módulos de elasticidad (E_c / E_r) usados, los puntos de máximos desplazamientos de la represa en la dirección X se encuentran en la cercanía de la cresta en el lado norte de *La Toma y Estación*.

10.2 Efecto de Balanceo (“Rocking”)

La Figura 10-3 presenta la variación del efecto del “rocking” en todos los modelos, a lo largo de la represa. Aunque en el modelo 1 el efecto tiende a disminuir en secciones más distantes de los estribos, los otros modelos muestran que en las secciones ubicadas entre 130 y 145m del estribo se podría decir que están los valores máximos.

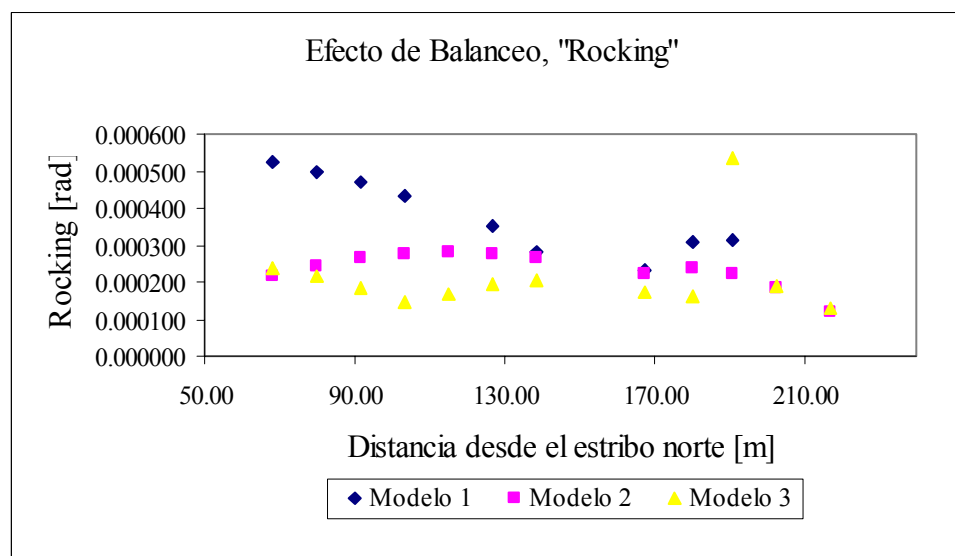


Figura 10-3: Variación del efecto de “rocking” todos los modelos

10.3 Aceleraciones máximas en la galería inferior

La Figura 10-4 muestra la variación de las aceleraciones en la sección de máxima profundidad para todos los modelos ante el registro de aceleraciones usado en los análisis. La Tabla 10-1 resume la Tabla 6-2, la Tabla 7-2 y la Tabla 8-2 de aceleraciones máximas en la galería inferior de los modelos 1, 2 y 3, respectivamente. En esta tabla también se presentan los valores promedio y de desviación estándar de la aceleración máxima para cada nodo, considerando los modelos 1 y 2 solamente (por tener las mismas propiedades para el concreto).

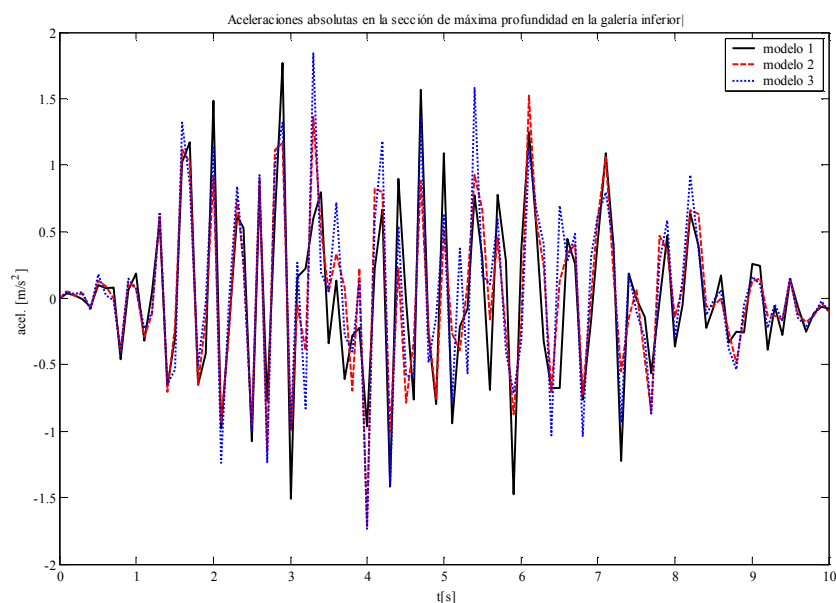


Figura 10-4: Aceleraciones en la sección de máxima profundidad, nodo 3243

nodo	Aceleraciones Máximas [m/s^2]			modelos 1 y 2	
	modelo 1	modelo 2	modelo 3	Promedio	Desviación estándar
1453	1.83	2.19	2.44	2.01	0.033
1455	1.89	2.33	2.54	2.11	0.049
1661	2.16	1.93	2.77	2.05	0.012
1466	2.28	1.93	2.79	2.10	0.031
3243	1.81	1.91	2.22	1.86	0.003
1591	1.83	2.07	2.10	1.95	0.014
1528	1.78	2.05	2.19	1.92	0.018

Tabla 10-1: Aceleraciones máximas, todos los modelos

Aunque la Figura 10-4 no permite establecer un patrón estricto de comparación entre las aceleraciones de los tres modelos, puede decirse que, en general, las aceleraciones del modelo 2 en la sección de máxima profundidad (nodo 3243) tienden a ser mayores que las del modelo 1, y menores que las del modelo 3. La Tabla 10-1 confirma esta idea puesto que para cinco de las siete secciones, las aceleraciones máximas del modelo 3 son mayores que las del modelo 2, y éstas a su vez mayores que las del modelo 1. Bajo la premisa de que la roca de fundación con densidad nula no produce efectos de amplificación de onda, el valor máximo de aceleración representativo de la roca es obtenido en aquel punto donde su registro es menos susceptible de ser afectado por el concreto de la represa y su configuración geométrica. Basado en lo anterior en la Tabla 10-1 se muestran los valores de desviación estándar de las aceleraciones máximas para los modelos 1 y 2 solamente, las cuales se hacen comparables por tener las mismas propiedades para el concreto. La sección ubicada en el nodo 3243 ofrece más uniformidad en cuanto a la aceleración máxima por lo que es de esperar que este registro sea el más representativo de la roca de fundación.

10.4 Modos principales de la dirección X

La Figura 10-5 resume los tres primeros modos de vibración de la dirección X de la galería superior, obtenida con los modelos 1, 2 y 3 (Figura 6-5, Figura 7-4 y Figura 8-4 respectivamente). Debido a la gran rigidez de la represa, no se espera poder registrar más del tercer modo de vibración de la dirección X bajo vibraciones libres. En la Figura 10-5 se ha dibujado una forma aproximada de cada modo, tratando de ajustarse a los modos de vibración de los tres modelos.

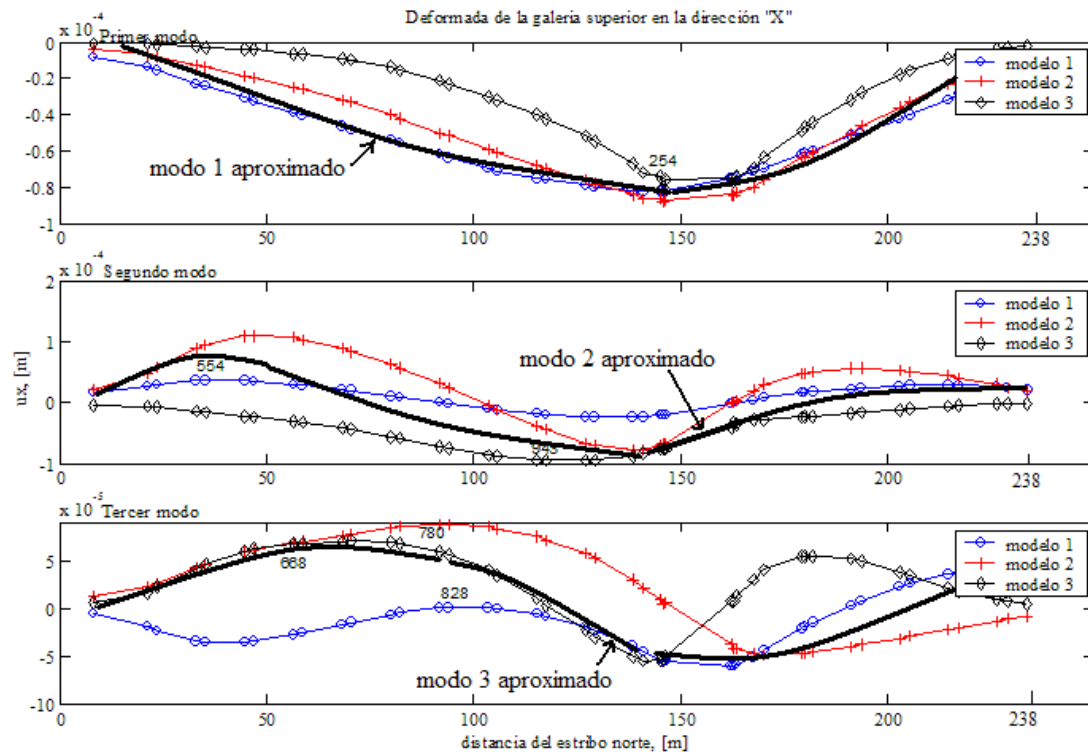


Figura 10-5: Modos de vibración de la galería superior, todos los modelos

La verificación de que cada modo sea excitable y por consiguiente pueda ser registrado bajo vibraciones libres en los modelos 1, 2 y 3, se ha hecho en los Capítulos 6, 7 y 8 respectivamente (ver Figura 6-7, Figura 6-8, Figura 6-9, Figura 7-6, Figura 7-7,

Figura 7-8, Figura 8-5, Figura 8-6, Figura 8-7). En la Figura 10-5 han sido ubicados los nodos a través de los cuales es posible captar los tres primeros modos de vibración de la dirección X, según los análisis de los Capítulos 6, 7 y 8. Estos son: nodos 254, 554 y 828 para el modelo 1; nodos 254, 554 y 780 para el modelo 2; y nodos 254, 943 y 668 para el modelo 3. Además, se necesita el registro del estribo norte para los tres modos, en los tres modelos. Aunque estos grupos de nodos no son similares uno a uno, sí guardan suficiente semejanza como para que los puntos necesarios para observar los modos en la represa sean definidos de manera aproximada. Por consiguiente, el nodo 828 es aproximado al nodo 780, el nodo 943 es aproximado al nodo 254 y el nodo 668 es aproximado al nodo 554. De esta manera los tres primeros modos quedan definidos por los nodos 254, 554, 780 y el estribo norte.

10.5 Análisis de Esfuerzos de Tensión

La Tabla 10-2 muestra los valores acumulados de sobre-esfuerzos para los modelos del Capítulo 9. La Tabla 10-2 muestra que tanto para los modelos originales como para los nuevos modelos, no se superan los valores de tensión admisibles del concreto.

