

**ANÁLISIS DINÁMICO Y EVALUACIÓN SÍSMICA DE LA REPRESA DE
CONTRAFUERTES GUAYABAL**

Por

Jesús M. Núñez Rolón

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

Mayo 2008

Aprobado por:

Ricardo R. López Rodríguez, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

José A. Martínez Cruzado, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Ricardo Ramos Cabeza, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Luis E. Suárez Colche, Ph.D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Walter F. Silva Araya, Ph.D.
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, M.S.C.E
Director del Departamento

Fecha

RESUMEN

Esta tesis presenta el análisis dinámico y la evaluación sísmica de la represa de contrafuertes Guayabal ubicada en Juana Díaz, Puerto Rico para establecer conclusiones preliminares en cuanto a su integridad estructural en el evento que experimente un terremoto de alta intensidad. Para esto se realizó un modelo 3D de elementos finitos con el programa SAP2000 v11. La represa se sometió a un registro original del terremoto de San Salvador de 1986 y a acelerogramas artificiales compatibles con los espectros de diseño especificados en los códigos UBC 97 e IBC 2006 que aplican a la zona de la represa. Además se realizó un análisis de espectro de respuesta utilizando los espectros de diseño de los códigos UBC 97 e IBC 2006. También se usó otro espectro propuesto para el municipio de Ponce en un estudio realizado por la compañía Dames & Moore. Para establecer conclusiones acerca de la integridad estructural de la represa Guayabal se estudió el comportamiento de los componentes críticos y más vulnerables como los puntales horizontales, los contrafuertes y las losas de hormigón armado. Asimismo se recomienda la localización de instrumentación sísmica basándose en los modos de vibración y sus respectivos factores de participación modal. Los resultados obtenidos fueron comparados con estudios previos resaltando y explicando las diferencias obtenidas. Por último, se establecieron conclusiones acerca de la integridad estructural de la represa Guayabal. Entre estas se observó que la demanda considerando las cargas últimas en parte de la losa de hormigón armado fue mayor que su capacidad última a flexión.

SUMMARY

This thesis presents a dynamic analysis and a seismic evaluation of the Guayabal Dam located in Juana Díaz, Puerto Rico, in order to establish preliminary conclusions regarding the structural integrity of the dam in the event of a high intensity earthquake. For this purpose, a detailed 3D finite element model was generated with the program SAP2000 v11. The dam was analyzed using as input the original San Salvador earthquake of 1986 and two artificial accelerograms compatible with the UBC 97 and IBC 2006 design spectra that apply to the dam site. In addition, a design spectrum proposed for the municipality of Ponce by the company Dames & Moore was used. The behavior of the critical components of dam, namely the struts, buttresses and reinforced concrete slabs, was studied, to establish conclusions about the structural integrity of Guayabal dam. In addition, the optimum localization of seismic instrumentation was recommended based on the vibration modes and its respective modal participation factors. The results obtained were compared with a previous study and the differences found are explained. Overall conclusions about the structural integrity of Guayabal Dam were established. As a main conclusion, a portion of the reinforced concrete slab has less flexure ultimate capacity in comparison with the ultimate loads.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1	INTRODUCCION.....	1
1.1	Introducción	1
1.2	Justificación	4
1.3	Objetivos	7
Capítulo 2	PUBLICACIONES PREVIAS	9
2.1	Comparación entre modelos de elementos finitos simplificados tridimensionales de represas de contrafuertes no arriostradas	9
2.2	Comportamiento sísmico de represas de contrafuerte	9
2.3	Rehabilitación de represas de contrafuertes para cargas sísmicas.....	10
Capítulo 3	METODOLOGÍA	11
3.1	Modelamiento del los componentes de la represa.....	11
3.2	Definición de las cargas estáticas.....	20
3.3	Definición de la excitación sísmica	20
3.4	Interpretación de resultados obtenidos mediante el programa SAP2000 v11.....	27
3.5	Análisis de la integridad estructural de la represa Guayabal	30
Capítulo 4	PROPIEDADES DINÁMICAS	35
4.1	Periodos y frecuencias naturales	35
4.2	Factores de participación modal	36
4.3	Efectos hidrodinámicos del agua	42
4.4	Localización de los sensores sísmicos	45
Capítulo 5	RESPUESTA A CARGAS ESTÁTICAS.....	50
5.1	Respuesta de la represa Guayabal a las cargas gravitatorias más la presión hidrostática del agua.....	50
5.1.1	Respuesta de contrafuertes a la combinación D + F	50
5.1.2	Respuesta de losas de hormigón armado a combinación D + F	53
Capítulo 6	RESPUESTA AL ESPECTRO DE DISEÑO DAMES & MOORE.....	57
6.1	Introducción	57

6.2	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714$	
	$EQX_{D\&M}$	58
6.3	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714$	
	$EQX_{D\&M}$	61
6.4	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714$	
	$EQY_{D\&M}$	63
6.5	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714$	
	$EQY_{D\&M}$	66
6.6	Respuesta de las losas a la combinación $D + F + 0.714$	$EQX_{D\&M}$ 70
6.7	Respuesta de las losas a la combinación $D + F - 0.714$	$EQX_{D\&M}$ 73
6.8	Respuesta de las losas a la combinación $D + F + 0.714$	$EQY_{D\&M}$ 75
6.9	Respuesta de las losas a la combinación $D + F - 0.714$	$EQY_{D\&M}$ 78
6.10	Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 al espectro de diseño Dames & Moore	83
6.11	Comportamiento de los puntales de arriostramiento al espectro de diseño Dames & Moore	85
Capítulo 7 RESPUESTA A LOS ESPECTROS DE DISEÑO UBC 97 E IBC		
2006		87
7.1	Introducción	87
7.2	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714$	
	EQX_{UBC97}	87
7.3	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714$	
	EQX_{UBC97}	91
7.4	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714$	
	EQY_{UBC97}	93
7.5	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714$	
	EQY_{UBC97}	96
7.6	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F +$ 0.714	EQX_{UBC97} 100
7.7	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F -$ 0.714	EQX_{UBC97} 103

7.8	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación D + F +	
0.714	EQY _{UBC97}	105
7.9	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación D + F -	
0.714	EQY _{UBC97}	108
7.10	Esfuerzos en la zapata para los espectros de diseño UBC 97 e	
	IBC 2006.....	114
7.11	Comportamiento de puntales de arriostramiento para los	
	espectros de diseño de UBC 97 e IBC 2006	115
Capítulo 8 RESPUESTA AL REGISTRO ORIGINAL DE SAN SALVADOR		
DE 1986		118
8.1	Introducción	118
8.2	Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F + 0.714	
	EQX _{ORIG}	120
8.3	Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F - 0.714	
	EQX _{ORIG}	123
8.4	Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F + 0.714	
	EQY _{ORIG}	126
8.5	Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F - 0.714	
	EQY _{ORIG}	129
8.6	Respuesta de las losas a la combinación D + F + 0.714 EQX _{ORIG}	133
8.7	Respuesta de las losas a la combinación D + F - 0.714 EQX _{ORIG}	136
8.8	Respuesta de las losas a la combinación D + F + 0.714 EQY _{ORIG}	138
8.9	Respuesta de las losas a la combinación D + F - 0.714 EQY _{ORIG}	141
8.10	Esfuerzos en la zapata para el registro original de San Salvador	
	de 1986 en t = 1.86 seg.....	146
8.11	Comportamiento de los puntales de arriostramiento para el	
	registro original de San Salvador de 1986.....	147
Capítulo 9 RESPUESTAS A LOS REGISTROS ARTIFICIALES		
COMPATIBLES CON LOS ESPECTRO DE DISEÑO UBC 97 E IBC 2006.....		150
9.1	Introducción	150

9.2	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714$	
	$EQX_{IGNEW\ UBC97}$	152
9.3	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714$	
	EQX_{UBC97}	155
9.4	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714$	
	$EQY_{IGNEW\ UBC97}$	158
9.5	Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714$	
	$EQY_{IGNEW\ UBC97}$	161
9.6	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F + 0.714$	
	$EQX_{IGNEW\ UBC97}$	166
9.7	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F - 0.714$	
	$EQX_{IGNEW\ UBC97}$	168
9.8	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F + 0.714$	
	$EQY_{IGNEW\ UBC97}$	171
9.9	Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F - 0.714$	
	$EQY_{IGNEW\ UBC97}$	173
9.10	Esfuerzos en la zapata para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 a $t = 2.64$ seg	180
9.11	Comportamiento de puntales de arriostramiento para los registros de aceleración compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006	182
Capítulo 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		185
10.1	Resumen y Conclusiones	185
10.2	Recomendaciones para trabajo futuro	191

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1 Sismos registrados a distancias hipocentrales de 6 a 10 km de la represa Guayabal.....	25
Tabla 4-1 Tabla de periodos y frecuencias naturales.....	36
Tabla 4-2 Coeficientes de masa efectiva	37
Tabla 4-3 Coeficientes de masa efectiva para la dirección X ordenados de forma descendente.....	38
Tabla 4-4 Coeficientes de masa efectiva para la dirección Y ordenados de forma descendente.....	39
Tabla 4-5 Tabla de periodos y frecuencias naturales con masa equivalente	45
Tabla 6-1 Escala de esfuerzos de la Figura 6-1.....	59
Tabla 6-2 Escala de esfuerzos de la Figura 6-2.....	60
Tabla 6-3 Escala de esfuerzos de la Figura 6-3.....	62
Tabla 6-4 Escala de esfuerzos de la Figura 6-4.....	63
Tabla 6-5 Escala de esfuerzos de la Figura 6-5.....	65
Tabla 6-6 Escala de esfuerzos de la Figura 6-6.....	66
Tabla 6-7 Escala de esfuerzos de la Figura 6-7	68
Tabla 6-8 Escala de esfuerzos de la Figura 6-8.....	69
Tabla 6-9 Resumen de los mínimos factores de seguridad en el contrafuerte # 25 para el espectro de diseño Dames & Moore	70
Tabla 6-10 Escala de esfuerzos de la Figura 6-9.....	71
Tabla 6-11 Escala de esfuerzos de la Figura 6-10.....	72
Tabla 6-12 Escala de esfuerzos de la Figura 6-11.....	74

Tabla 6-13 Escala de esfuerzos de la Figura 6-12	75
Tabla 6-14 Escala de esfuerzos de la Figura 6-13	76
Tabla 6-15 Escala de esfuerzos de la Figura 6-14	77
Tabla 6-16 Escala de esfuerzos de la Figura 6-15	79
Tabla 6-17 Escala de esfuerzos de la Figura 6-16	80
Tabla 6-18 Resumen de los mínimos factores de seguridad en la porción de la losa de hormigón armado para el espectro de diseño Dames & Moore	80
Tabla 6-19 Escala de momentos de la Figura 6-17	82
Tabla 6-20 Escala de momentos de la Figura 6-18	83
Tabla 6-21 Resumen comportamiento de puntales de arriostramiento para el espectro de diseño Dames & Moore	85
Tabla 7-1 Escala de esfuerzos de la Figura 7-1	89
Tabla 7-2 Escala de esfuerzos de la Figura 7-2	90
Tabla 7-3 Escala de esfuerzos de la Figura 7-3	92
Tabla 7-4 Escala de esfuerzos de la Figura 7-4	93
Tabla 7-5 Escala de esfuerzos de la Figura 7-5	94
Tabla 7-6 Escala de esfuerzos de la Figura 7-6	96
Tabla 7-7 Escala de esfuerzos de la Figura 7-7	97
Tabla 7-8 Escala de esfuerzos de la Figura 7-8	99
Tabla 7-9 Resumen de los mínimos factores de seguridad en el contrafuerte # 25 para el espectro de diseño de UBC 97	99
Tabla 7-10 Resumen de los mínimos factores de seguridad en el contrafuerte # 25 para el espectro de diseño de IBC 2006	100