MODELO	Sobre-esfuerzo Aguas arriba		Sobre-esfuerzo Aguas abajo	
	ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00
1 nuevo	0.00	0.00	0.00	0.00
2 nuevo	0.00	0.00	0.00	0.00
3 nuevo	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 10-2: Valores acumulados de sobre-esfuerzos de los modelos

Los esfuerzos de tensión producidos en los modelos originales del Capítulo 9 fueron comparados con los esfuerzos admisibles obtenidos a partir de resistencias del concreto f'_c , que no correspondían a los módulos de elasticidad usados en los modelos. Por esta razón, y aunque no se obtuvieron valores de sobre-esfuerzos, se generaron nuevos modelos con módulos de elasticidad del concreto obtenidos acorde con su resistencia a la tensión, manteniendo las mismas relaciones E_c / E_r . Nuevamente los valores de tensión en el concreto no excedieron los valores admisibles.

La Tabla 10-3 muestra la relación demanda-capacidad de los esfuerzos de tensión aguas arriba y aguas abajo de la sección para cada modelo (originales y nuevos). La Tabla 10-3 muestra que dichas relaciones son menores para el mayor valor de amortiguamiento usado (ξ_2) y que en general disminuyen a medida que se aumenta el módulo de rigidez de la roca. En el análisis hecho de la Represa La Plata se han considerado relaciones de módulos de elasticidad entre el concreto y la roca E_c / E_r desde muy altas (roca muy flexible) hasta $E_c / E_r = 1$, por lo que podría esperarse que si la roca posee un módulo de elasticidad superior a los valores usados, los esfuerzos admisibles de tensión del concreto no sean superados.

Modelo	E_c/E_r	ft/fadmisible	
		ξ_1	ξ_2
1	12.3	41.39%	8.95%
2	3.7	32.31%	7.56%
3	1	18.90%	12.14%
1 nuevo	12.3	40.44%	-
2 nuevo	3.7	25.93%	-
3 nuevo	1	23.59%	-

Tabla 10-3: Relación demanda-capacidad de esfuerzos de tensión para cada modelo

Parte IV

RESULTADOS E

INSTRUMENTACIÓN

Capítulo 11

11. INSTRUMENTACIÓN Y TRABAJO DE CAMPO

La instrumentación de la Represa La Plata fue hecha con base en el análisis dinámico de los capítulos anteriores y atendiendo los siguientes criterios de interés para determinar los puntos de su localización.

11.1 Criterios para ubicar la instrumentación

1. Obtener un registro de aceleraciones sobre la roca de fundación a campo libre.
2. Obtener el registro de aceleración representativo de la roca en la base de la represa.
3. Registrar los tres primeros modos de vibración de la dirección X.
4. Medir la aparición de *rocking*.
5. Obtener un registro de aceleraciones en las direcciones longitudinal y vertical de la represa.

11.2 Puntos teóricos para ubicar la instrumentación

La Figura 11-1 y la Figura 11-2 ilustran los puntos escogidos para colocar la Instrumentación de Movimiento Fuerte según los criterios de la Sección 11.1. Los Sensores 1, 2 y 3 que conforman un sensor triaxial se encuentran en la galería inferior en

el punto de máxima profundidad, cerca de la roca en la base de la represa a 180 m del estribo norte y en el techo de la galería. Los sensores 4, 5 y 6 conforman un sensor triaxial ubicado dentro de la galería superior, justo sobre el costado norte de la *Toma y Estación de Bombeo*, a 145m aproximadamente del estribo norte y sobre el techo de la galería. El sensor 7 está ubicado dentro de la última cámara de pistones al lado izquierdo del edificio mirando aguas arriba de la represa. Esto es 141m aproximadamente del estribo norte sobre el techo de la cámara. Los sensores 8 y 9 están ubicados en el estribo sur a nivel de la cresta, en un punto lo suficientemente cercano de la zona de interacción entre la represa y la roca de fundación. El sensor 10 está ubicado en la galería superior, justo en frente de la tercera cámara de pistones a la derecha del edificio mirando aguas arriba de la represa. El punto está aproximadamente a 191m del estribo norte sobre el techo de la galería. Los sensores 11 y 12 están ubicados en el techo de la galería superior justo en frente de la octava y de la cuarta cámara de pistones a la izquierda del edificio, respectivamente. Los sensores 13, 14 y 15 conforman un sensor triaxial ubicado sobre el costado norte de la represa, a campo libre.

El sensor triaxial en la base (canales 1, 2 y 3) está diseñado para registrar las aceleraciones máximas representativas de la roca de fundación de la represa, según la Sección 10.3. Los sensores 8, 10, 4, 11 y 12 están diseñados para captar los modos de vibración de la represa según la Sección 10.4. El sensor 8 también está diseñado para tener suficiente información de lo que sucede en el estribo sur, en la zona de interacción entre la roca y la represa, al igual que el sensor 9. Los sensores 6 y 7 están diseñados para registrar el efecto de “rocking” de la represa, según la Sección 10.2. El sensor 5 ofrece

suficiente información de los registros en la dirección longitudinal de la represa, y el sensor 13, 14 y 15 toma los registros a campo libre.

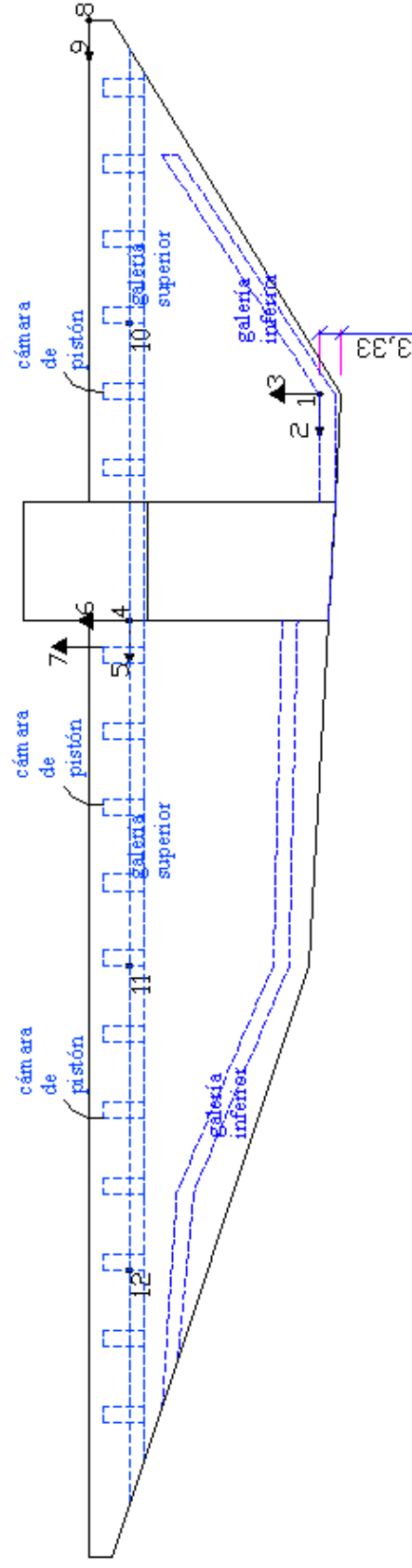


Figura 11-1: Instrumentación teórica. Vista elevación hacia aguas arriba

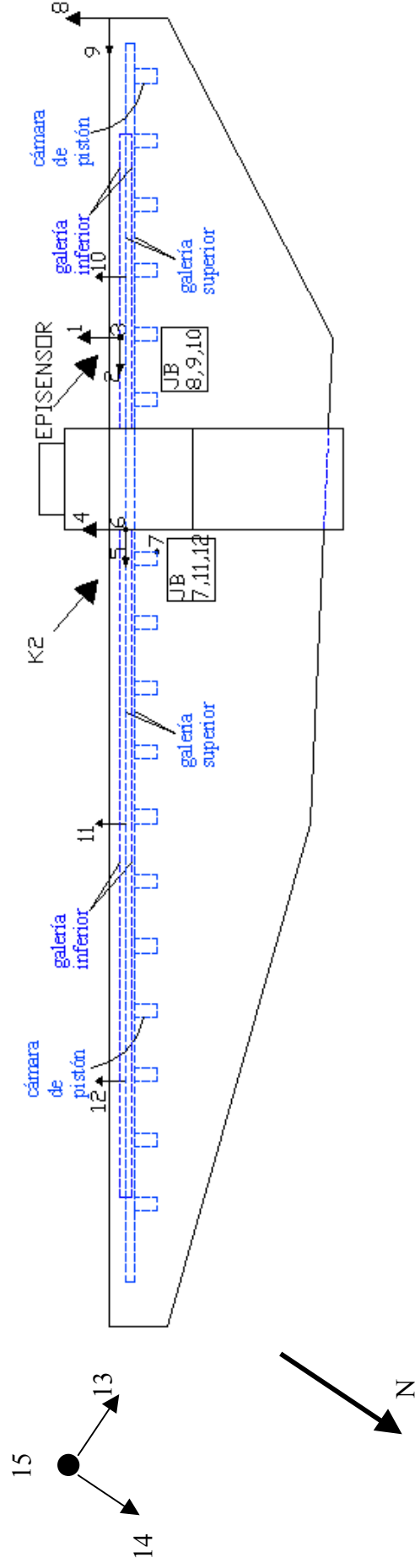


Figura 11-2: Instrumentación teórica. Vista en planta

La muestra la correspondencia entre los criterios usados para localizar la instrumentación según la Sección 11.1 y los puntos (nodos) obtenidos del modelo mediante los análisis desarrollados acorde a la Figura 11-1 y a la Figura 11-2.

SENSOR	Nodo representado	Descripción
1, 2 y 3	3243	acel. max. en la base, representativas de la roca
4, 5 y 6	254	despl. max. en X, acel. representativas en Y & Z
7	947	rocking
8	304	forma modal
9	-	complementa la información del estribo
10	254	forma modal
11	780	forma modal
12	554	forma modal

Tabla 11-1: Relación entre los nodos del modelo y la instrumentación teórica

11.3 Ubicación Práctica de la Instrumentación

La ubicación teórica de los sensores según la Sección 11.2 debió ser replanteada para garantizar la seguridad de la instrumentación, así como su funcionalidad durante un evento sísmico. La Figura 11-3 muestra las filtraciones en las básculas de salida que hacen que el agua entre a las cámaras de pistones. Por esta razón y para facilitar la instalación de la instrumentación, los sensores 4, 5, 6, 7, 10, 11 y 12 fueron desplazados a nivel de la cresta conservando su posición general en las otras direcciones (X y Y de la Figura 3-20). La Figura 11-4 muestra una comparación de las formas modales obtenidas de los análisis de capítulos previos, entre la galería superior (ubicación teórica de la instrumentación) y la cresta (ubicación práctica) del modelo 2 (ver Apéndice C para los otros modelos). Se puede notar que las formas modales se conservan por lo que desplazar

la instrumentación a nivel de la cresta no trae mayores diferencias con la ubicación teórica.



Figura 11-3: Báscula de salida con filtración. El agua va directo a las cámaras de pistones

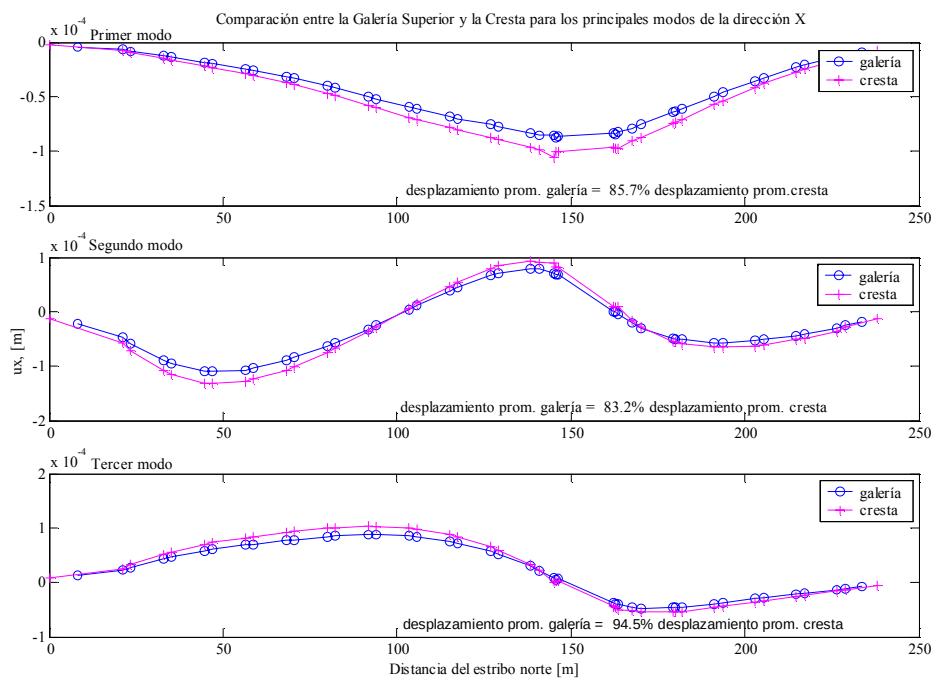


Figura 11-4: Comparación de formas modales entre la ubicación teórica y práctica de la Instrumentación. Modelo 2.

11.4 Instrumentación

La instrumentación de la Represa La Plata fue hecha progresivamente en diferentes días de acuerdo a un plan de trabajo. Para ello se hicieron estimados de las cantidades de materiales y la programación del uso del carro con brazo mecánico (*snooper*), con el que se instalaron los instrumentos en los lugares de más difícil acceso. La Figura 11-5 y la Figura 11-6 muestran la ubicación definitiva de los quince sensores en la Represa La Plata. Los sensores 1 a 12 se encuentran comunicados a un instrumento K2 que alimenta la electricidad del sistema y graba en memoria los registros de los sensores. El sensor triaxial a campo libre (sensores 13, 14 y 15) graba directamente sus registros y se conecta con el resto del sistema a través de su antena de GPS.

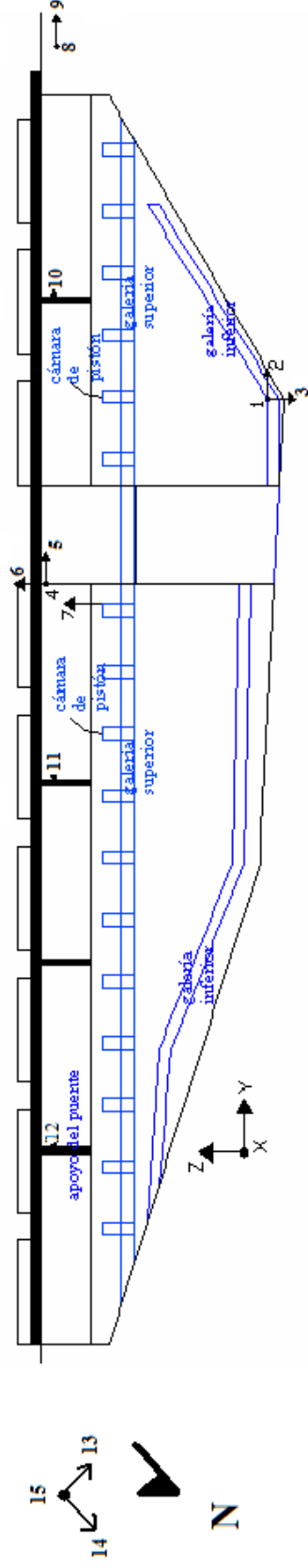


Figura 11-5: Ubicación definitiva de la instrumentación de La Represa La Plata. Vista aguas arriba

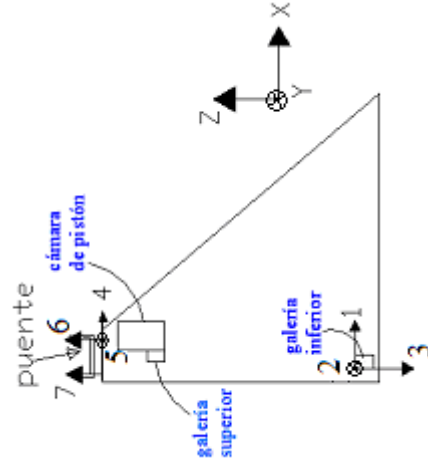


Figura 11-6: Instrumentación definitiva. Vista transversal

La Figura 11-7 muestra el acelerómetro ETNA colocado a campo abierto y que representa los sensores 13, 14 y 15 de la Figura 11-5. La instalación de este instrumento se hizo sobre una losa de concreto de 1.2m de diámetro y 10cm de espesor, protegiéndolo de sol y lluvia tal como lo muestra la Figura 11-8 (izq.).



Figura 11-7: Acelerómetro ETNA, *Kinematics*

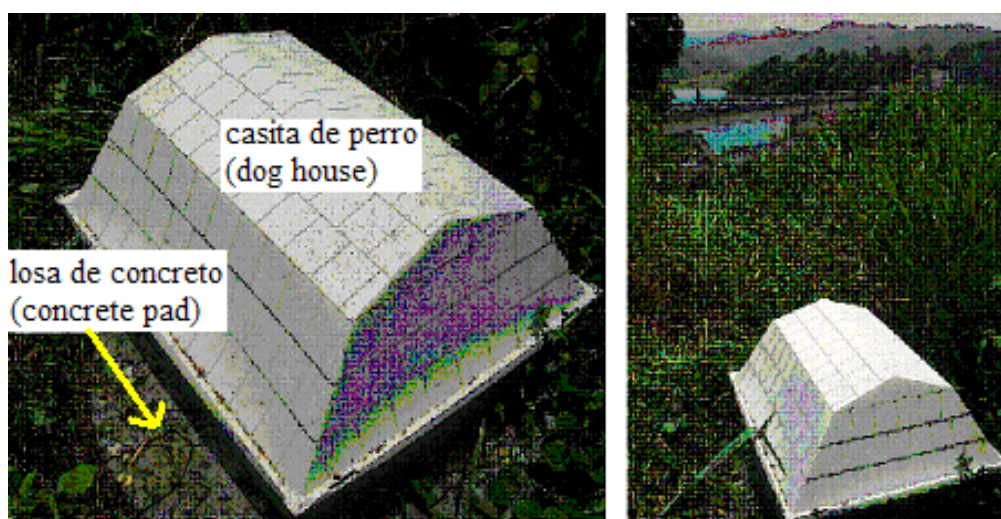


Figura 11-8: Acelerómetro a campo abierto sobre el costado norte de la represa, ETNA

Para la instalación del sensor triaxial en la galería inferior se debió llevar el cableado desde el K2 a la altura del puente hasta la galería inferior, lo que representó cerca de 150m de cableado. La Figura 11-9 (izq.) ilustra el recorrido de la tubería de 3/4" de PVC a través de un descenso vertical para alcanzar el nivel de la galería inferior. El sensor triaxial se instaló sobre el techo de la galería tal como muestra la Figura 11-9 (der.)



Figura 11-9: Instalación y ubicación del sensor triaxial en la galería inferior

El cableado correspondiente a los sensores ubicados a la altura del puente se extendió desde el K2 hacia cada lado de la *Toma y Estación*. Se usó tubería de 1" para transportar el cableado proveniente de dos o más sensores y tubería de 3/4" para los tramos en que se transportaba el cableado de un solo sensor. Un *junction box* fue usado a cada lado de la *Toma y Estación* para los dos grupos de tres sensores 8, 9 y 10 y 7, 11 y 12 de Figura 11-5 y la Figura 11-6. Puesto que esta instrumentación se encuentra al aire libre se usaron cajas protectoras herméticas para evitar la entrada del agua. La Figura 11-10 muestra la instalación del sensor 11 de la Figura 11-5, haciendo uso del *snooper*.



Figura 11-10: Instalación de acelerómetro sobre el apoyo del Puente con ayuda del *snooper*

La Tabla 11-2 resume la información por canales de la instrumentación de movimiento fuerte instalada en la Represa La Plata. Puede notarse que el canal 3 posee un registro negativo debido a que el triaxial correspondiente fue ubicado en el techo de la galería inferior. En dicha tabla también pueden verse los números de serie de fabricación con los que son identificados en el Programa de Movimiento Fuerte de Puerto Rico (*PRSMP*).

CANAL	DIRECCIÓN	No. SENSOR
1	X(+)	1484
2	Y(+)	1484
3	Z(-)	1484
4	X(+)	1486
5	Y(+)	1486
6	Z(+)	1486
7	Z(+)	851
8	X(+)	850
9	Y(+)	849
10	X(+)	852
11	X(+)	853
12	X(+)	854
13	E-W	3981
14	N-S	3981
15	vertical	3981

Tabla 11-2: Canales de la Instrumentación de la Represa La Plata

Posterior al trabajo de instalación física de la instrumentación, cada sensor debió ser nivelado. Esto implica verificar que el voltaje de lectura de cada canal esté dentro de la tolerancia ($\pm 5mV$), lo que garantiza el adecuado funcionamiento del acelerómetro durante un evento y que el registro obtenido sea correcto. La nivelación de cada canal se hace girando el tornillo de nivelación hasta leer un voltaje dentro de la tolerancia permitida. Este voltaje puede ser leído a través del programa de adquisición de datos de la computadora o directamente de un probador ubicado en los terminales del conector correspondientes al canal. La Figura 11-12 muestra el proceso de nivelación y lectura de voltaje en los terminales del conector del acelerómetro.

Seguido al proceso de nivelación de la instrumentación se configuraron todos los parámetros de funcionamiento del sistema a través de una computadora conectada al K2. Estos parámetros corresponden a especificaciones que el sistema necesita para funcionar

correctamente y permiten verificar que la comunicación de toda la red de acelerómetros con el K2 se haya establecido.

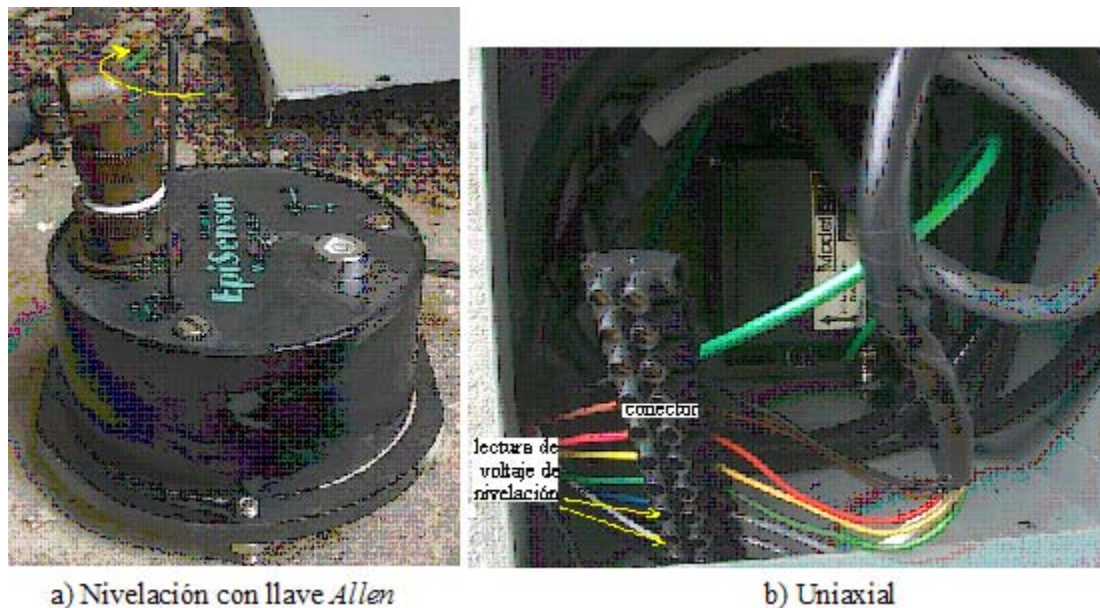


Figura 11-12: Nivelación de la instrumentación

La memoria pre-evento y post-evento ha sido configurada a 20 segundos para registrar adecuadamente el arribo de la onda P y tener suficiente información de la respuesta de la represa una vez finaliza el sismo. Los niveles de disparo están configurados a un 1% de la gravedad ($0.01g$) para las direcciones horizontales y un 0.5% de la gravedad ($0.005g$) para las direcciones verticales. El sistema está configurado de manera tal que una vez se dispara un sensor, toda la red de acelerómetros empiezan a registrar. El muestreo de todos los instrumentos está configurado a 200 puntos por segundo y pueden registrar una aceleración máxima de $2g$.