Tabla 7-11 Escala de esfuerzos de la Figura 7-9	101
Tabla 7-12 Escala de esfuerzos de la Figura 7-10	102
Tabla 7-13 Escala de esfuerzos de la Figura 7-11	104
Tabla 7-14 Escala de esfuerzos de la Figura 7-12	105
Tabla 7-15 Escala de esfuerzos de la Figura 7-13	106
Tabla 7-16 Escala de esfuerzos de la Figura 7-14	107
Tabla 7-17 Escala de esfuerzos de la Figura 7-15	109
Tabla 7-18 Escala de esfuerzos de la Figura 7-16	110
Tabla 7-19 Resumen de los factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el espectro de diseño de UBC 97	111
Tabla 7-20 Resumen de los factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el espectro de diseño de IBC 2006	111
Tabla 7-21 Escala de momentos de la Figura 7-17	112
Tabla 7-22 Escala de momentos de la Figura 7-18	113
Tabla 7-23 Resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento para el espectro de diseño de UBC 97	116
Tabla 7-24 Resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento para el espectro de diseño de IBC 2006	117
Tabla 8-1 Escala de esfuerzos de la Figura 8-3	122
Tabla 8-2 Escala de esfuerzos de la Figura 8-4	123
Tabla 8-3 Escala de esfuerzos de la Figura 8-5	124
Tabla 8-4 Escala de esfuerzos de la Figura 8-6	126
Tabla 8-5 Escala de esfuerzos de la Figura 8-7	127

Tabla 8-6 Escala de esfuerzos de la Figura 8-8.....	129
Tabla 8-7 Escala de esfuerzos de la Figura 8-9.....	131
Tabla 8-8 Escala de esfuerzos de la Figura 8-10.....	132
Tabla 8-9 Resumen factores de seguridad mínimos en el contrafuerte # 25 para el registro original de San Salvador de 1986	133
Tabla 8-10 Escala de esfuerzos de la Figura 8-11.....	134
Tabla 8-11 Escala de esfuerzos de la Figura 8-12.....	135
Tabla 8-12 Escala de esfuerzos de la Figura 8-13.....	137
Tabla 8-13 Escala de esfuerzos de la Figura 8-14.....	138
Tabla 8-14 Escala de esfuerzos de la Figura 8-15.....	139
Tabla 8-15 Escala de esfuerzos de la Figura 8-16.....	140
Tabla 8-16 Escala de esfuerzos de la Figura 8-17	142
Tabla 8-17 Escala de esfuerzos de la Figura 8-18.....	143
Tabla 8-18 Resumen de los mínimos factores de seguridad en la losa de hormigón armado para el registro original de San Salvador de 1986	143
Tabla 8-19 Escala de momentos de la Figura 8-19.....	145
Tabla 8-20 Escala de momentos de la Figura 8-20.....	146
Tabla 8-21 Resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento.....	148
Tabla 9-1 Escala de esfuerzos de la Figura 9-3.....	154
Tabla 9-2 Escala de esfuerzos de la Figura 9-4.....	155
Tabla 9-3 Escala de esfuerzos de la Figura 9-5.....	156
Tabla 9-4 Escala de esfuerzos de la Figura 9-6.....	158
Tabla 9-5 Escala de esfuerzos de la Figura 9-7.....	160

Tabla 9-6 Escala de esfuerzos de la Figura 9-8.....	161
Tabla 9-7 Escala de esfuerzos de la Figura 9-9.....	163
Tabla 9-8 Escala de esfuerzos de la Figura 9-10.....	164
Tabla 9-9 Resumen de los factores de seguridad mínimos en el contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97	165
Tabla 9-10 Resumen de los factores de seguridad mínimos en el contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006	165
Tabla 9-11 Escala de esfuerzos de la Figura 9-11.....	167
Tabla 9-12 Escala de esfuerzos de la Figura 9-12.....	168
Tabla 9-13 Escala de esfuerzos de la Figura 9-13.....	169
Tabla 9-14 Escala de esfuerzos de la Figura 9-14.....	170
Tabla 9-15 Escala de esfuerzos de la Figura 9-15.....	172
Tabla 9-16 Escala de esfuerzos de la Figura 9-16.....	173
Tabla 9-17 Escala de esfuerzos de la Figura 9-17	174
Tabla 9-18 Escala de esfuerzos de la Figura 9-18.....	175
Tabla 9-19 Resumen factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97	176
Tabla 9-20 Resumen factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006	176
Tabla 9-21 Escala de momentos de la Figura 9-19.....	178
Tabla 9-22 Escala de momentos de la Figura 9-20.....	179
Tabla 9-23 Resumen comportamiento de puntales de arriostramiento para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97.....	183

Tabla 9-24 Resumen comportamiento de puntales de arriostramiento para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006	183
--	-----

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 Localización del municipio de Juana Díaz	1
Figura 1-2 Localización de la represa Guayabal	2
Figura 1-3 Tipos de represas de contrafuerte (Motsonelidze 1987)	5
Figura 3-1 Esfuerzos en un elemento de placa (Cook et al. 2001)	11
Figura 3-2 Momentos y fuerzas cortantes asociados a los esfuerzos de la Figura 3-1 (Cook et al. 2001)	12
Figura 3-3 Esfuerzos en un elemento de membrana (Cook et al. 2001)	13
Figura 3-4 Modelo formado por elementos de cáscara del contrafuerte # 25	14
Figura 3-5 Modelo formado por elementos de cáscara de la losa de hormigón armado	14
Figura 3-6 Condición de momento para los puentes peatonales	15
Figura 3-7 Elementos de pórtico para los puntales y puentes peatonales	16
Figura 3-8 Modelo elementos de cáscara y pórtico de torre	18
Figura 3-9 Modelo de las compuertas, contrapesos y puentes peatonales en la sección de compuertas	20
Figura 3-10 Espectro de diseño UBC 97 para la zona de la represa	21
Figura 3-11 Espectro de diseño IBC 2006 para la zona de la represa	22
Figura 3-12 Espectro de diseño Dames & Moore para la zona de la represa	23
Figura 3-13 Acelerograma original del terremoto de San Salvador de 1986	24
Figura 3-14 Espectro de respuesta del terremoto compatible con el código UBC 97 ...	26
Figura 3-15 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento corregidos	27
Figura 3-16 Interpretación de esfuerzos en los contrafuertes	28
Figura 3-17 Interpretación de esfuerzos en las losas de hormigón armado	29

Figura 3-18 Interpretación de fuerzas en las losas de hormigón armado.....	30
Figura 4-1 Modo de vibración # 2 de la represa Guayabal.....	40
Figura 4-2 Acercamiento segundo modo de vibración	40
Figura 4-3 Vista en planta del modo de vibración # 18 de la represa Guayabal	41
Figura 4-4 Acercamiento del modo de vibración # 18	42
Figura 4-5 Figura para determinar el coeficiente de presión hidrodinámica.....	43
Figura 4-6 Vista en planta del modo de vibración # 19 de la represa Guayabal	46
Figura 4-7 Vista en planta del modo de vibración # 24 de la represa Guayabal	47
Figura 4-8 Vista en planta del modo de vibración # 17 de la represa Guayabal	47
Figura 4-9 Modo de vibración # 3 de la represa Guayabal.....	48
Figura 4-10 Localización recomendada de los sensores sísmicos en la represa.....	49
Figura 5-1 Esfuerzos principales máximos (psi) combinación D +F del contrafuerte # 25	50
Figura 5-2 Acercamiento de los esfuerzos principales máximos del contrafuerte # 25.	52
Figura 5-3 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F en el contrafuerte # 25	52
Figura 5-4 Acercamiento de los esfuerzos principales mínimos del contrafuerte # 25..	53
Figura 5-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F en las losas	54
Figura 5-6 Acercamiento de los máximos esfuerzos principales en (psi) para la combinación D +F en las losas	55
Figura 5-7 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F en las losas	55

Figura 5-8 Acercamiento de los mínimos esfuerzos principales en (psi) para la combinación D +F en las losas	56
Figura 6-1 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F +0.714 EQX _{D&M} del contrafuerte # 25.....	58
Figura 6-2 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F +0.714 EQX _{D&M} del contrafuerte # 25.....	59
Figura 6-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{D&M} del contrafuerte # 25.....	61
Figura 6-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{D&M} del contrafuerte # 25.....	62
Figura 6-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{D&M} del contrafuerte # 25.....	64
Figura 6-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{D&M} del contrafuerte # 25.....	65
Figura 6-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY _{D&M} del contrafuerte # 25.....	67
Figura 6-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY _{D&M} del contrafuerte # 25.....	68
Figura 6-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	71
Figura 6-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	72
Figura 6-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{D&M} en una porción de la losa.....	73

Figura 6-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{D&M} en una porción de la losa.....	74
Figura 6-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	76
Figura 6-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{D&M} de una porción de la losa.....	77
Figura 6-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	78
Figura 6-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY _{D&M} de una porción de la losa.....	79
Figura 6-17 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el espectro de diseño D & M.....	81
Figura 6-18 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el espectro de diseño D & M.....	82
Figura 6-19 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el espectro de diseño D & M.....	84
Figura 7-1 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	88
Figura 7-2 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	89
Figura 7-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	91
Figura 7-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{UBC97} del contrafuerte # 25	92
Figura 7-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	94
Figura 7-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	95
Figura 7-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	97
Figura 7-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	98

Figura 7-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQX _{UBC97} de parte de la losa.....	101
Figura 7-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) combinación D +F + 0.714 EQX _{UBC97} de parte de la losa.....	102
Figura 7-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	103
Figura 7-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	104
Figura 7-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	106
Figura 7-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{UBC97} de parte de la losa.....	107
Figura 7-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	108
Figura 7-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	109
Figura 7-17 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de cargas para el espectro de diseño de UBC 97	112
Figura 7-18 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de cargas para el espectro de diseño de UBC 97	113
Figura 7-19 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el espectro de	114
Figura 7-20 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el espectro de	115
Figura 8-1 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje Y global	119
Figura 8-2 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje X global	119
Figura 8-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F +0.714 EQX _{ORIG} del contrafuerte # 25	121

Figura 8-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F +0.714 EQX _{ORIG} del contrafuerte # 25	122
Figura 8-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{ORIG} del contrafuerte # 25	124
Figura 8-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{ORIG} del contrafuerte # 25	125
Figura 8-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{ORIG} del contrafuerte # 25	127
Figura 8-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{ORIG} del contrafuerte # 25	128
Figura 8-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY _{ORIG} del contrafuerte # 25	130
Figura 8-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY _{ORIG} del contrafuerte # 25	131
Figura 8-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQX _{ORIG} de parte de la losa	134
Figura 8-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQX _{ORIG} de parte de la losa	135
Figura 8-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{ORIG} de parte de la losa	136
Figura 8-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX _{ORIG} de parte de la losa	137

Figura 8-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{ORIG} de parte de la losa	139
Figura 8-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY _{ORIG} de parte de la losa	140
Figura 8-17 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY _{ORIG} de parte de la losa	141
Figura 8-18 Esfuerzos principales mínimos (psi) combinación D +F - 0.714 EQY _{D&M} de parte de la losa.....	142
Figura 8-19 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el registro original de San Salvador de 1986	144
Figura 8-20 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el registro original de San Salvador de 1986	145
Figura 8-21 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el registro original de San Salvador de 1986	147
Figura 9-1 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje Y global	151
Figura 9-2 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje X global	151
Figura 9-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	153
Figura 9-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	154
Figura 9-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	156
Figura 9-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	157
Figura 9-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	159

Figura 9-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	160
Figura 9-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	162
Figura 9-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	163
Figura 9-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714	
EQX _{IGNEW UBC97} de parte de la losa	166
Figura 9-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) combinación D +F + 0.714 EQX _{IGNEW}	
UBC97 de parte de la losa	167
Figura 9-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	169
Figura 9-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	170
Figura 9-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	171
Figura 9-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F + 0.714	
EQY _{IGNEW UBC97} de parte de la losa	172
Figura 9-17 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación.....	174
Figura 9-18 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación	175
Figura 9-19 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de	
las combinaciones de cargas del registro artificial compatible con el espectro de diseño	
UBC 97.....	177
Figura 9-20 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de	
las combinaciones de cargas del registro artificial compatible con el espectro de diseño	
UBC 97.....	178
Figura 9-21 Comparación entre cortantes máximos y capacidad a cortante en la losa de	
mayor altura estudiada.....	180

Figura 9-22 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC97.....	181
Figura 9-23 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006	181

LISTA DE FOTOS

Foto 1-1 Sección de compuertas de la represa Guayabal	3
Foto 1-2 Sección de contrafuertes de la represa Guayabal	4
Foto 1-3 Puntales de arriostramiento entre contrafuertes	6
Foto 3-1 Puentes peatonales y puntales de arriostramiento en la sección de contrafuertes	15
Foto 3-2 Torre	17
Foto 3-3 Conexión torre y contrafuerte.....	17
Foto 3-4 Compuertas de acero	19
Foto 3-5 Puentes peatonales y contrapesos	19
Foto 5-1 Ubicación del contrafuerte # 25 en la represa Guayabal	51

Capítulo 1 INTRODUCCION

1.1 Introducción

La represa Guayabal está localizada al sur de Puerto Rico en el río Jacaguas aproximadamente a dos millas al norte del pueblo de Juana Díaz, específicamente en la latitud 18.0888° N y longitud -66.5033° O. La represa tiene una longitud de 1,978 pies y una altura estructural de 130 pies. Además, tiene una elevación de 341 pies sobre el nivel del mar al tope de sus compuertas. El agua almacenada en la represa se utiliza para propósitos de irrigación. La Figura 1-1 y la Figura 1-2 muestran las localizaciones del municipio de Juana Díaz y de la represa de Guayabal, respectivamente.