Capítulo 12

12. CONCLUSIONES

12.1 Resumen y conclusiones

El trabajo anterior fue hecho buscando desarrollar un método analítico para determinar la ubicación de la instrumentación de movimiento fuerte de la Represa La Plata. En él se tuvo en cuenta las condiciones sísmicas de la zona mediante la consideración de un registro de aceleraciones generado para el lugar, la geometría de la represa, la interacción suelo-estructura y el efecto hidrodinámico del lago. Las propiedades dinámicas del material fueron obtenidas de observaciones experimentales realizadas con pruebas sencillas, así como de valores típicos esperados para la roca de fundación. Como producto de esto se elaboraron tres modelos distintos con relaciones de módulos del concreto a la roca (E_c / E_r) de 1, 3.7 y 12.4. La comparación de resultados permitió sugerir de manera aceptable la ubicación de la instrumentación, seguido a lo cual se desarrolló todo el proceso de instrumentación en el sitio.

Se creó un modelo de computadora de elementos finitos desarrollado en *SAP 2000 V8* en el que se representaron sus tres componentes principales: represa, suelo y agua. Los dos primeros componentes del sistema fueron representados por una malla de elementos finitos, mientras que el efecto hidrodinámico del agua fue considerado dentro del análisis mediante el concepto de masa agregada. Las formas relevantes de la represa fueron

consideradas para la generación de las características geométricas del modelo y un análisis detallado fue hecho para determinar las dimensiones de la malla del suelo. La respuesta en vibraciones libres de la represa fue estudiada con dos valores de amortiguamiento: el calculado por el método de Chopra y otro obtenido de valores típicos para la roca y el concreto.

El análisis presentado en el Capítulo 4 para determinar la densidad de la roca permitió reconocer que los modelos con densidad de roca no nula presentaban mayor variación de sus periodos de vibración ante las distintas relaciones de módulo E_c / E_r usadas. Esto hizo suponer correctos aquellos modelos en que se asignó un valor de densidad conocido a la roca. Sin embargo, un análisis de estos modelos demostró que la convergencia en los resultados no podía ser establecida, puesto que con cada adición de malla de suelo a lado y lado de la represa se tenía propiedades dinámicas (específicamente, modos) completamente distintas a las del modelo anterior. Para todos estos modelos la masa correspondiente a la *estructura* (represa) fue un porcentaje muy pequeño de todo el conjunto (represa + suelo).

Dado que los modelos de masa no nula no arrojaron convergencia en los resultados en el borde de la malla del suelo ni en las formas modales sobre la cresta, se probaron los modelos con masa de suelo nula según la recomendación de la literatura [29]. Aunque la variación de los periodos de vibración de estos modelos con cada relación de módulos E_c / E_r no fue tan notoria como antes, se pudo establecer convergencia de desplazamientos en las formas modales sobre la cresta. De esta manera se pudo determinar un modelo confiable con notable convergencia en cuanto al interés de la investigación.

La implicación del orden práctico de adoptar masa nula para la fundación fue eliminar completamente el problema de propagación de la onda en un medio infinito, que ahora es representado por un medio finito. Aunque el efecto de amplificación de la onda desde la roca madre hasta la represa por la masa del suelo fue suprimido lo que implica cierto grado de aproximación, el efecto sísmico fue trasladado directamente a la superficie de interacción suelo-estructura, manteniendo presente el efecto de rigidez del suelo por lo cual los resultados son aceptables.

El efecto hidrodinámico del agua del lago La Plata fue tomada en cuenta a través del concepto de masa agregada. La masa agregada total sobre la represa fue obtenida resolviendo la ecuación de *Laplace* para sucesivas secciones verticales. Una profundidad igual a la profundidad de la máxima sección de la represa fue presumida en cada sección, dejando de lado el perfil variable del lago que se extendía 500 m aguas arriba. Los términos de onda superficial fueron ignorados puesto que en dicha longitud no es de esperarse que las frecuencias naturales de las ondas en la superficie coincidan con las de la represa. Esto permitió simplificar el procedimiento con resultados sumamente aceptables y mejorando la modelación de la Represa La Plata.

Para la asignación de las propiedades dinámicas de los materiales se hicieron pruebas no destructivas sencillas *in situ* en el concreto y la roca de fundación con un medidor de pulso ultrasónico. Los valores obtenidos para el concreto se encontraron entre valores típicos mientras que no sucedió así para la roca, cuyos resultados mostraban un alto grado de dispersión. La razón por la cual esta técnica sencilla para medición de onda *P* no arrojó resultados confiables para la roca de fundación pudo haber sido por su notorio

grado de fisuración o la irregularidad de sus formas (o sea que las superficies no hayan sido lo suficientemente planas para la prueba).

A pesar de la inconsistencia arrojada por las pruebas in situ, el valor experimental del módulo dinámico de la roca obtenido obtenidote éstas, fue considerado para uno de los tres modelos generados para el análisis (el modelo 1). Este valor permitió establecer una comparación de los resultados dentro de un amplio rango de valores E_c / E_r en el que se encontraban los modelos. Se pudo establecer cierta similitud en todos los efectos analizados en La Plata según se reporta en los Capítulos 6, 7 y 8, excepto para el efecto de *rocking*. Para el caso particular de este último, se observó que sus valores aumentaban hacia los bordes norte y sur de la represa debido a la extrema flexibilidad de la roca del modelo 1.

Con base en lo anteriormente expuesto se puede entonces concluir que la obtención de las propiedades dinámicas del concreto puede hacerse confiadamente con sencillas pruebas experimentales. No sucede así con la roca de fundación, para la cual se requieren pruebas más complejas. Sin embargo para los efectos de esta investigación, aunque no podría decirse que cualquier valor de módulo dinámico de la roca sea adecuado, sí puede afirmarse que dentro de un rango grande de valores E_c / E_r la variación en los resultados con un modelo de roca de masa nula es pequeña. Esto quiere decir que los puntos críticos a la luz de dichos análisis pueden permanecer siendo los mismos, aunque sus valores de desplazamiento y aceleración cambien notoriamente.

La selección de los modos de vibración de cada modelo de la Represa La Plata se hizo atendiendo el cubrimiento de frecuencias contenidas en el registro de aceleraciones generado para la zona y los factores de participación modal de cada dirección horizontal.

El registro de aceleraciones usado tiene un PGA de 0.19 y una duración total de 10s aproximadamente y fue obtenido para el área metropolitana de Puerto Rico en roca.

El análisis de la respuesta de la Represa La Plata en cuanto a desplazamientos y aceleraciones máximas ante un evento previsto para la zona se hizo por comparación de los tres distintos modelos obtenidos. Aunque los valores para cada caso no fueron los mismos, se pudo determinar que en general los puntos de máximos efectos permanecían medianamente invariables. Esto permitió ubicar los puntos para la captura de los modos de vibración, los puntos para la medición del “rocking” de la estructura, y el punto de aceleraciones máximas representativas de la roca en la base de la represa. El efecto de amplificación de onda por el suelo fue suprimido debido a que se consideró masa nula para la roca, pese a la mejor aproximación que daba al fenómeno de amplificación el considerar la topografía del lugar. El efecto de rocking de la represa fue medido a nivel de la galería superior suponiendo un movimiento de cuerpo rígido de la represa.

La captura de los modos de vibración de La Plata se hizo observando la respuesta bajo vibraciones libres una vez terminaba el terremoto. Esto permitió verificar cuáles modos eran en realidad susceptibles de excitar por efecto del evento sísmico previsto para la zona. Las respuestas correspondientes al amortiguamiento del método de Chopra [6] muestran la aparición de un solo modo de vibración en los modelos 1 y 2, ya que el método calcula el amortiguamiento considerando la interacción entre la roca y la estructura. Esto hace tener valores altos de amortiguamiento para los modelos 1 y 2 donde la fundación es bastante flexible comparada con la represa.

El análisis de esfuerzos de tensión en la Represa La Plata basado en los tres modelos definidos por relaciones de módulos E_c/E_r , permite concluir que los esfuerzos de

tensión en general tienden a aumentar para fundaciones más flexibles. En el análisis hecho se contempló una relación $E_c / E_r = 12.4$ correspondiente a una fundación muy flexible, en la cual no se excedieron los esfuerzos de tensión admisibles en el concreto por lo cual es de esperar que para valores superiores de módulo de la roca tampoco. Por lo anterior no se esperan grietas en la represa durante el evento sísmico previsto, pero de aparecer estarían localizadas en la base de la represa aguas arriba y aguas abajo en la sección de máxima profundidad, tal como lo muestran los contornos de esfuerzos de tensión. Los resultados de este trabajo en cuanto a esfuerzos máximos de tensión en la Represa La Plata son presentados a la luz del interés puramente científico y no pretenden evaluar la estabilidad sísmica de la misma. La seguridad de la Represa La Plata y su grado de vulnerabilidad sísmica como parte de un reporte oficial ante las autoridades del gobierno, debe envolver un estudio más extenso y minucioso que el aquí se ha abordado.

El procedimiento analítico desarrollado anteriormente tuvo como objetivo ubicar la instrumentación de movimiento fuerte en la Represa La Plata. Los puntos óptimos para la instrumentación fueron ubicados en la cercanía de la galería superior y la cresta. Durante el trabajo de campo se decidió que aquellos puntos debían ser desplazados para efectos prácticos y por seguridad de la instrumentación, por lo que finalmente los sensores en la dirección del río se ubicaron sobre los apoyos del puente.

12.2 Recomendaciones

- La medición del efecto del “rocking” en la Represa La Plata ha sido hecha a nivel de la galería superior considerando movimiento de cuerpo rígido, pero en la realidad estos valores pueden estar afectados por los desplazamientos

laterales de la represa. Sería recomendable que en futuras investigaciones se calcule también el efecto neto del rocking en la base de la estructura. Comparar estos valores con los de la galería superior permitiría determinar qué tan real es el movimiento de cuerpo rígido de la represa.

- El Modelo hecho de la Represa La Plata pudiera refinarse para hacer estudios más complejos como la observación del comportamiento no lineal debido a la apertura-cerrado de las juntas
- En este trabajo solo se consideró la imposición del registro de aceleraciones en la dirección longitudinal del río. Futuros trabajos podrían considerar la imposición del registro de aceleraciones en cualquier otra dirección horizontal.