Figura 1-1 Localización del municipio de Juana Díaz



Figura 1-2 Localización de la represa Guayabal

La construcción de la represa fue terminada en 1913. En 1950 se le aumentó la altura 16 pies para poder compensar la pérdida de capacidad de almacenaje (Madera 2005). En estas modificaciones se aumentó el espesor de cada contrafuerte por encima de la elevación 284 (elevación respecto el nivel del mar). También se fortalecieron los contrafuertes con un sistema de pórticos y puntales. Del mismo modo, en la sección de compuertas, se aumentaron los espesores de las losas de hormigón curvas añadiéndoles una capa de hormigón sin refuerzo. Además, se añadió una pared vertical a través de la longitud de la sección de compuertas. Esta pared vertical ayuda a soportar el incremento en peso del hormigón añadido en las losas de hormigón curvas y ayuda a esta

sección de la estructura a resistir cargas laterales. La Foto 1-1 y la Foto 1-2 muestran, respectivamente, las secciones de compuertas y contrafuertes de la represa Guayabal.



Foto 1-1 Sección de compuertas de la represa Guayabal



Foto 1-2 Sección de contrafuertes de la represa Guayabal

1.2 Justificación

El análisis dinámico de represas de contrafuerte ha ido evolucionando a través de los años desde que se comenzó a construir estas estructuras en zonas sísmicas a comienzos del siglo 20 (Motsonelidze 1987). Existen diferentes tipos de represas de contrafuerte las cuales se pueden clasificar de acuerdo al tipo de losa como: a) de cabeza redonda (“round-head buttress”), b) con losa de hormigón armado plana (“flat reinforced concrete slab deck”), c) de arcos múltiples (“multiple arches”), y d) de domos múltiples (“multiple domes”). La Figura 1-3 muestra una representación gráfica de los tipos de represa de contrafuerte antes mencionados.

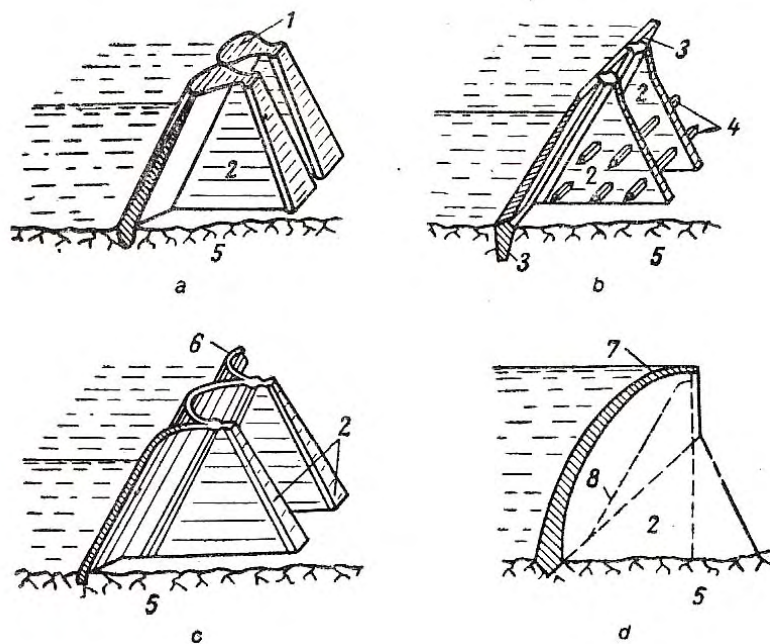


Figura 1-3 Tipos de represas de contrafuerte (Motsonelidze 1987)

En particular, la represa Guayabal pertenece a la clase de represas con losa de hormigón armado plana, las que a veces se identifican también con el nombre de represas tipo *Ambursen*. Estas represas consisten de contrafuertes conectados por barras horizontales de hormigón armado (puntales) para arriostrar los contrafuertes. De esta manera se aumenta la estabilidad global y rigidez de la estructura y también se previene una potencial falla por pandeo de los contrafuertes, los cuales son elementos relativamente delgados comparados con aquellos de otras clases de represas. La Foto 1-3 muestra un ejemplo de estos puntales de arriostramiento.



Foto 1-3 Puntales de arriostramiento entre contrafuertes

Se tiene conocimiento de que las represas construidas a principios del siglo 20 se diseñaban sísmicamente considerando la carga sísmica como una estática con la metodología desarrollada por Mononobe (Motsonelidze 1987). Por tal razón, existe la preocupación de que la capacidad estructural de los elementos de la represa Guayabal no sea la suficiente como para resistir las cargas sísmicas esperadas para la zona. Además, la represa Guayabal es considerada de alto riesgo por el “National Inventory of Dams”. Esta clasificación establece que la falla o mala operación de la represa puede causar pérdidas de vidas humanas. Según el Censo del año 2000 la población del barrio Guayabal es de 5,774 personas. La metodología desarrollada por Mononobe se ajusta mejor a las represas de hormigón de gravedad (macizas sin refuerzos). Por el contrario, las represas de contrafuertes son más esbeltas (y contienen refuerzos de acero) lo cual hace que no se cumpla con la suposición de que la estructura puede ser considerada como absolutamente rígida. Además, cada contrafuerte se analizaba como una unidad separada con condiciones de borde apropiadas. Se consideraban dos situaciones: el contrafuerte como una placa sometida a fuerzas en su plano (tipo membrana) y a fuerzas normales al plano (tipo placa en flexión). Este tipo de análisis tiene

limitaciones en especial cuando, como en el caso de contrafuertes con losa de hormigón armado plana, existen puntales normales a la superficie del contrafuerte.

Actualmente el análisis de estructuras sometidas a cargas sísmicas se hace teniendo en cuenta la naturaleza dinámica del fenómeno. Si bien se aceptan análisis estáticos equivalentes para edificios regulares y convencionales, las estructuras especiales como las represas requieren de un análisis dinámico. Para estructuras con comportamiento lineal el método más usado es el de Análisis Modal, Descomposición Modal, o Superposición Modal. Este método es el que utilizan los programas de computadoras modernos que existen actualmente en el mercado (Suárez 2003). Una vez que se conocen las propiedades dinámicas de la estructura (sus frecuencias naturales, modos de vibración) hay dos alternativas; si la carga sísmica está definida mediante un espectro de respuesta o de diseño, para calcular la respuesta se usa el método del espectro de respuesta. Si la excitación está definida a través de un acelerograma se hace una integración en el tiempo de las ecuaciones de movimiento desacopladas y se combinan estas respuestas a través de los modos de vibración. En esta investigación se usarán ambos métodos.

Es por todo lo antes mencionado que para el análisis elástico dinámico de la represa Guayabal se utilizará el programa de computadoras SAP2000 v11 el cual utiliza el Análisis Modal como uno de los métodos de solución.

1.3 Objetivos

Esta investigación tiene como objetivo primordial efectuar un análisis dinámico y establecer conclusiones preliminares en cuanto a la integridad estructural de la represa Guayabal en el evento en que experimente un terremoto de alta intensidad.

Para lograr el objetivo propuesto se van a llevar a cabo las siguientes tareas:

- 1) Obtener las propiedades físicas y geométricas de la represa de los planos disponibles.
- 2) Realizar una inspección ocular de la represa para medir, si es necesario, algunos elementos que no aparecen en los planos y para tener una proyección más clara de la represa en tres dimensiones.
- 3) Calcular las propiedades dinámicas de la represa, en particular las frecuencias naturales, los modos de vibración asociados y otras cantidades importantes como factores de participación modal utilizando la metodología de elementos finitos con el programa SAP2000 v11.
- 4) Obtener la respuesta sísmica mediante el método del espectro de respuesta usando los espectros de diseño de los códigos UBC 97, IBC 2006 y de un estudio encargado a la consultora Dames & Moore.
- 5) Realizar un análisis en el tiempo con el programa SAP2000 v11 utilizando el registro original de San Salvador de 1986 y un registro artificial compatible con los espectros de diseño recomendados por UBC 97 e IBC 2006 para la zona de la represa.
- 6) Verificar la integridad estructural de los componentes críticos o más vulnerables de la represa como los puntales horizontales, los contrafuertes y las losas de hormigón armado.
- 7) Realizar diagramas de esfuerzos principales para las combinaciones estudiadas con el programa AutoCAD Civil 3D 2008.
- 8) Basado en los modos de vibración y sus respectivos factores de participación modal recomendar la localización y dirección de sensores sísmicos.
- 9) Una vez concluidos el análisis y la verificación, se van a comparar los resultados con los de estudios previos resaltando y explicando las diferencias obtenidas.
- 10) ¿Cuál será el daño, si alguno, en la represa ante los registros o eventos que se van a considerar?

Capítulo 2 PUBLICACIONES PREVIAS

2.1 Comparación entre modelos de elementos finitos simplificados tridimensionales de represas de contrafuertes no arriostradas

Las represas de contrafuertes son estructuras complejas que la mayoría de las veces requieren de modelos de elementos finitos para una evaluación sísmica (Nuss 1995). La mayoría de las veces estas estructuras se modelan utilizando una unidad de la represa debido a que un modelo tridimensional consume mucho tiempo y es más costoso. El uso correcto de estos modelos simplificados requiere de mucha experiencia debido a que es crucial que los analistas impongan condiciones de borde apropiadas que representen el comportamiento real de la estructura completa. Se deben evitar que estas condiciones de borde induzcan demasiada restricción a los elementos para así poder obtener resultados confiables. Estos modelos simplificados pueden subestimar o sobreestimar los desplazamientos y esfuerzos de la represa de contrafuertes en la dirección longitudinal de la misma, comparados con modelos en tres dimensiones. Esto justifica el esfuerzo asociado al uso de modelos de elementos finitos completos para representar las represas de contrafuertes. Además, se demuestra la necesidad de tener estudios de control/comparación de modelos completos y los simplificados debido a que las condiciones de borde impuestas en los modelos simplificados afectan grandemente los resultados obtenidos. Por último, se reconoce la necesidad de que las condiciones de borde impuestas tengan un control de flexibilidad.

2.2 Comportamiento sísmico de represas de contrafuerte

Priscu (1985) pudo establecer las zonas del contrafuerte más propensas a daño, tomando en consideración los daños previos ocurridos a represas de contrafuerte bajo los efectos de cargas sísmicas. Entre estos casos documentados se encuentran la represa Miranda en Portugal sometida a un terremoto $MM = IV$, la represa Hsinfengkiang en China sometida a un terremoto $MM = VIII$ y la represa Poiana Uzului en Rumania sometida a un terremoto $MM = VI$. Entre las zonas más propensas a daño se encuentran: las conexiones

entre la losa de hormigón armado y los contrafuertes, la parte del contrafuerte más cercana a la fundación y las zonas bajas donde existen desagües (Prisco 1985). Se recomienda que para el análisis sísmico de estas represas en dirección al flujo de agua se considere la contribución hidrodinámica del agua utilizando el procedimiento de masa añadida. Por otro lado, si se está analizando la represa en su dirección longitudinal el efecto hidrodinámico del agua puede despreciarse.

2.3 Rehabilitación de represas de contrafuertes para cargas sísmicas

El programa de California para la Seguridad en las Represas (California Dam Safety Program), en los años sesenta, reconoció la vulnerabilidad de represas de contrafuerte a terremotos cuando se considera su eje longitudinal (Pataky and Kemp 1993). Es por esto que algunas de estas represas han sido rehabilitadas fortaleciendo los contrafuertes con un sistema de pórticos y puntales. Estos pórticos actúan en forma compuesta con los contrafuertes para aumentar la rigidez y la integridad de estos últimos. Se proveen aros a través del largo del pórtico los cuales pasan a través de los contrafuertes. Los aros actúan como refuerzo de cortante para el pórtico además de proveer acción compuesta entre los contrafuertes y pórticos. Por otro lado, los puntales tienen que resistir cargas cíclicas en tensión y compresión, además de momentos flexionales en las uniones con los pórticos. Estos elementos son los más críticos de todo el sistema de rehabilitación sísmica. El método de rehabilitación antes descrito fue utilizado en la represa Guayabal en Juana Díaz en 1950 cuando se aumentó la elevación de la represa 16 ft. Según Kemp esta alternativa es la más costo-efectiva al ser comparada con otras.

Capítulo 3 METODOLOGÍA

3.1 Modelamiento del los componentes de la represa

La represa Guayabal consiste de tres componentes principales: la sección de contrafuertes ("Bulkhead Section"), la sección de compuertas ("Spillway Section") y una torre de toma ("Intake Tower") localizada en la sección de contrafuertes. Para modelar la represa se utilizaron elementos finitos de cáscaras y elementos de pórtico en el programa comercial SAP2000 v11.

Los elementos finitos de cáscaras contienen tres o cuatro nodos y los mismos combinan comportamientos de membrana y de placa. Una placa se define como un cuerpo plano cuyo espesor es de una magnitud menor que sus otras dimensiones (Cook et al. 2001). Una placa con espesor t tiene una superficie media a una distancia $t/2$ de cada superficie lateral. Esta superficie media es una superficie neutra para una placa homogénea sometida a flexión ($\epsilon_x = \epsilon_y = \gamma_{xy} = 0$). La Figura 3-1 y la Figura 3-2 muestran, respectivamente, los esfuerzos y las fuerzas internas asociadas a este elemento.

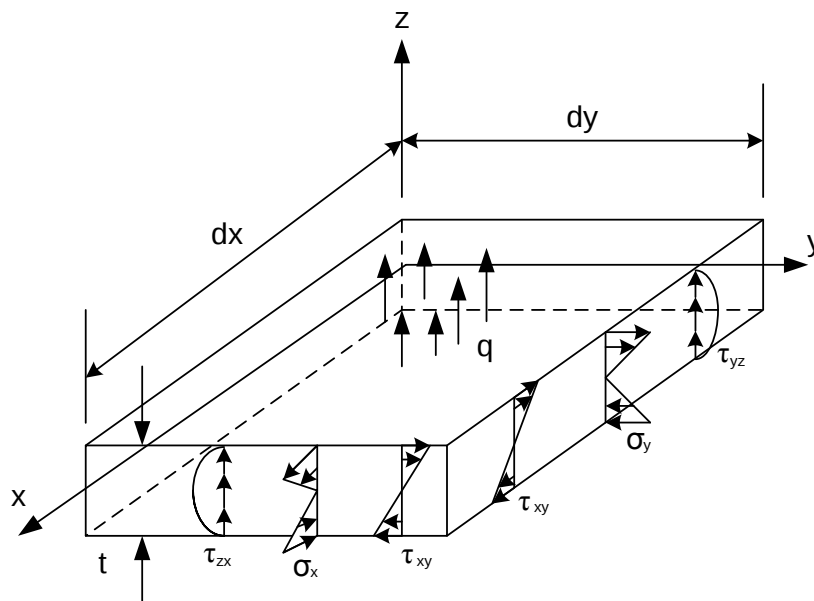
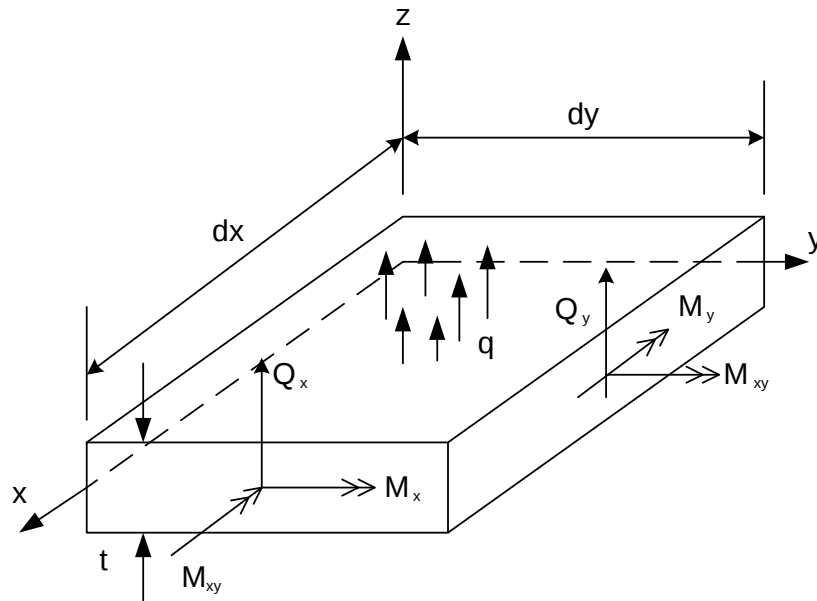


Figura 3-1 Esfuerzos en un elemento de placa (Cook et al. 2001)



**Figura 3-2 Momentos y fuerzas cortantes asociados a los esfuerzos de la Figura 3-1
(Cook et al. 2001)**

Una membrana es una superficie curva flexible y delgada capaz de transmitir cargas actuando en su plano, en dos direcciones a los soportes. Para una membrana los cortantes normales a la superficie, momentos de flexión y torsión son despreciables, por tanto en la teoría de membranas los esfuerzos asociados a estas fuerzas se ignoran. La Figura 3-3 muestra los esfuerzos asociados a un elemento de membrana.

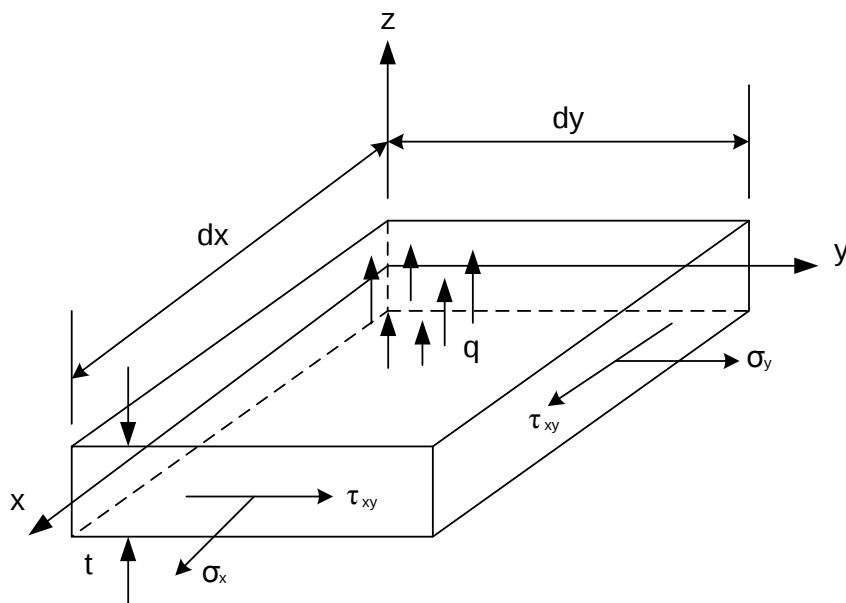


Figura 3-3 Esfuerzos en un elemento de membrana (Cook et al. 2001)

La primera sección de la represa Guayabal consiste de contrafuertes unidos por losas planas de hormigón armado, puntales horizontales y dos puentes peatonales. Para modelar los contrafuertes y las losas de hormigón armado se utilizaron elementos de cáscara (“shell-layered”) los cuales proveen comportamiento tipo membrana y de placa en flexión. Estos elementos siempre activan seis grados de libertad en cada uno de sus nodos (tres desplazamientos y tres rotaciones). La Figura 3-4 y la Figura 3-5 muestran, respectivamente, el modelo de un contrafuerte y de parte de la losa de hormigón armado que los une y que es soportada por los contrafuertes.

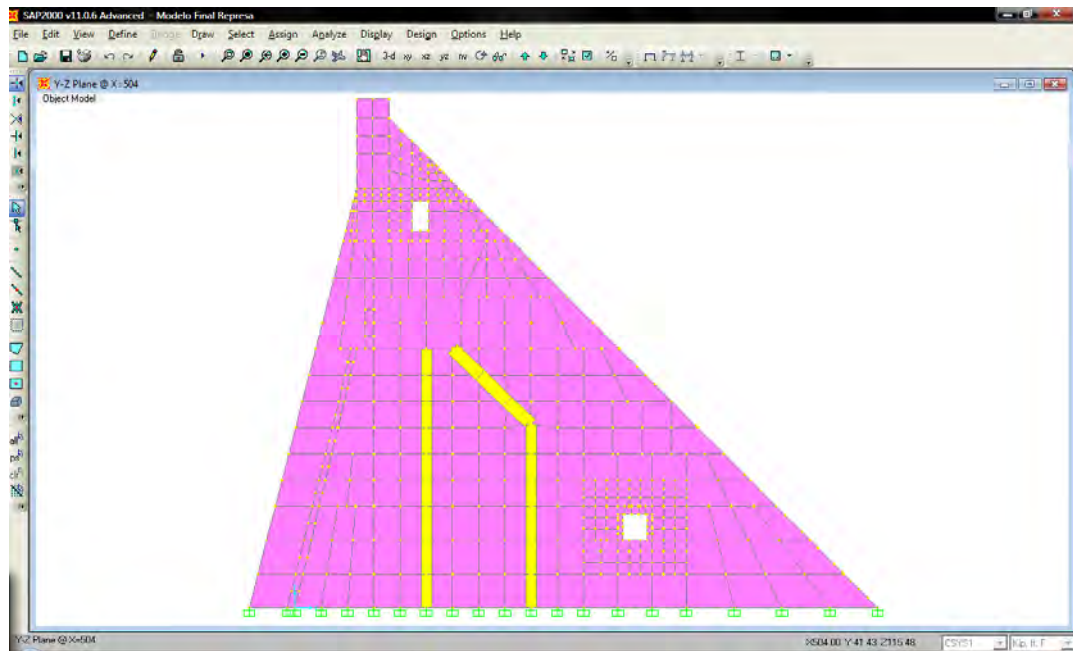


Figura 3-4 Modelo formado por elementos de cáscara del contrafuerte # 25

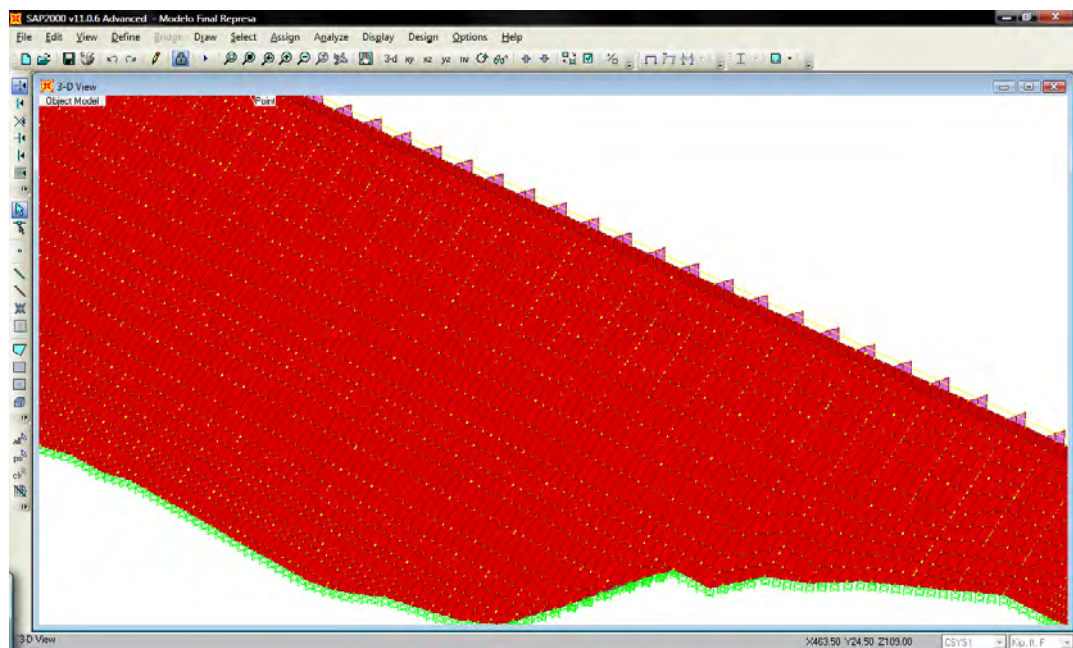


Figura 3-5 Modelo formado por elementos de cáscara de la losa de hormigón armado

Los puntales y puentes peatonales se modelaron con elementos de pórtico con la única diferencia que los puentes fueron modelados como simplemente soportados para representar el comportamiento real de estos elementos. Esto se hizo liberando el momento alrededor del eje local 3-3 según se ilustra en la ventana de SAP2000 que se muestra en la Figura 3-6.