REFERENCIAS

1. Anil K. Chopra (1995). "Dynamics of Structures", Prentice Hall, New Jersey
2. Carlos A. Prato, (2003). "Notas del Curso INCI 6018, ANÁLISIS MATRICIAL II, (Elementos Finitos)". Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez, Departamento de Ingeniería Civil
3. Computers and Structures, Inc., "SAP 2000 Analysis Reference Manual", C&S Berkeley, California
4. CSMIP "Strong Motion Records from the Northridge, California, Earthquake of January 17, 1994", California Department of Conservation, California 1989
5. Farzad Naeim (2001). "The Seismic Design Handbook", Kluwer Academic Publishers
6. G. Fenves y Anil K. Chopra, (1936), "Simplified Analysis for Earthquake Resistant Design of Concrete Dams", UCB/EERC-85/10, University of California, Berkeley
7. G. R. Darbre (1995). "Strong Motion Instrumentation of Dams", Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 24: 1101-1111
8. G. L. Fenves, Mojtahedi y Soheil (2000) "Effects of contraction joint opening on Pacoima Dam in the 1994 Northridge earthquake", Sacramento California, Data utilization report CSMIP/00-05.
9. International Code Council (1997), "UBC 97 Vol. 2", International Conference of Buildings Officials
10. Irizarry Padilla J. (1999). "Design Earthquakes and Design Spectra for Puerto Rico's Main Cities Based on Worldwide Strong Motion Records", Master of Science Thesis, University of Puerto Rico at Mayagüez, Mayagüez, Puerto Rico
11. James Instruments Inc., "Non destructive Testing Systems", V-METER INSTRUCTION MANUAL, Mark V
12. James L. Garland y James W. E. Adams, (1979). "La Plata Dam Toa Alta, Puerto Rico, Phase I – Inspection Report National Dam Safety Program", San Juan, PR
13. J. Lee y G. L. Fenves (1998). "A plastic damage model for earthquake Analysis of Dams", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1998; 27: 937-956

14. John G. Anderson (2001), "Strong Motion Seismology", International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology, Mac Graw Hill.
15. Joseph E. Bowles (1988), "Foundation Analysis and Design", Mac Graw Hill, Singapur
16. Loren Lorig (1997), "Fundamentos de Geodinámica aplicada a la Minería, X Simposio de Ingeniería en Minas", Departamento de Ingeniería de minas, Universidad de Santiago de Chile
17. Luis E. Suárez (2003), "Notas curso Dinámica de Suelos INCI 6069", Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez, Departamento de Ingeniería Civil
18. Martínez Pagán J. (2000). "Instrumentación y Análisis Sísmico de la Represa Antonio Lucchetti en el Municipio de Yauco", Tesis de Maestría en Ciencias en Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, Mayagüez, Puerto Rico
19. Newmark, N. M., Rosenblueth, E. (1971), "Fundamentals of Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J
20. P. B. Tekie y B. R. Ellingwood (2003), "Seismic fragility assessment of concrete gravity dams", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2003; 32: 2221-2240
21. R. J. Câmara (2000). "A method for coupled arch-dam –foundation –reservoir seismic behavior analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 29: 441-460
22. R. Maley, R. Porcella and E. Etheredge (1990). "The Strong Motion Network Operated by the U.S. Geological Survey", Proceedings of the Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, CA, 1:347-354
23. Ray W. Clough y Yusof Ghanaat (1985), "Dynamic interaction effects in arch Dams", UCB/EERC 85/11
24. Red de Movimiento de Geología de Puerto Rico, Departamento de Geología, Recinto Universitario de Mayagüez PR, <http://rmsismo.uprm.edu>
25. Robert D. Cook, David S. Malkus, Michael E. Plesha, Robert J. Witt (2001), "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", John Wiley & Sons. Inc, Fourth Edition, NY, USA

26. U. S. Army Corps of Engineers (1987), "Engineering and Design - Instrumentation for Concrete Structures", Technical Report EM 1110-2-4300, Washington, DC.
27. U. S. Army Corps of Engineers (1995), "Engineering and Design, Gravity Dam Design", Technical Report EM 1110-2-2200, Washington, DC.
28. United States Committee on Large Dams (USCOLD) (1985). "Compilation of the United States Dams with Strong Motion Instruments and Reservoir Seismicity Networks", C/O Chas, T Main, Boston, MA
29. Us Army Corps of Engineers (2003), "Time History Analysis of Concrete Hydraulic Structures", Technical Report EM 1110-2-6051, Washington, DC.
30. Us Army Corps of Engineers (1995), "Engineering and Design - Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams", Technical Report EP 1110-2-12, Washington, DC.
31. USCOLD, United States Committee on Large Dams, (1992). "Observed Performance of Dams during Earthquakes", C/O Chas, T Main, Boston, MA
32. Veve, T. D & Taggat, B.E. (1996), "Atlas of Ground Water Resources in Puerto Rico & the Virgin Islands", San Juan PR., U.S Geological Survey, Water-Resources Investigation Report 94-4198.
33. Wai Feh Chen y Charles Scawthorn (2002), "Earthquake Engineering Handbook", CRC Press.

APÉNDICE A: Programas de Computadora

Todos los programas de computadora fueron desarrollados en el lenguaje de MATLAB 6.1.

%Calculo de la masa agregada a una pared de un recipiente con liquido, rectangular, mediante EF %

```
clear all
clc
close all
%-----DATOS-----%
L=500;      %largo del recipiente
H=39;      %altura de la lamina de agua
m=8;       %cantidad de elementos a dividir la altura
n=40;      %cantidad de elementos a dividir la longitud
ro=1000;   %densidad del liquido
an=1;      %aceleracion normal dada al sistema
%-----%

d_1=L/n;   %longitud de lado en direccion x1
d_2=H/m;   %longitud de lado en direccion x2
A=0.5*d_1*d_2; %area del triangulo
NE=2*(m*n); %No. elementos

%-----%

%Creacion de la Matriz de 'Rigidez' del sistema
fila=1;
K_global=zeros((m+1)*(n+1));
for i=1:NE
    if i > fila*(2*n)
        fila = fila + 1;
    end
    fila;
    if i <= n*(2*fila-1)
        sup=1;
    else
        sup=0;
    end
    sup;
    K_temp=zeros((m+1)*(n+1));
    k_local=zeros(3,3);
```

```

if sup == 1
    a=i-(fila-1)*(n-1);
    dof=[a, a+2+n, a+1];
    k_local(1,1)=1/(4*A)*d_2^2;
    k_local(1,2)=0;
    k_local(1,3)=-1/(4*A)*d_2^2;
    k_local(2,1)=0;
    k_local(2,2)=1/(4*A)*d_1^2;
    k_local(2,3)=-1/(4*A)*d_1^2;
    k_local(3,1)=-1/(4*A)*d_2^2;
    k_local(3,2)=-1/(4*A)*d_1^2;
    k_local(3,3)=1/(4*A)*(d_1^2+d_2^2);

    K_temp(dof, dof)=k_local;
end

if sup ==0
    b=i-n-(fila-1)*(n-1);
    dof=[b, b+n+1, b+n+2];
    k_local(1,1)=1/(4*A)*d_1^2;
    k_local(1,2)=-1/(4*A)*d_1^2;
    k_local(1,3)=0;
    k_local(2,1)=-1/(4*A)*d_1^2;
    k_local(2,2)=1/(4*A)*(d_1^2+d_2^2);
    k_local(2,3)=-1/(4*A)*d_2^2;
    k_local(3,1)=0;
    k_local(3,2)=-1/(4*A)*d_2^2;
    k_local(3,3)=1/(4*A)*(d_2^2);

    K_temp(dof, dof)=k_local;
end

K_global = K_global + K_temp;
end

P=zeros((m+1)*(n+1),1);          %creación del vector de presiones P
b=zeros((m+1)*(n+1),1);          %creación del vector de términos independientes

%-----Condiciones de Borde en S1, dP/dn = an -----%
%Borde Izquierdo
b(1)=ro*(an*d_2/3+an*d_2/6);
for i =n+2:n+1:(n+1)*m
    izq=i;
    b(i)=2*ro*(an*d_2/3+an*d_2/6);
end

```

```

b(m*(n+1)+1)=ro*(an*d_2/3+an*d_2/6);

%Borde Derecho
b(n+1)=-ro*(an*d_2/3+an*d_2/6);
for i=2*(n+1):n+1:(n+1)*(m+1)
    der=i;
    b(i)=-2*ro*(an*d_2/3+an*d_2/6);
end
b((m+1)*(n+1))=-ro*(an*d_2/3+an*d_2/6);

desc=[n+2:1:(n+1)*(m+1)]';    %grados de libertad desconocidos

%Condiciones de Borde en S2, presiones conocidas %
%Presiones en la superficie
%for i=1:n+1
%    b(i)=10;
%end

K_global(desc,desc);
b(desc,1);
P(desc,1)=inv(K_global(desc,desc))*b(desc,1);
P_cont=zeros(m+1,n+1);

for i=1: m+1
    P_cont(i,:)=P((i-1)*(n+1)+1 : i*(n+1), 1)';
end

[X] = meshgrid(0:L/n:L);
Y=zeros(m+1,n+1);
for i=1:m+1
    Y(i,:)=H-(i-1)*H/m;
end

%[X] = meshgrid(0:L/n:L);
%Y=zeros(m+1,n+1);
%for i=1:m+1
%    Y(i,:)=H/m*(i-1);
%end

%subplot(2,1,1),[C,h] = contourf(X,Y,P_cont,30 );
%colorbar('horiz')
%axis equal
%axis off

```

```
figure, [C,h] = contourf(X,Y,P_cont,30 );
colorbar('horiz')
axis equal
axis off
```

```
figure, plot(P_cont(:, n + 1), Y(:, n + 1), '-k');grid on, title('Variación de la presión en
el borde derecho','fontname', 'comic','fontsize',12)
xlabel('Presion', 'fontname', 'times new roman'), ylabel('profundidad','fontname',
'comic');
```

% Programa para Modificar las coordenadas de un sólido a ensamblar

```
clc
clear all
%load coordinate -ascii
table = fopen('prueba_sap.txt','rt')
table1 = fscanf(table,'%s')
table2 = str2mat(table1)
[joint,number,x,y,z] = textread('prueba_sap.txt','%s%s%f%f%f');

for I = 1:length(x(:,1))
line = x(i);
line = fscanf(line,'%s');
c = line(6,1);
n = str2num(c);
n = n+5;
end
```

% Programa para Modificar las coordenadas de un sólido a ensamblar

```
clear all
clc
file = textread('prueba_sap.txt','%s','delimiter','\n','whitespace','');
file = char(file)
[m,n] = size(file)
[uno,dos, tres, cuatro, cinco, seis, siete, ocho, nueve, diez] =
textread('prueba_sap.txt','%s%s%s%s%s%s%s%s%s%s');

for i = 1 : m
j1 = findstr(cinco(i,:), 'Y=')
j2 = findstr(cinco(i,:), 'Z=')
MyY = str2num(file(i,j1+3:j2-1))+ 10
fprintf(fid,'Y=',MyY)
end
fclose('all')
```

%Programa para ordenar la envolvente de desplazamientos obtenida de SAP%
%por máximos y mínimos por aparte %

%nota: envolv_sap.txt es un archivo de texto de cuatro columnas en la primera están
 %los nodos, en la segunda esta la envolvente de despl. (máx. y min.) para cada nodo
 en %la dirección u1, de igual manera en la tercera y cuarta columna para las
 direcciones u2 y u3

```
clc, clear all
load envolv_sap.txt;
[m, n] = size(envolv_sap);
nodos = envolv_sap(1: 2: m, 1);

maxim1 = envolv_sap(1: 2: m, 2);
minim1 = envolv_sap(2: 2: m, 2);
maxim2 = envolv_sap(1: 2: m, 3);
minim2 = envolv_sap(2: 2: m, 3);
maxim3 = envolv_sap(1: 2: m, 4);
minim3 = envolv_sap(2: 2: m, 4);

tabla = zeros(m/2, 7);

tabla(:, 1) = nodos;
tabla(:, 2) = maxim1;
tabla(:, 3) = minim1;
tabla(:, 4) = maxim2;
tabla(:, 5) = minim2;
tabla(:, 6) = maxim3;
tabla(:, 7) = minim3;

save C:\envolvente_sap tabla -ASCII
```

%Programa para dibujar la Respuesta de un nodo en vibraciones libres y su
%Transformada de Fourier

```
clc, clear all, close all
load libre_sap.txt; % read earthquake data file
[m,n] = size(libre_sap);
j=0;
for i = 1 : 15 : m*n
    j=j+1;
    terr( i:i+14 , 1 ) = [SJ_EQ(j , : )]';
end
```

```

np      = length(terr)
dt      = 0.02;
zi      = 0.07;           % damping ratio for spectra
tf      = (np-1)*dt;      % final time of accelerogram
dw      = 2*pi / tf;      % frequency interval: rad/sec
t       = 0: dt: tf;      % row vector with time steps

if np ~= 2*fix(np/2)      % verify that N is an even number
    np = np + 1           % add one point if N is an odd number
    terr(np) = 0;         % add one zero to the accelerogram
    t(np) = tf+dt;
end

w       = 0.0001 : dw : (N-1)*dw + .0001;

%----- Calculate and plot the discrete FT of the response -----
FT = dt * fft(terr) ;    % calculate the FT of the earthquake
wc = pi/dt;
figure, subplot(2, 1, 1), plot(t, terr, 'k' ) , grid on, title('Respuesta para despues del
terremoto nodo')
axis( [0, tf, min( terr ), max( terr )] )
xlabel('t [seg]'), ylabel('ux, [m]')

subplot(2, 1, 2), plot(w, abs(FT), 'k' ), grid on, hold on, title ('Transformada de la
Respuesta')
axis( [1, wc , 0, max( abs(FT) )] )
xlabel('w[rad/seg]'), ylabel('UX, [m]')

%Programa para observar los desplazamientos en cada nodo a lo largo de un eje
conocido, en un tiempo determinado en que se ha observado un máximo en la
envolvente de desplazamientos del mismo eje %

clear all, clc%, close all
load coorsort_sap.txt;
load hist_todos.txt;
todos = length(hist_todos);

N      = 43;           %No. puntos que hay en el eje a analizar
dt     = 0.02;         %incremento de tiempo en el analisis en el time history
tf     = 30;           %tiempo final del time history
inter  = tf/dt + 1;    %No. intervalos de tiempo de cada time history

```

```
tcorte=15.06;    %tiempo para el cual se dio el máximo absoluto de la envolvente
nvo  = tcorte/dt + 1    %n-esimo despl. del time history de cada nodo que se da en
                        %el mismo instante del max. absoluto

despl = zeros(N, 2);
for i=1 : N
    despl(i, 1) = hist_todos(nvo, 1);
    despl(i, 2) = hist_todos(nvo, 2);
    nvo        = nvo + inter;
end

desplf = zeros(N, 1);
for i = 1 : N
    [m, n] = find( coorsort_sap(:, 2) == despl(i, 1) );
    desplf(m) = despl(i, 2);
end
figure, plot( coorsort_sap(:, 1), desplf, '-o' ), grid on, hold on
```

APÉNDICE B: Principales Modos de vibración de los Tres Modelos Usados

Se muestra a continuación los primeros tres Modos de Vibración de la dirección X de cada modelo. La escala de las deformaciones ha sido exagerada.