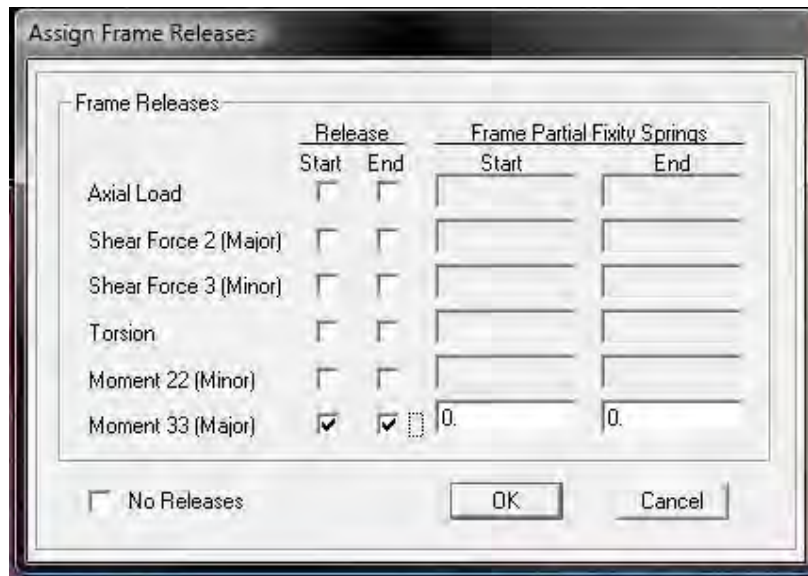


Figura 3-6 Condición de momento para los puentes peatonales

Estos elementos de pórtico, al igual que las cáscaras, contienen seis grados de libertad por cada nodo (tres desplazamientos y tres rotaciones). La Foto 3-1 muestra un ejemplo de estos puentes peatonales junto con los puntales que unen los contrafuertes.

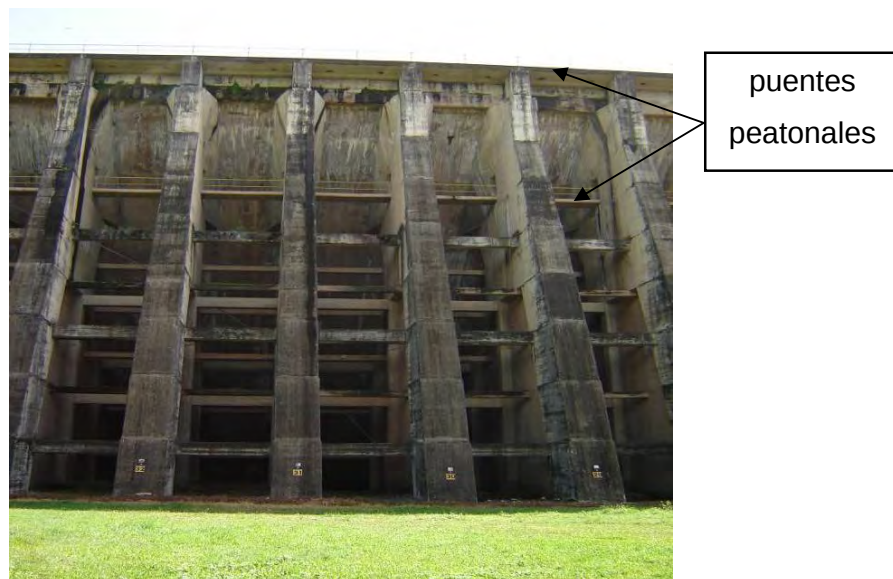


Foto 3-1 Puentes peatonales y puntales de arriostramiento en la sección de contrafuertes

La Figura 3-7 muestra el modelo utilizado para los puntales y los puentes peatonales.

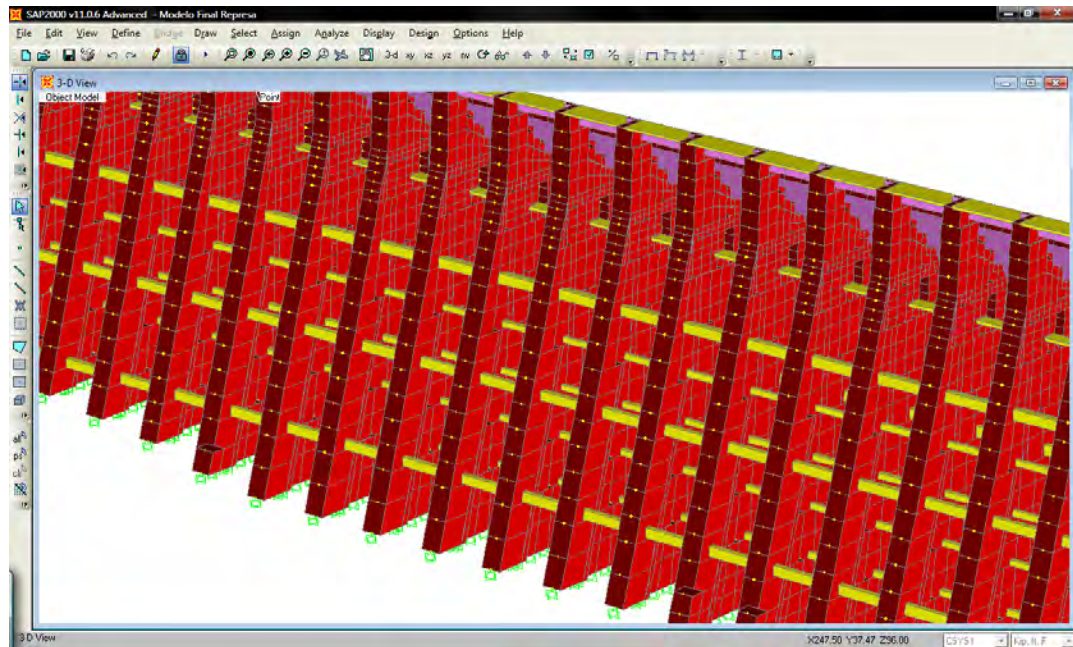


Figura 3-7 Elementos de pórtico para los puntales y puentes peatonales

Para incluir la contribución en la respuesta de la represa de la inercia de los elementos no estructurales los cuales consisten de un pasamano en hormigón y un puente que actualmente se encuentra sumergido se añadieron masas en ciertos nodos.

La torre de toma de agua fue modelada con elementos de cáscara y de pórtico. La conexión que existe entre la torre y la sección de contrafuertes fue modelada con elementos de pórticos. La Foto 3-2 y la Foto 3-3 muestran, respectivamente, la torre y su conexión con los contrafuertes. La Figura 3-8 muestra el modelo de la torre.

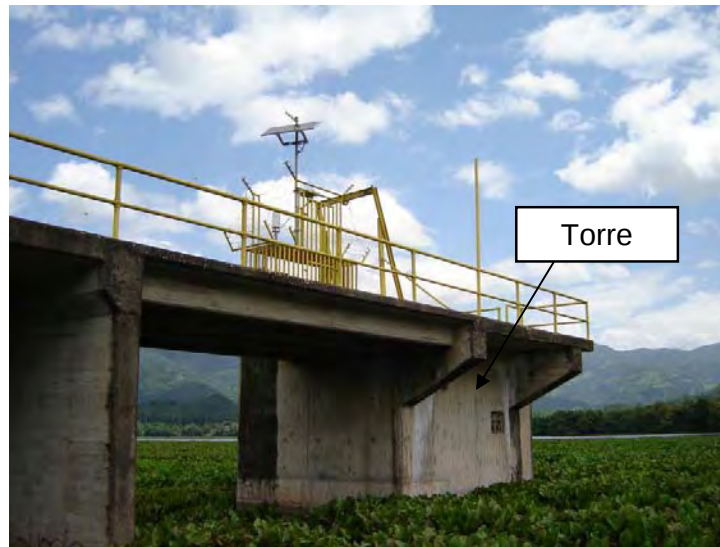


Foto 3-2 Torre



Foto 3-3 Conexión torre y contrafuerte

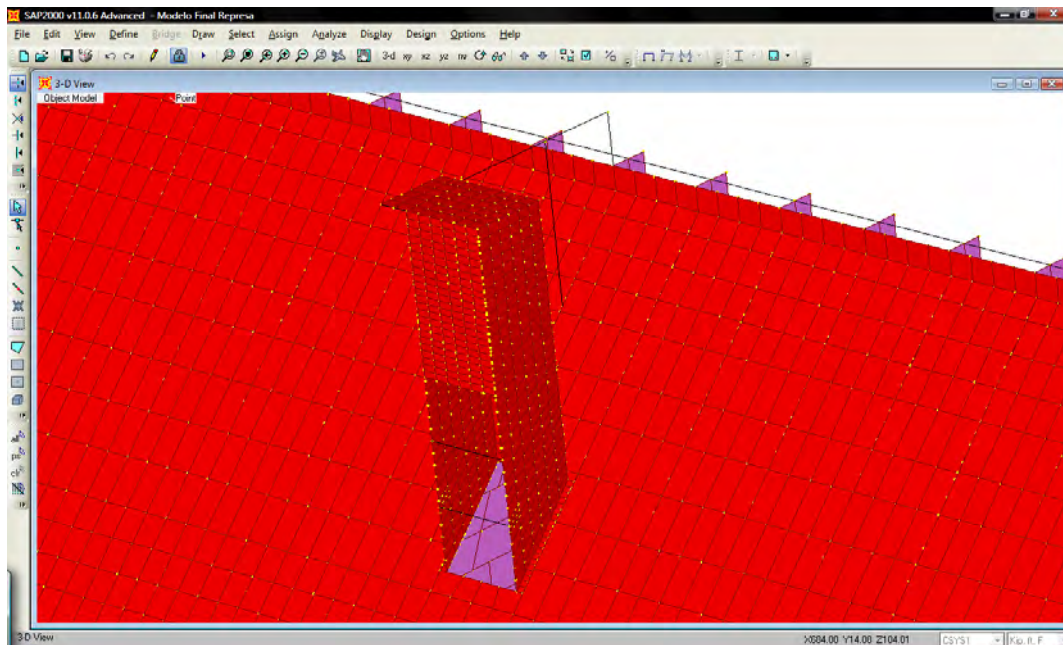


Figura 3-8 Modelo elementos de cáscara y pórtico de torre

La sección de compuertas consiste en compuertas de acero, torres en los extremos, un puente peatonal entre las torres, contrapesos de las compuertas y losas curvas de hormigón. Para modelar las torres, las compuertas y las losas de hormigón se utilizaron elementos de cáscara. Para modelar las compuertas de una manera simple se determinó un espesor equivalente tal que tenga el mismo momento de inercia que la compuerta original, la que consiste de dos láminas de acero de aproximadamente 1 pulg. de espesor cada una. El espesor equivalente obtenido fue de 16 pulg. . Por otro lado, el puente peatonal y los contrapesos se modelaron con elementos de pórtico simplemente soportados entre las torres. Para esto se liberó el momento alrededor del eje local 3-3 según explicado anteriormente. La Foto 3-4 y la Foto 3-5 muestran, respectivamente, las compuertas y los puentes peatonales con los contrapesos. La Figura 3-9 muestra el modelo de elementos finitos que incluye las compuertas, los contrapesos y los puentes peatonales en la sección de compuertas.