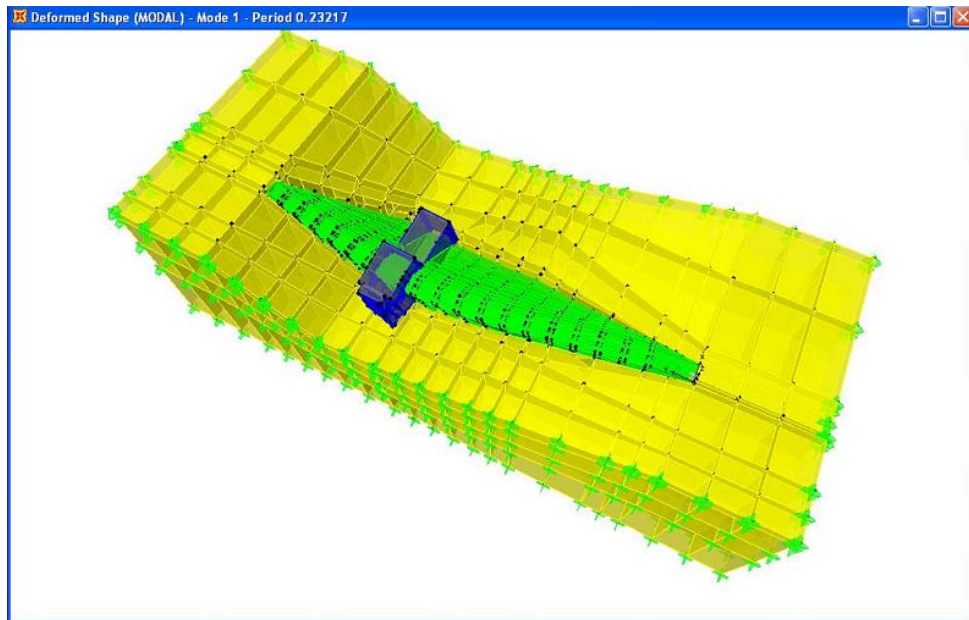


Figura B-1: Modo 1X, Modelo 1

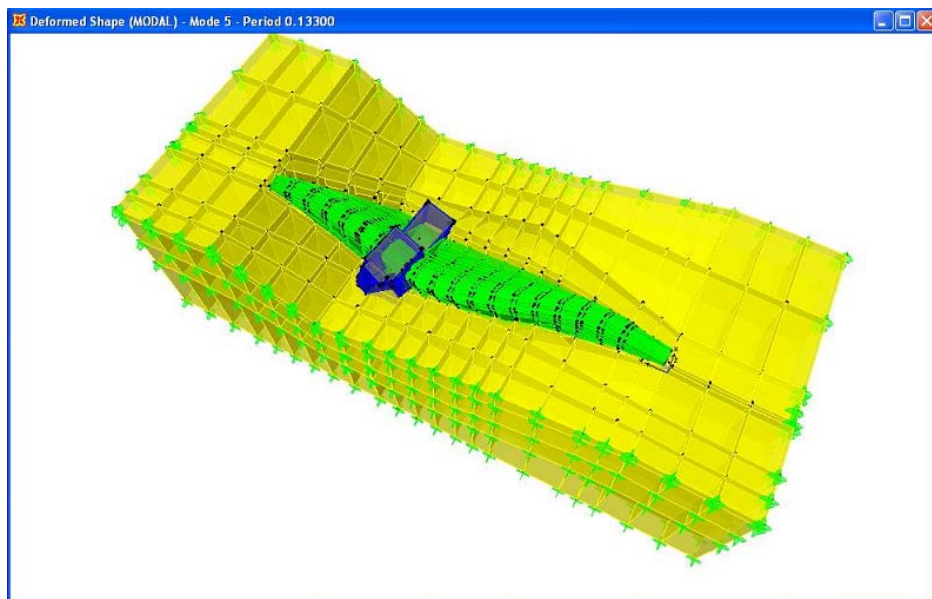


Figura B-2: Modo 2X, Modelo 1

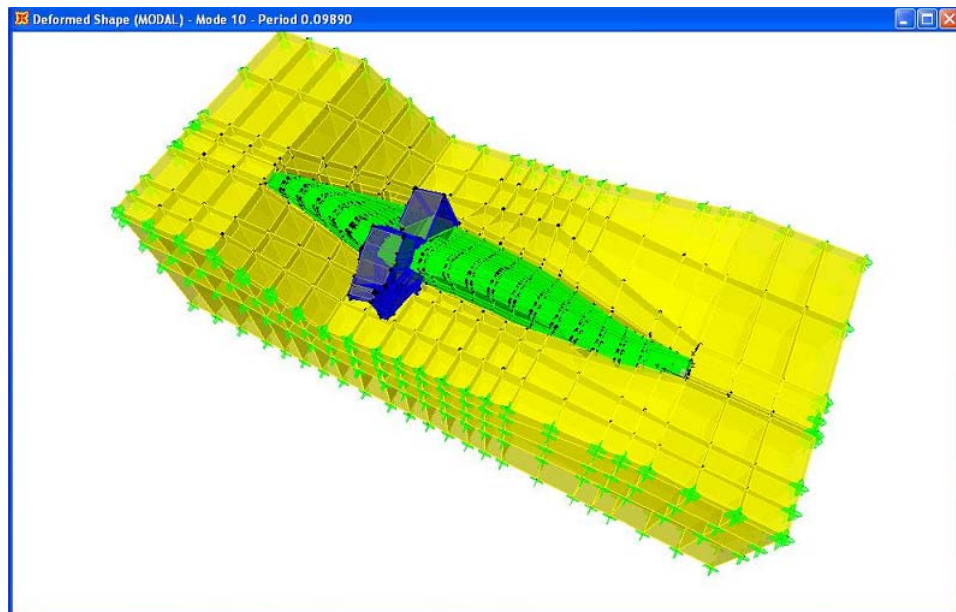


Figura B-3: Modo 3X, Modelo 1

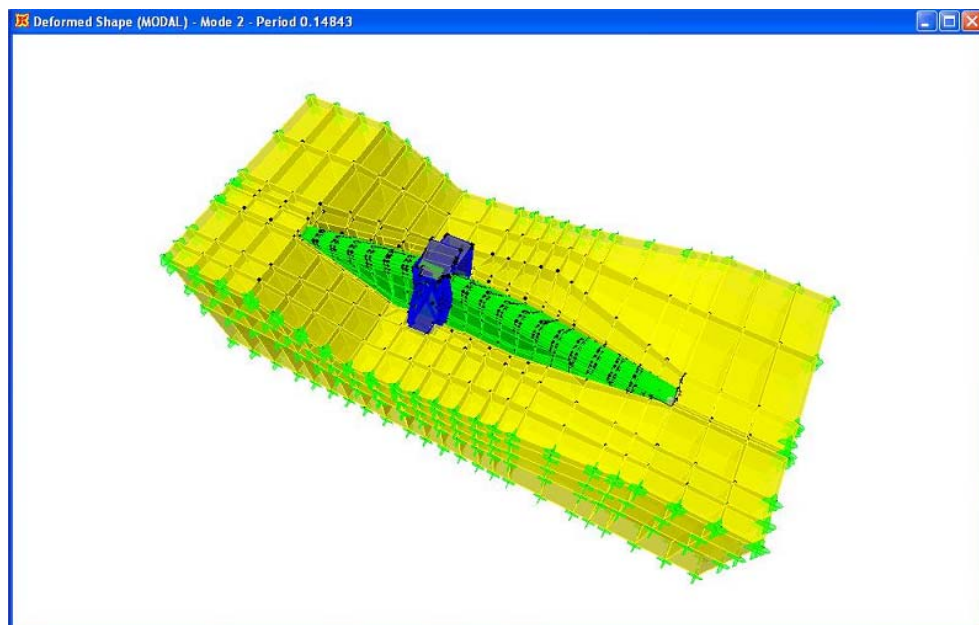


Figura B-4: Modo 1X, Modelo 2

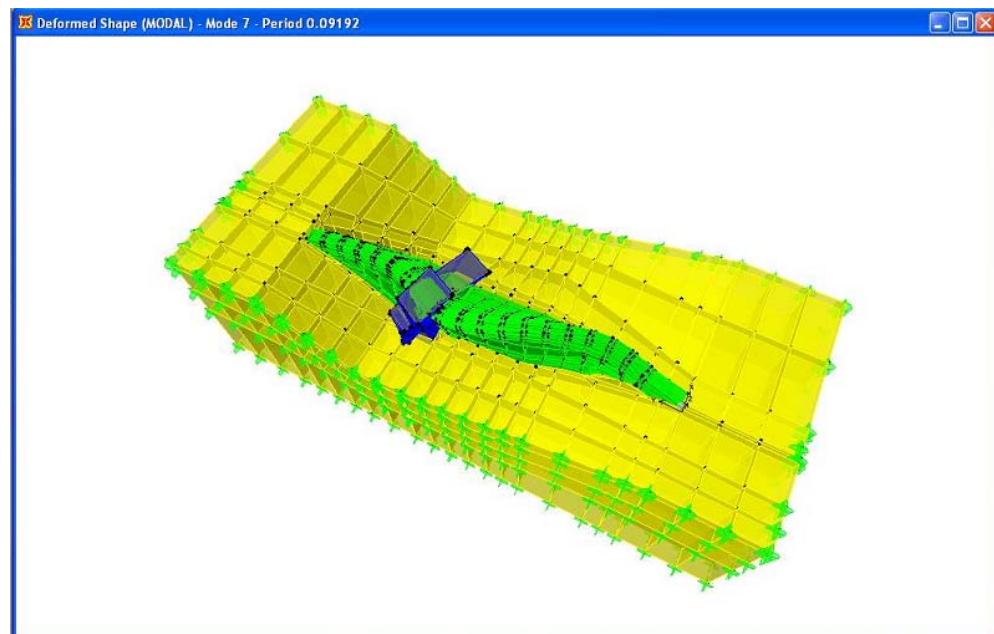


Figura B-5: Modo 2X, Modelo 2

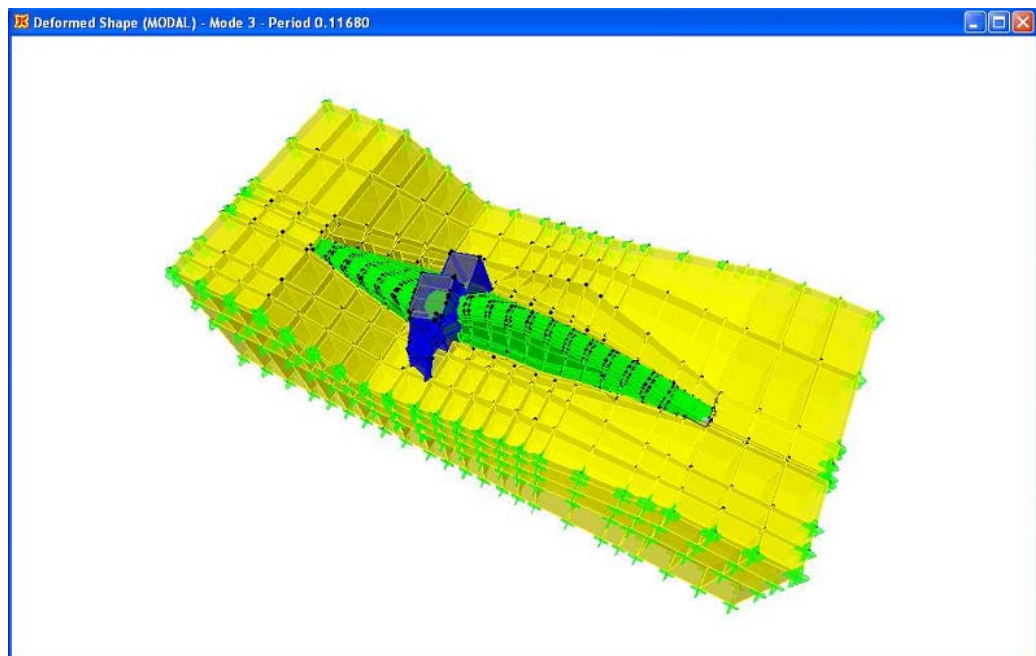


Figura B-6: Modo 3X, Modelo 2

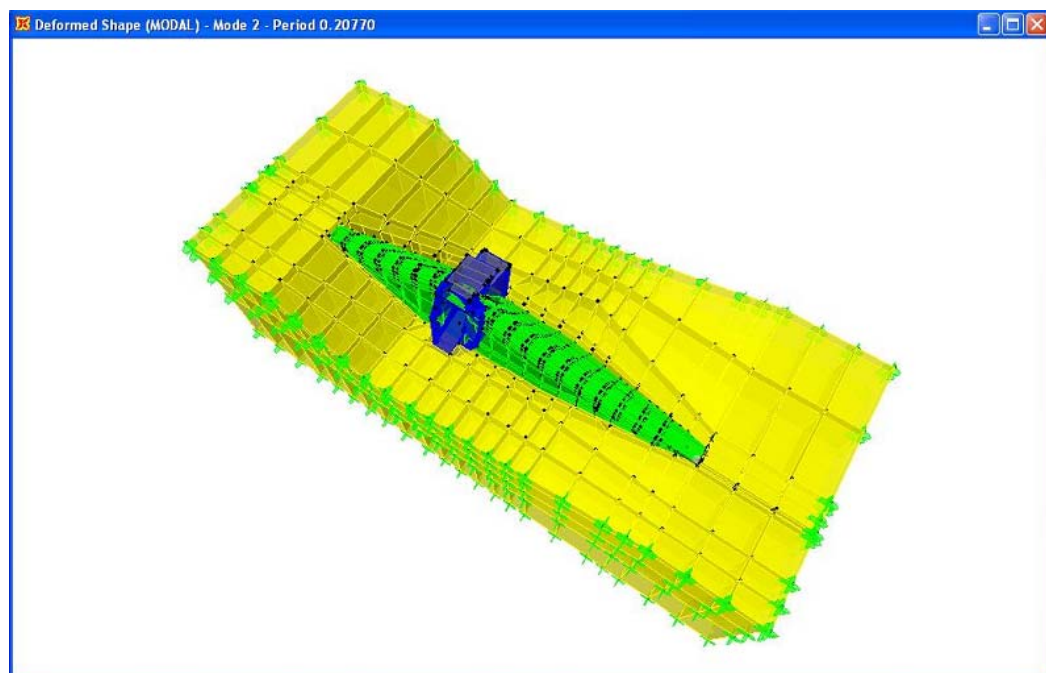


Figura B-7: Modo 1X, Modelo 3

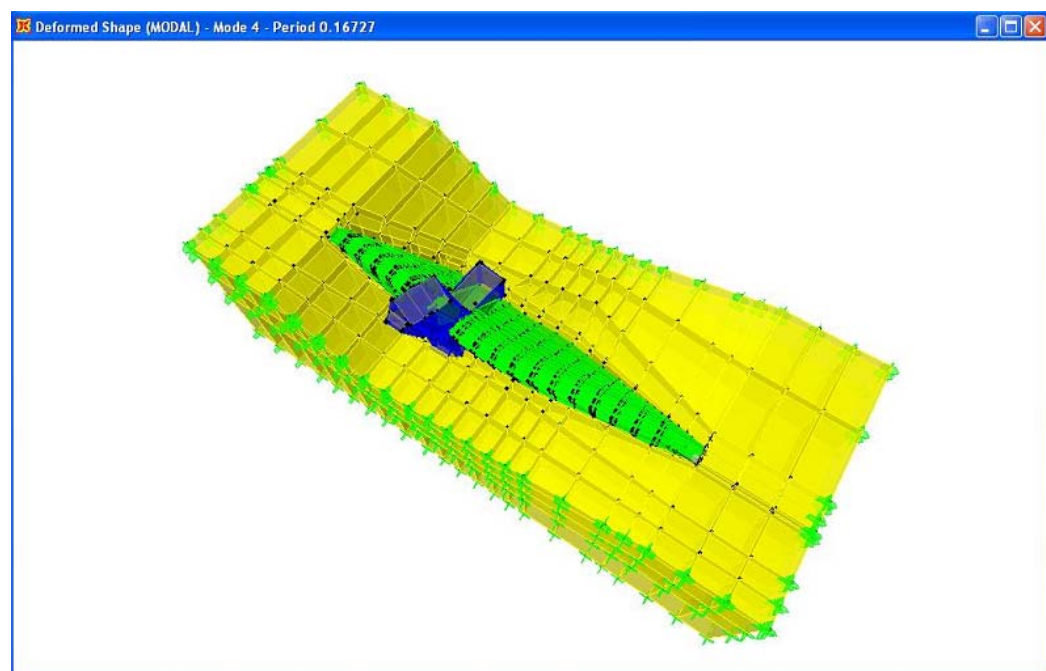


Figura B-8: Modo 2X, Modelo 3

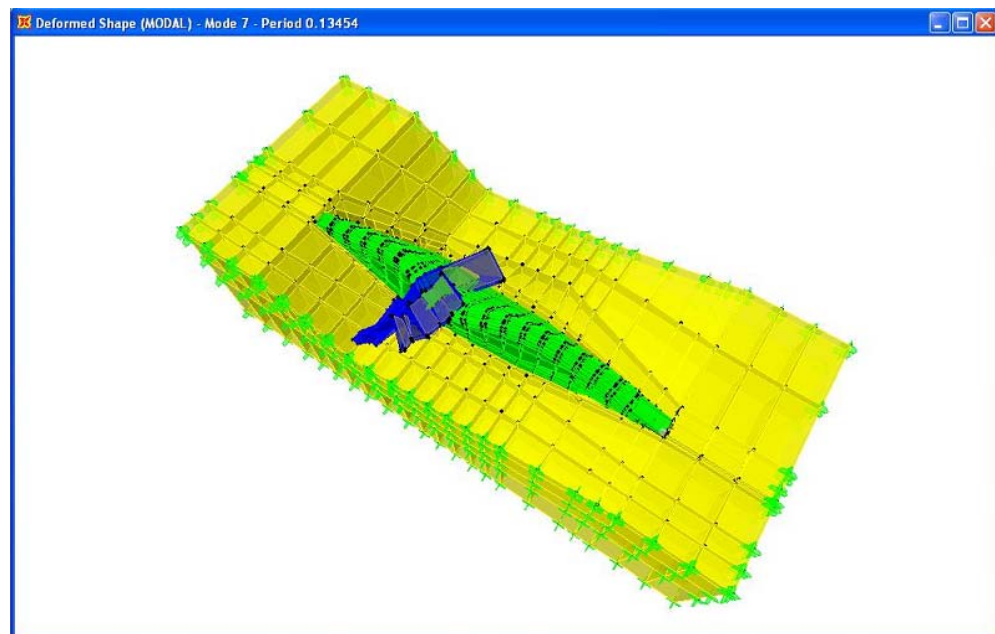


Figura B-9: Modo 3X, Modelo 3

APÉNDICE C: Otros resultados

A continuación se muestran resultados no presentados en el cuerpo de la tesis y que corresponden a análisis desarrollados sobre los otros modelos según Capítulo 4.