compuerta

Foto 3-4 Compuertas de acero



puente
peatonal

contrapeso

Foto 3-5 Puentes peatonales y contrapesos

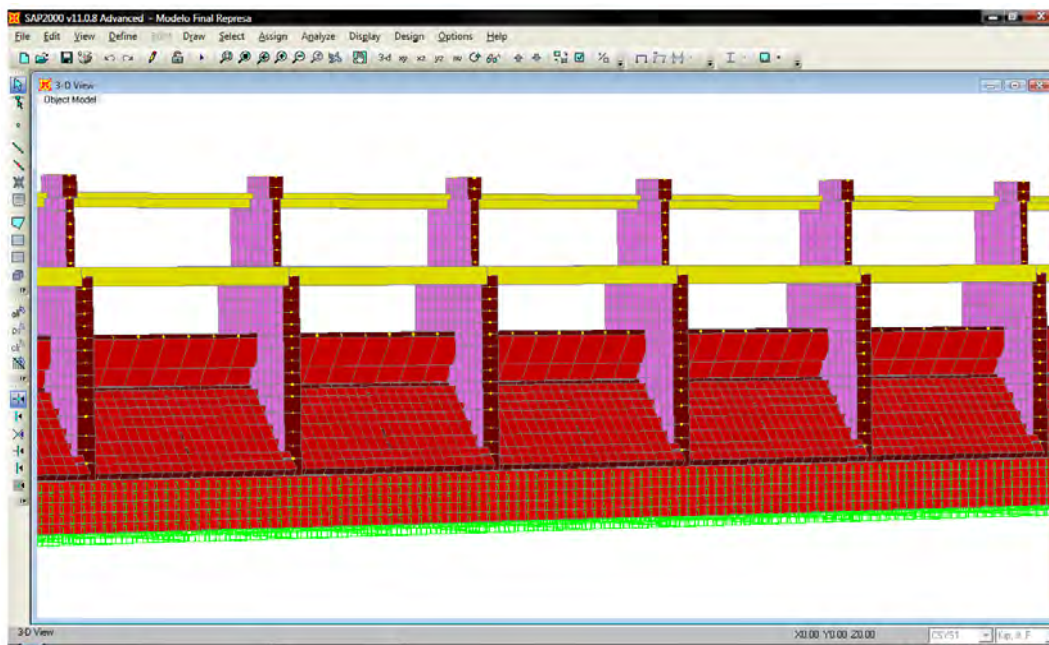


Figura 3-9 Modelo de las compuertas, contrapesos y puentes peatonales en la sección de compuertas

3.2 Definición de las cargas estáticas

Las cargas estáticas aplicadas a la estructura fueron las cargas gravitatorias (peso propio) y la presión hidrostática del agua. Las cargas gravitatorias fueron generadas automáticamente por el programa SAP2000 v11 para cada elemento del modelo. Para definir la presión hidrostática en SAP2000 v11 se utilizó una altura $Z = 116.42$ ft como la elevación de cero presión y un peso unitario $\gamma_{\text{agua}} = 62.4$ lb/ft³. Con estos valores el programa generó un patrón de presión por nodo. El programa calculó la fuerza resultante de esta presión para cada elemento de cáscara y la distribuyó en igual proporción a cada uno de sus cuatro nodos.

3.3 Definición de la excitación sísmica

La represa se sometió al registro original del terremoto de San Salvador de 1986 y a registros artificiales compatibles con los espectros de diseño sísmico recomendados por los códigos UBC 97 e IBC 2006 que aplican a la zona de la represa. Además se realizó un análisis de espectro de respuesta utilizando los espectros de diseño recomendados por los códigos UBC 97 e IBC 2006. Para calcular la respuesta de la represa a las cargas sísmicas se

utilizó una razón de amortiguamiento constante $\xi = 0.02$. Para definir las características sísmicas de la zona se utilizó una clasificación de suelo S_c . Durante la inspección visual que se realizó se ve claramente la presencia de roca en la sección de compuertas; no obstante, como no se conocen las características de la misma mediante un estudio de suelos, se utilizó la clasificación S_c de manera conservadora. Según el código UBC (1997), Puerto Rico se encuentra en una zona sísmica 3. Los coeficientes sísmicos para una zona 3 y para un suelo S_c son: $C_a = 0.33$ y $C_v = 0.45$, los cuales se utilizaron para definir el espectro de diseño UBC 97 para la zona de la represa. La Figura 3-10 muestra el espectro de diseño UBC 97 para la zona de la represa.

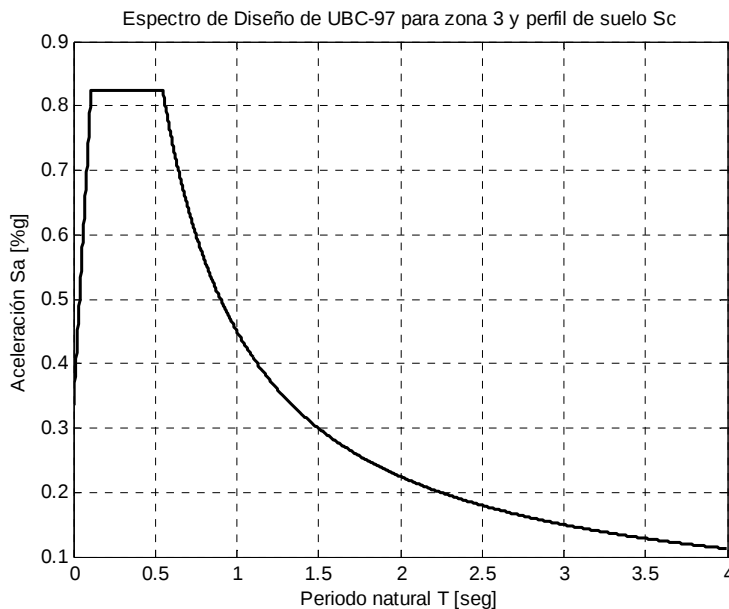


Figura 3-10 Espectro de diseño UBC 97 para la zona de la represa

Para definir el espectro de diseño IBC (2006) se localizó la represa con una latitud de 18.0888° N y una longitud de -66.5033° O. Luego se definió el llamado “periodo de transición largo” (Long-Period Transition Period) el cual tiene un valor de 12 seg. para todo Puerto Rico. Se adoptó clasificación del sitio C. Estos datos se entraron en el programa SAP2000 v11, el cual calculó los parámetros sísmicos para la zona de la represa. Los coeficientes de sitio obtenidos fueron: $F_a = 1.0235$, $F_v = 1.4994$, $S_s = 0.9413$, $S_1 = 0.3006$, $S_{DS} = 0.6423$ y $S_{D1} = 0.3005$ los cuales se utilizaron para definir el espectro de diseño

IBC 2006 para la zona de la represa. La Figura 3-11 muestra el espectro de diseño IBC 2006 para la zona de la represa.

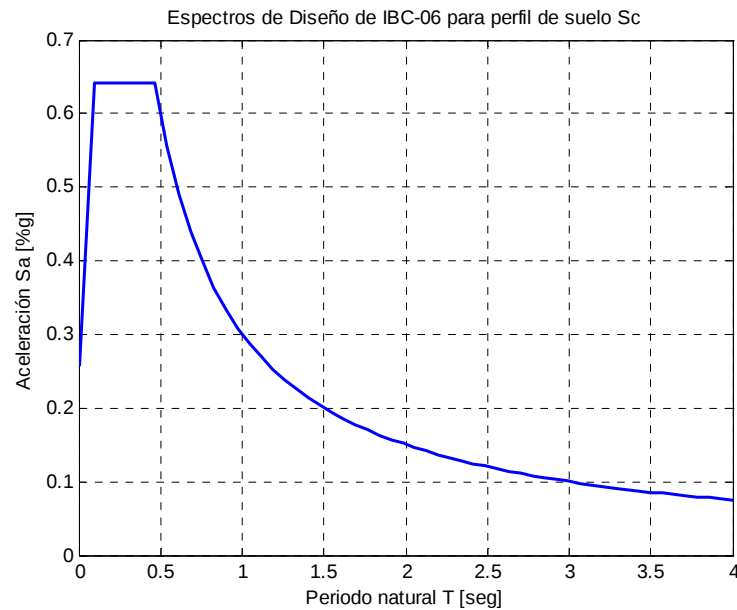


Figura 3-11 Espectro de diseño IBC 2006 para la zona de la represa

También se usó otro espectro propuesto en un estudio realizado por la compañía Dames & Moore (1998). En el estudio citado se establecieron espectros de respuesta para seis ciudades de Puerto Rico (Arecibo, Caguas, Fajardo, Mayagüez, Ponce y San Juan). Se usó el espectro para la ciudad más cercana a la represa (Ponce). La Figura 3-12 muestra el espectro de diseño Dames & Moore para la zona de la represa.

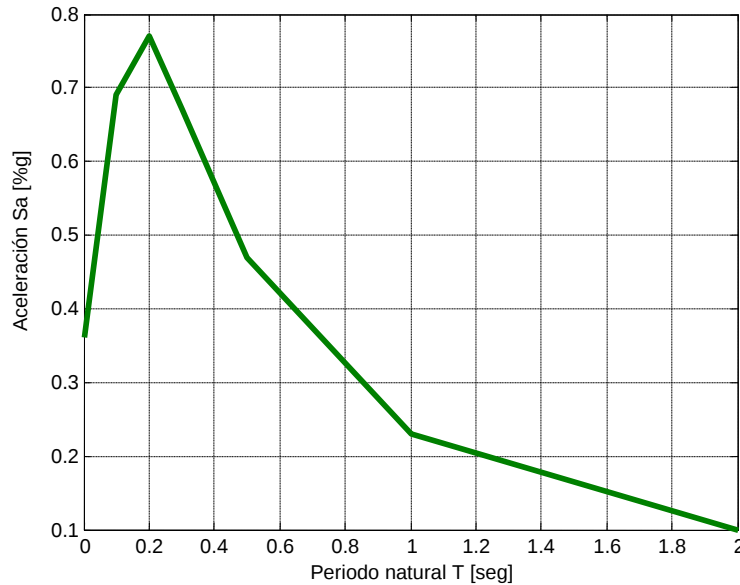


Figura 3-12 Espectro de diseño Dames & Moore para la zona de la represa

Los espectros de diseño UBC 97 y el realizado por la compañía Dames & Moore para Ponce están asociados a terremotos con periodos de retorno de 475 años mientras que el espectro de diseño del IBC 2006 define un terremoto con un periodo de retorno de 2500 años. No obstante, al reducir las aceleraciones espectrales S_s y S_1 por $2/3$, como lo especifica el IBC 2006, los espectros son comparables.

La Figura 3-13 muestra el acelerograma del terremoto de San Salvador del año 1986 registrado en la estación del Instituto Geográfico Nacional de San Salvador en la dirección Este a Oeste.

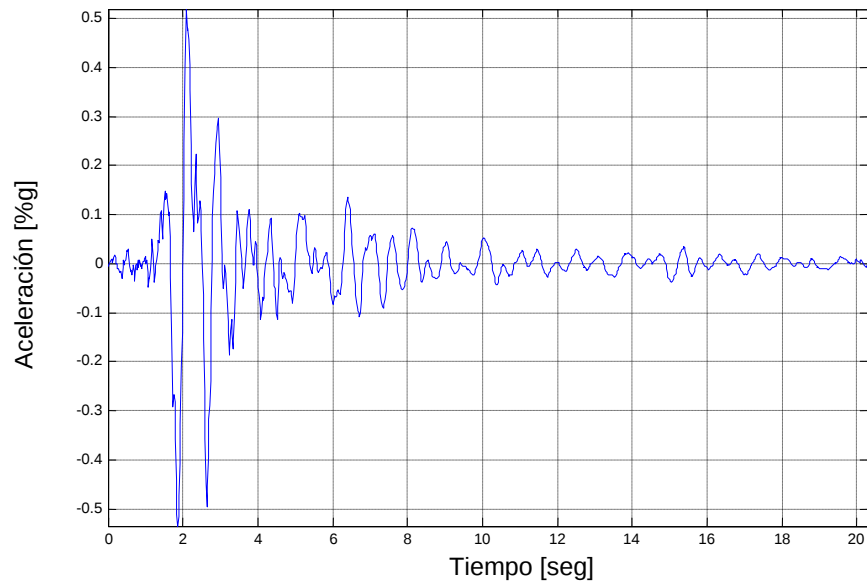


Figura 3-13 Acelerograma original del terremoto de San Salvador de 1986

Este terremoto tuvo una magnitud $M_s = 5.4$ “surface wave magnitude” y el registro usado se registró a una distancia hipocentral de 8 km (Profundidad Focal = 10 km) y tiene una duración de 20.26 seg (Irizarry 1999). La falla donde ocurrió el terremoto se conoce como falla de desgarre izquierda “left lateral slip”. Utilizando como referencia una aceleración de ± 0.05 g se puede estimar que la duración del movimiento fuerte es aproximadamente 10 seg. Para verificar si es probable que un terremoto de características similares ocurra en la zona de la represa, la Red Sísmica de Puerto Rico realizó un informe de sismicidad a un radio de 15 km de la represa Guayabal. El catálogo digital utilizado por la red sísmica cubre el periodo de tiempo de 1987 al presente y unas profundidades focales entre 0.8 km y 140.4 km. Del informe de sismicidad se obtuvieron 480 sismos con magnitudes M_s entre 0.5 y 3.8. La Tabla 3-1 muestra los sismos registrados a distancias hipocentrales en el rango de 6 a 10 km de la represa Guayabal. La calidad de los sismos mostrada en la Tabla 3-1 funciona igual que las notas, A es lo mejor y F es lo peor. Se presume que la gran mayoría de estos sismos fueron producidos por la falla conocida como “Great Southern Puerto Rico fault zone” (GSPRFZ). Esta falla es superficial y se desconoce su capacidad para producir eventos de gran magnitud. Según

Dames & Moore (1998) esta falla presenta un movimiento de desgarre hacia la izquierda “left lateral slip”.

Fecha	Hora (GMT)	Latitud °N	Longitud °O	Prof. Focal (km)	Dist. Epicentral (km)	Dist. Hipocentral (km)	Ms	Calidad
4/22/1988	6:37 AM	18.06	-66.53	8	4.26	9.06	3.7	C
3/25/1997	10:34 AM	18.06	-66.56	2.7	6.79	7.31	2.9	C
6/13/2002	1:11 PM	18.146	-66.499	7.1	6.35	9.52	1.8	C
3/20/2003	6:29 PM	18.072	-66.588	0.2	9.15	9.15	0.9	D
12/12/2003	6:47 PM	18.051	-66.552	2.4	6.64	7.06	1.4	C
1/22/2004	4:15 PM	18.111	-66.448	5.7	6.34	8.53	1.6	C
2/27/2004	6:38 PM	18.058	-66.549	2.5	5.91	6.42	1.4	C
6/15/2004	6:05 PM	18.052	-66.53	5.3	4.96	7.26	1.5	B
6/25/2004	9:53 PM	18.088	-66.432	1.1	7.54	7.62	1.2	C
11/24/2004	11:34 PM	18.142	-66.513	3.1	5.98	6.73	0.9	C
1/18/2005	5:32 PM	18.044	-66.549	2.6	6.92	7.40	1	C
2/8/2005	6:59 PM	18.048	-66.555	2.2	7.09	7.43	1	C

Tabla 3-1 Sismos registrados a distancias hipocentrales de 6 a 10 km de la represa Guayabal

Debido a que se han registrado sismos a distancias hipocentrales en el rango de 6 a 10 km (si bien de baja intensidad), se estimó que es razonablemente probable que ocurra un terremoto similar al ocurrido en San Salvador en el año 1986. Por tal razón, se sometió el modelo de la represa Guayabal al registro original obtenido en la estación del Instituto Geográfico Nacional de San Salvador en la dirección Este a Oeste del terremoto de San Salvador del año 1986.

El método usado para generar acelerogramas artificiales que se adoptó (Montejo 2004) se basa en modificar un registro sísmico real hasta que su espectro sea aproximadamente igual a otro prescrito por un código o por un estudio especial. Para obtener el registro artificial se utilizó el historial en el

tiempo del terremoto ocurrido en San Salvador en el año 1986 antes descrito. Según Irizarry (1999) el terremoto de San Salvador de 1986 domina en casi todo el rango de periodos para la ciudad de Ponce. Luego de seleccionar el registro de aceleración, se utilizaron los programas ArtifQuakeLet.m y AccelCorrect.m generados por Montejó (2004). El primer programa genera registros artificiales compatibles con un espectro de diseño usando la transformada “wavelet”. La Figura 3-14 muestra el espectro de respuesta del terremoto compatible con el código UBC 97.

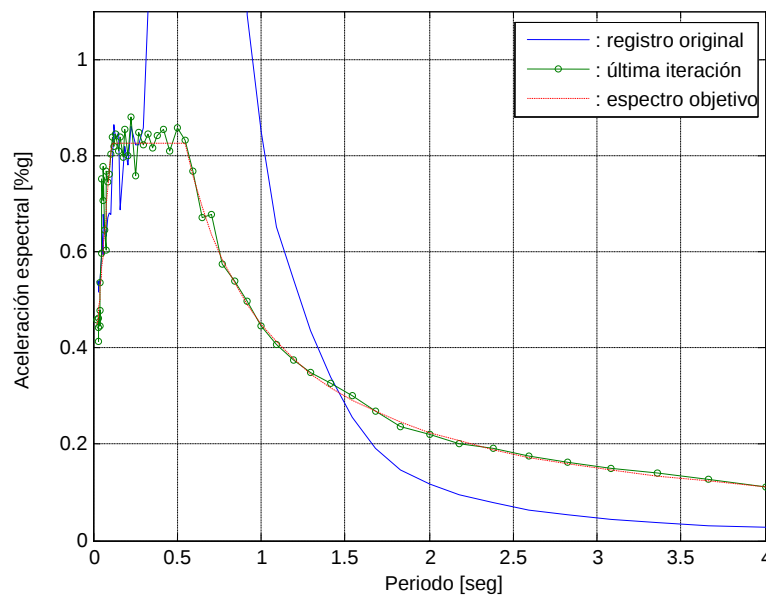


Figura 3-14 Espectro de respuesta del terremoto compatible con el código UBC 97

El segundo programa (Accelcorrect.m) corrige los datos del registro artificial compatible de manera tal de lograr cero desplazamiento y cero velocidad al final del registro. La Figura 3-15 muestra los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento del terremoto artificial compatible con el código UBC 97.

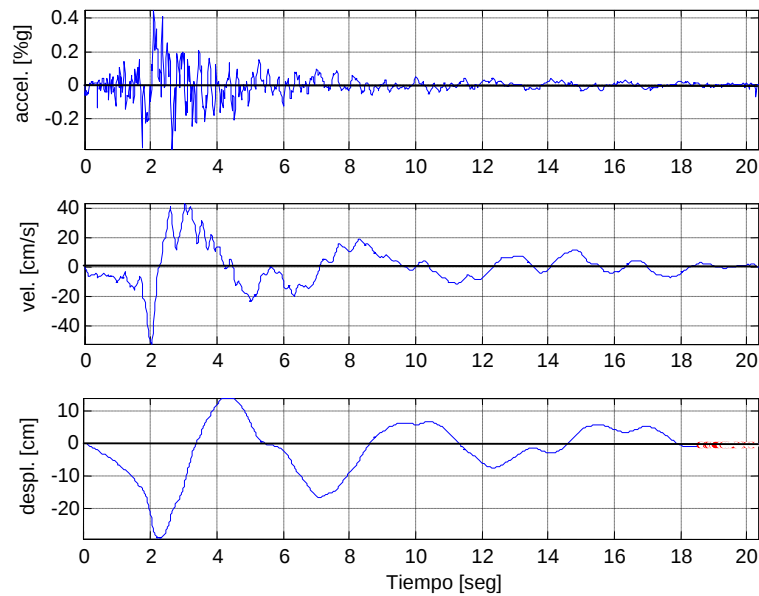


Figura 3-15 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento corregidos

3.4 Interpretación de resultados obtenidos mediante el programa SAP2000 v11

Cada elemento de cáscara tiene su propio sistema de coordenadas locales el cual es utilizado para definir las propiedades del material, las cargas aplicadas y los resultados obtenidos del análisis. Para interpretar los esfuerzos y fuerzas internas obtenidas, se establecieron los ejes locales de cada elemento de cáscara utilizado en los contrafuertes y en las losas de hormigón armado. La Figura 3-16 muestra la interpretación de esfuerzos en los contrafuertes.

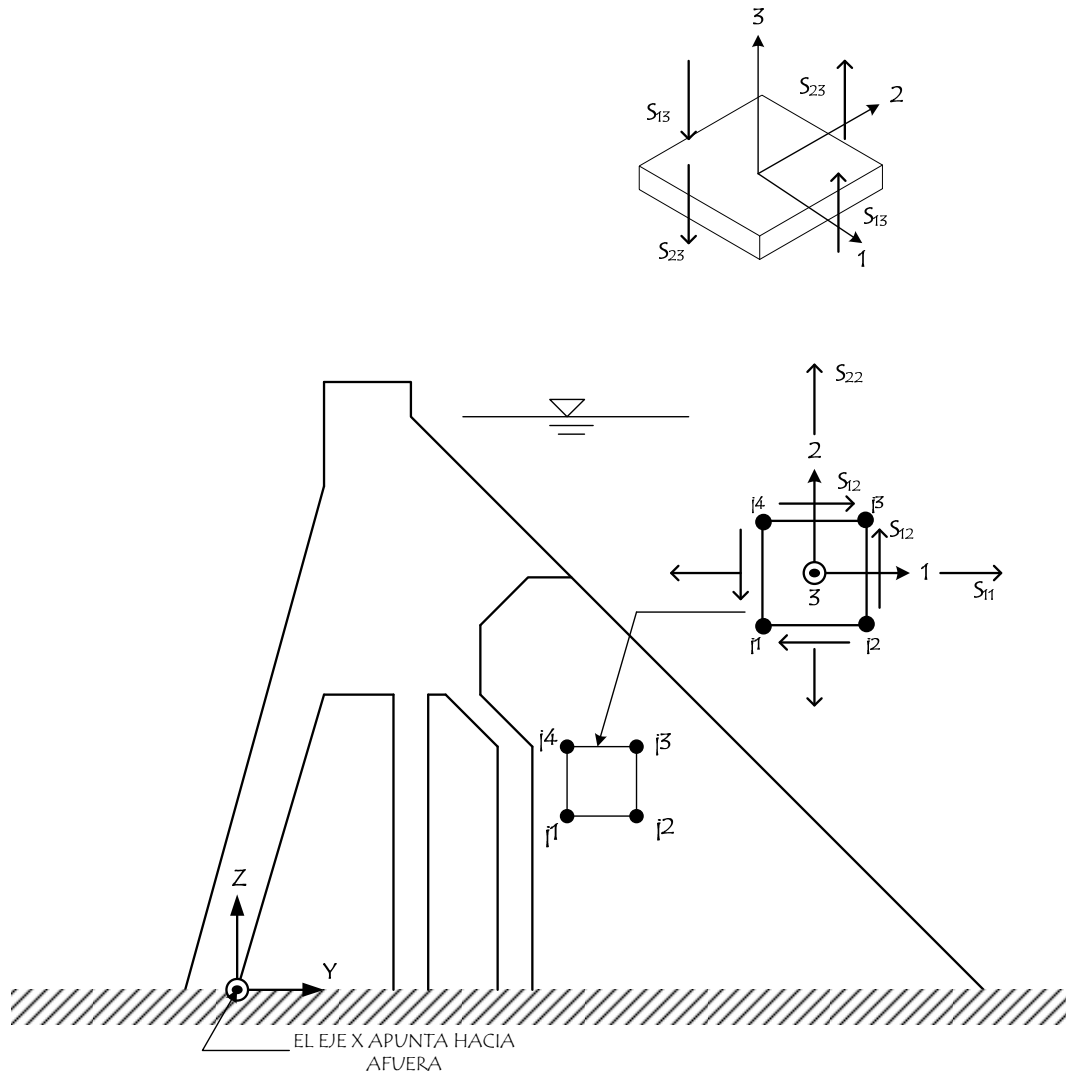


Figura 3-16 Interpretación de esfuerzos en los contrafuertes

Los esfuerzos obtenidos para cada elemento de cáscara fueron:

- Esfuerzos directos en el plano = S_{11} y S_{22}
- Esfuerzos cortantes en el plano = S_{12}
- Esfuerzos cortantes transversales = S_{13} y S_{23}

La Figura 3-16 muestra además los ejes globales utilizados para generar el modelo de la estructura, los cuales están designados con las letras X, Y y Z. También se ilustran los ejes locales de un elemento representativo del contrafuerte, los cuales están designados por los números 1, 2 y 3. Los dos sistemas aquí mostrados siguen la regla de la mano derecha.