Gráficas para evaluar la convergencia del modelo 2 de roca con y sin masa del capitulo según 4.4.2:

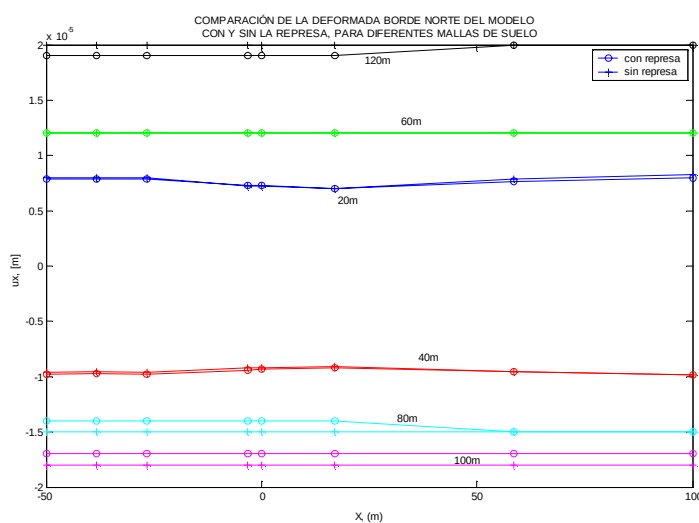


Figura C-1: Deformada borde norte del modelo para la dirección X con y sin la estructura (represa)

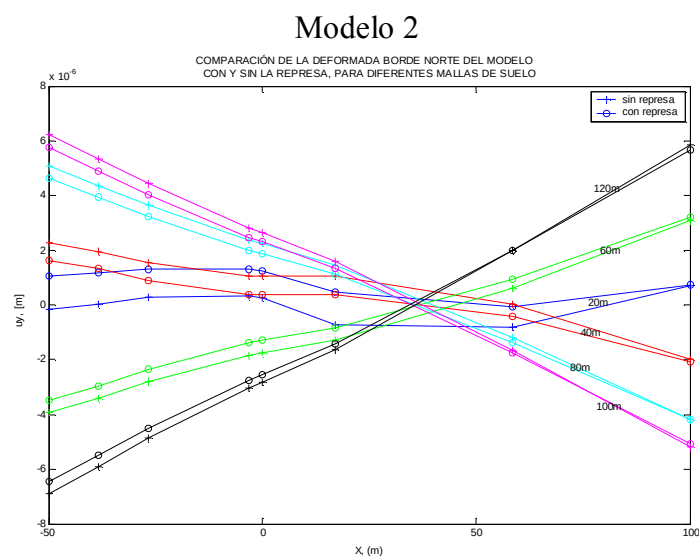


Figura C-2: Deformada borde norte del modelo para la dirección Y con y sin la estructura (represa)

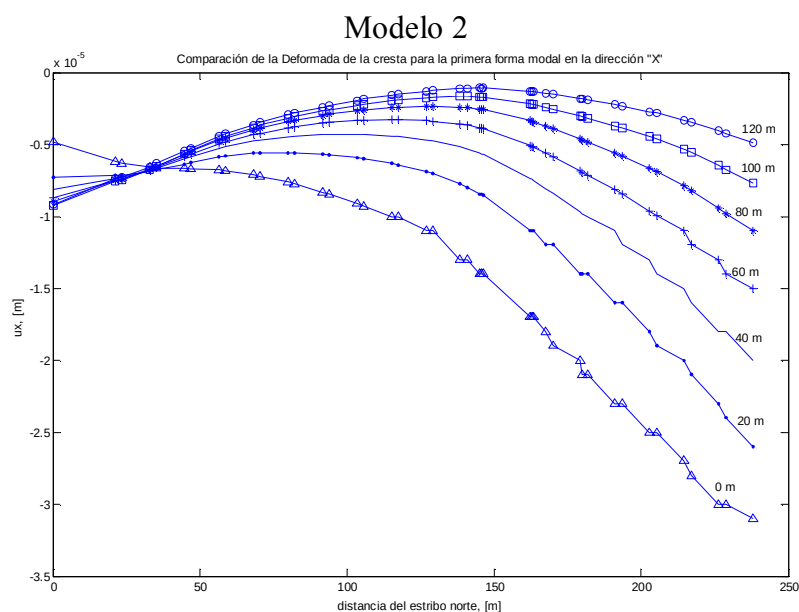


Figura C-3: Primera forma modal de la dirección X para la cresta, en la dirección X. Modelo 2. Aparente convergencia

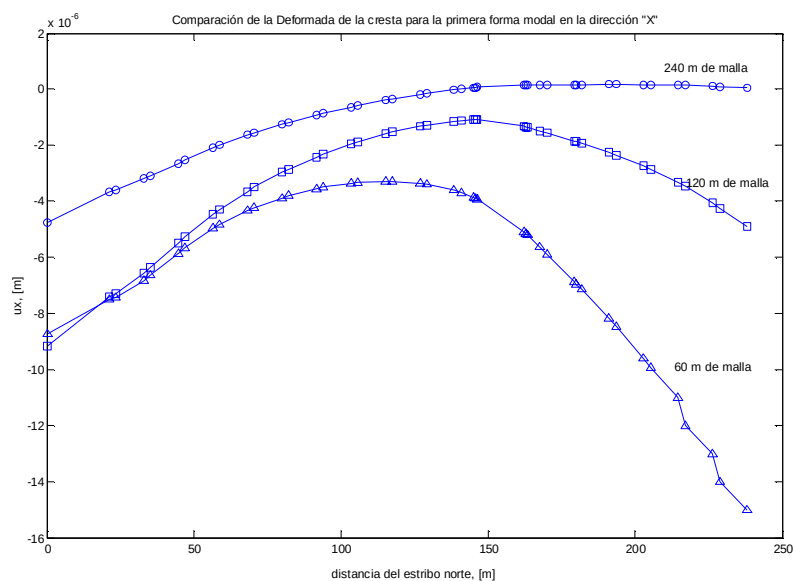


Figura C-4: Primera forma modal de la dirección X para la cresta, en la dirección X. Descarta la convergencia. Modelo 2

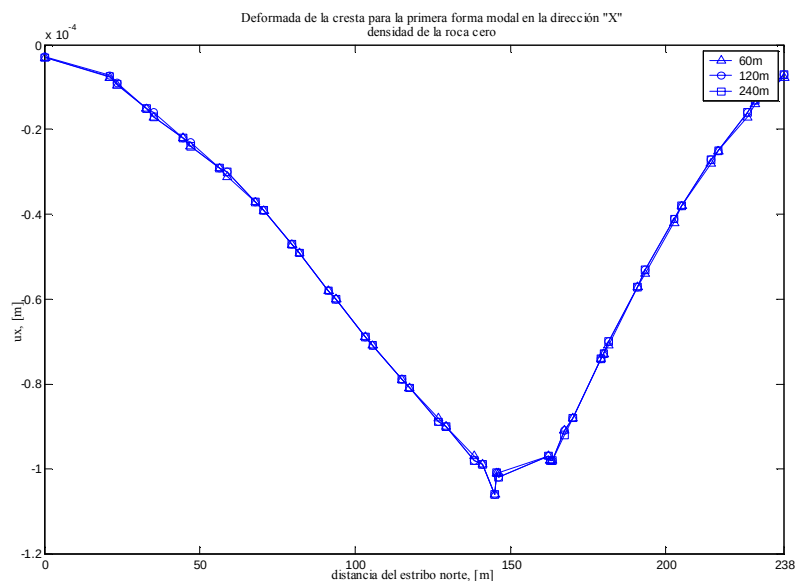


Figura C-5: Convergencia del modelo usando densidad de roca nula. Modelo 2

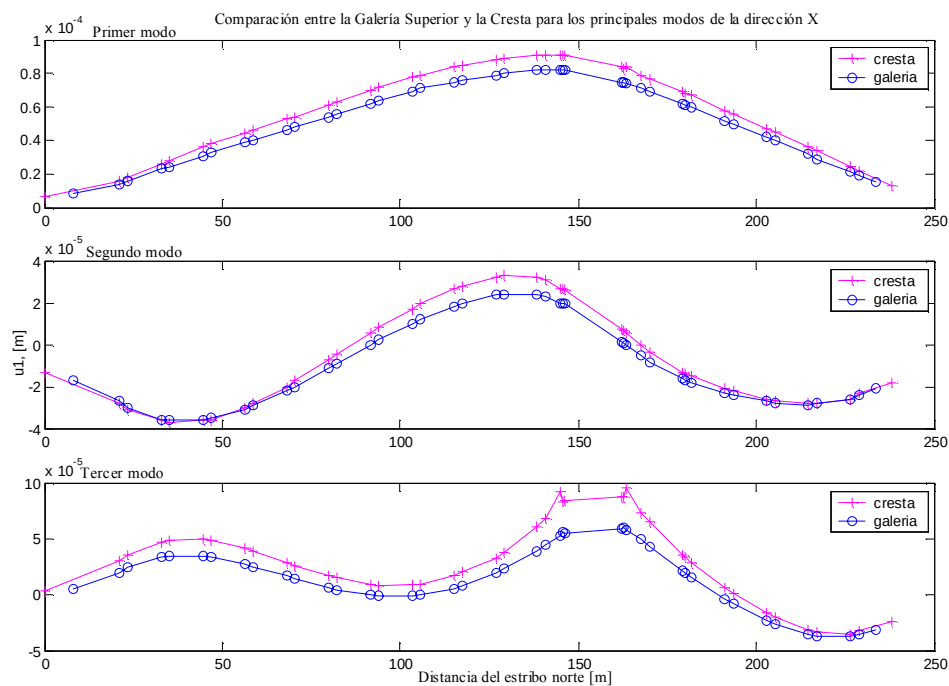


Figura C-9: Comparación de formas modales para la ubicación inicial y nueva de la Instrumentación. Modelo 1

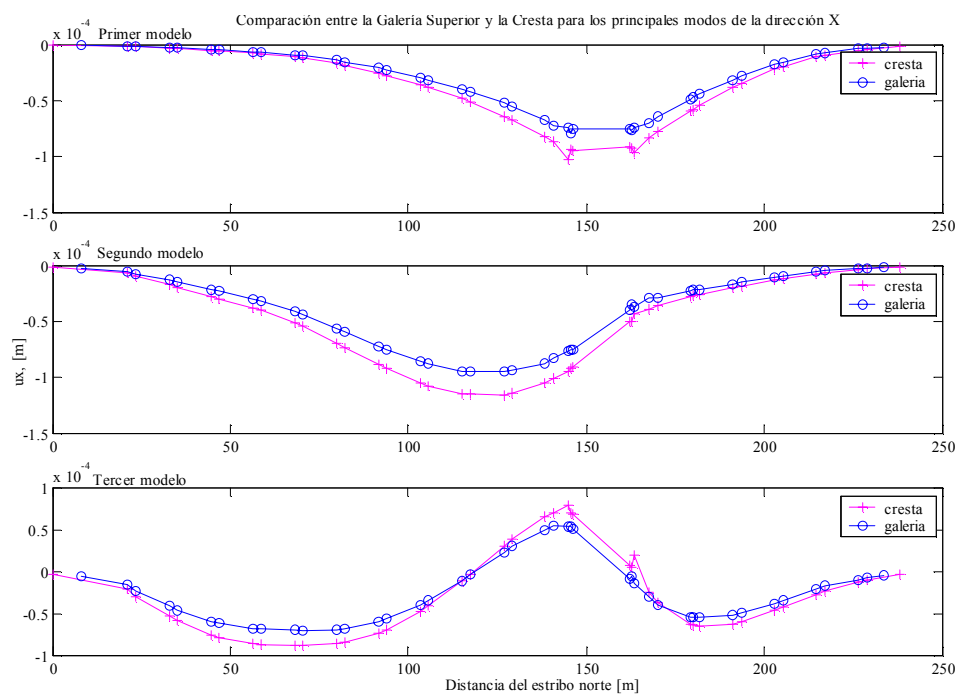


Figura C-10: Comparación de formas modales para la ubicación inicial y nueva de la Instrumentación. Modelo 3