Para poder definir la orientación de los ejes locales se utilizó el manual de referencia del programa SAP2000 v11 (CSI 2007). Según este manual de referencia, el eje local 3 es siempre perpendicular al plano del elemento de cáscara. Su orientación está definida por el patrón que se utilizó para dibujar el elemento. Para los contrafuertes los elementos se dibujaron siguiendo un patrón a favor de las manecillas del reloj. Para este patrón, el eje 3 local apunta fuera del papel como está ilustrado en la Figura 3-16. La orientación de los ejes locales 1 y 2 está determinada por la relación que existe entre el eje 3 local y el eje global de Z. Según el manual, el plano local 3-2 se toma vertical (paralelo al eje global Z). El eje local 1 se definió tomando en consideración que el sistema de coordenadas local tiene que seguir la regla de la mano derecha.

La Figura 3-17 y la Figura 3-18 muestran, respectivamente, la interpretación de esfuerzos y fuerzas en las losas de hormigón armado. La losa se presenta como la vería un observador ubicado en el lado del agua. Los ejes locales en las losas de hormigón armado se definieron siguiendo las mismas indicaciones antes descritas.

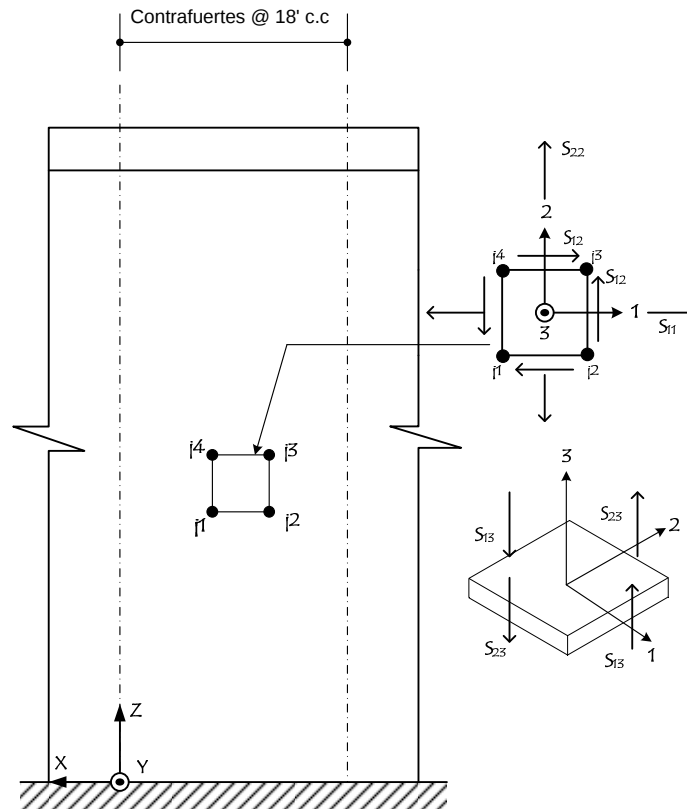


Figura 3-17 Interpretación de esfuerzos en las losas de hormigón armado

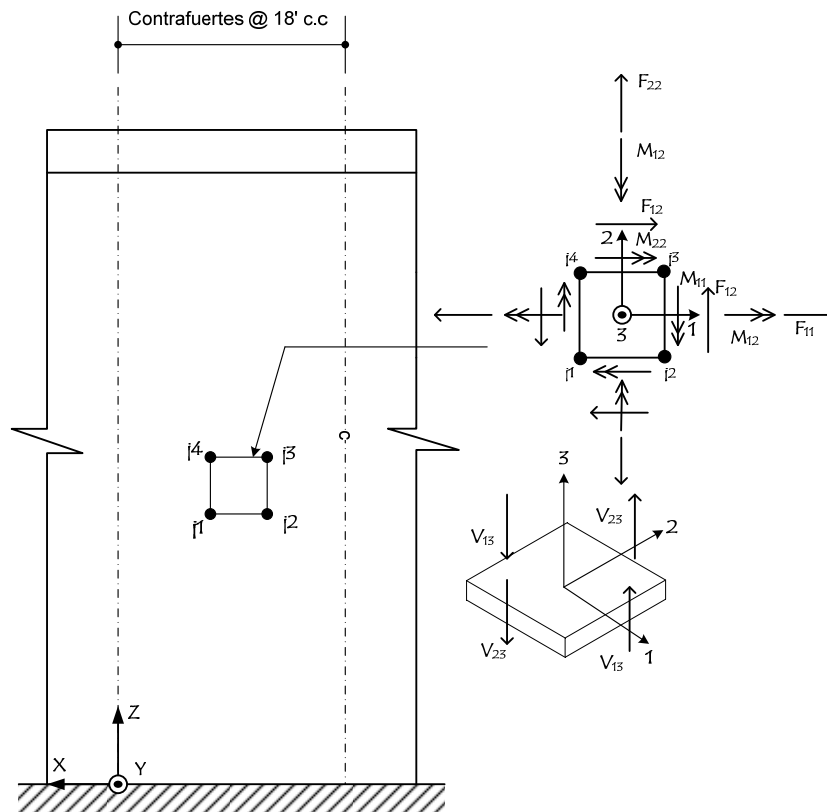


Figura 3-18 Interpretación de fuerzas en las losas de hormigón armado

3.5 Análisis de la integridad estructural de la represa Guayabal

Para analizar la integridad estructural de la represa se verificó la integridad estructural de los componentes críticos o más vulnerables de la represa entre los cuales se encuentran: los puntales horizontales, los contrafuertes y las losas de hormigón armado.

Al analizar los contrafuertes se verificó la tensión en la zapata con los esfuerzos S_{22} , para el caso donde el sismo actúa en la dirección transversal de la represa combinado con la carga muerta debido al peso de la represa y la carga estática producida por el agua. Para combinar estas cargas en servicio se utilizó la ecuación 12-16-1 del código UBC-97 mostrada a continuación.

$$u_s = 0.9D + F + \frac{E}{1.4} \quad (3.1)$$

donde D es la carga muerta, F es la carga hidrostática y E la carga sísmica.

Además se compararon los esfuerzos principales en los contrafuertes con las capacidades en tensión y compresión del hormigón. Para determinar el

esfuerzo por tensión permitido, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE 1995) recomienda que se utilice la siguiente ecuación:

$$f_{ct} = 2.3f_c'^{2/3} \text{ [psi]} \quad (3.2)$$

El esfuerzo en compresión se ha supuesto igual a 3,500 psi para poder comparar los resultados con los obtenidos por Madera (2005). Con este valor y la ecuación (3.2) se obtiene un esfuerzo máximo en tensión de 530 psi. También se verificó que el esfuerzo de punzonamiento (“punching shear”) entre la losa de hormigón y el contrafuerte fuera menor al valor obtenido de la ecuación 11-35 del código ACI 318-05 mostrada a continuación:

$$\tau_s = 4\sqrt{f_c'} \quad (3.3)$$

donde f_c' es el esfuerzo en compresión del hormigón en unidades psi.

Para el presente caso los esfuerzos usados para la comparación fueron los S_{13} y S_{23} definidos en la Figura 3-17. En las losas de hormigón se evaluaron también los esfuerzos principales. En las zonas donde estos esfuerzos resultaron mayores a la capacidad en tensión del hormigón se calculó la capacidad última de la losa incluyendo el acero de refuerzo la cual fue comparada con los momentos M_{11} (véase la Figura 3-18). La capacidad última en flexión se calculó mediante la siguiente ecuación asumiendo cero carga axial:

$$\phi M_n = \phi_f A_s f_y \left(d_{ave} - \frac{a}{2} \right) = 94 \text{ kip-ft} / \text{ft} \quad (3.4)$$

donde:

$\epsilon_s = 0.06$ (deformación unitaria del acero en condición última)

Como la deformación unitaria del acero es mayor a 0.005 se comprueba que

$\Phi_f = 0.9$.

$A_s = 1.44 \text{ in}^2 / \text{ft}$ (área de acero correspondiente a varillas # 7 @ 5 in c.c)

$f_y = 30 \text{ ksi}$ (esfuerzo de cedencia del acero)

$d_{ave} = 2.46 \text{ ft}$ (distancia promedio desde la fibra en compresión extrema al centroide del refuerzo longitudinal en tensión)

$a = 0.1 \text{ ft}$ (profundidad de la zona de compresión) = $\frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$

La capacidad en flexión calculada presume que el acero longitudinal tiene un largo de desarrollo mayor o igual al mínimo del código ACI 318-05. Para corroborar esto, se calculó el largo de desarrollo con la ecuación (12-1) del código ACI 318-05 mostrada a continuación:

$$l_d = \left[\frac{3}{40} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \approx 1ft \quad (3.5)$$

donde:

$$\Psi_t = \Psi_e = \Psi_s = \lambda = 1.0$$

$$K_{tr} = 0$$

$$c_b = 2.5 \text{ in}$$

$$d_b = 0.875 \text{ in}$$

La longitud de desarrollo provista según los planos es de 1.5 ft la cual es mayor al valor mínimo calculado por la ecuación (3.5). Por tanto, la losa de hormigón armado no presentará fallas por anclaje. Para los puntales horizontales se verificó que las cargas últimas axiales no fueran mayores a las capacidades en compresión y tensión. Las cargas últimas utilizadas fueron obtenidas de la envolvente de las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2D + 1.3F + EQY \quad (3.6)$$

$$1.2D + 1.3F + EQX \quad (3.7)$$

donde EQX y EQY son, respectivamente, las cargas sísmicas actuando en dirección de los ejes globales X e Y.

La capacidad en compresión de los puntales se calculó utilizando la ecuación (10-2) del código ACI 318-05 mostrada a continuación:

$$\Phi P_{n,original} = 0.80\Phi_c [0.85f'_c (A_{g,original} - A_{st,original}) + f_y A_{st,original}] = -451.49 \text{ kip} \quad (3.8)$$

$$\Phi P_{n,modified} = 0.80\Phi_c [0.85f'_c (A_{g,modified} - A_{st,modified}) + f_y A_{st,modified}] = -978.86 \text{ kip} \quad (3.9)$$

donde $\Phi_c = 0.65$ según ACI 9.3.2.2, y:

$$f'_c = 3500 \text{ psi (esfuerzo en compresión del hormigón)}$$

$$A_{g,original} = 270 \text{ in}^2$$

$$A_{g,modified} = 540 \text{ in}^2$$

$A_{st,original} = 2.405 \text{ in}^2$ (área de acero correspondiente a 4 varillas #7 de los puntales originales)

$A_{st,modified} = 10.210 \text{ in}^2$ (área de acero correspondiente a 13 varillas #8 de los puntales contruidos en las modificaciones del año 1950)

$f_y = 30 \text{ ksi}$ (esfuerzo de cedencia del acero)

Además se verificó la falla por pandeo de los puntales utilizando la ecuación 10-10 del código ACI 318-05 mostrada a continuación:

$$\Phi P_{c,original} = \frac{0.80\Phi_c \pi^2 E 0.7 I_{original}}{(k l_{u,original})^2} = -1734.9 \text{ kip} \quad (3.10)$$

$$\Phi P_{c,modified} = \frac{0.80\Phi_c \pi^2 E 0.7 I_{modified}}{(k l_{u,modified})^2} = -7545.1 \text{ kip} \quad (3.11)$$

donde:

$E = 3372 \text{ ksi}$ (módulo de elasticidad del hormigón)

$I_{original} = 5062 \text{ in}^4$ (momento de inercia de los puntales originales)

$I_{modified} = 14,580 \text{ in}^4$ (momento de inercia de los contruidos en las modificaciones del año 1950)

$l_{u,original} = 188 \text{ in}$ (longitud efectiva de los puntales originales)

$l_{u,modified} = 153 \text{ in}$ (longitud efectiva de los puntales contruidos en las modificaciones del año 1950)

$k = 1.0$ (factor de longitud efectiva para un elemento prismático con extremos articulados)

Se utilizó un momento de inercia igual a $0.7I_g$ según ACI 10.11.1 con el propósito de tomar en cuenta el agrietamiento existente de los puntales. Para ambos casos, la capacidad en compresión fue menor que la capacidad en pandeo. Esto nos indica que los puntales fallan en compresión antes de pandearse. Sin embargo, si algún puntal es sometido a fuerzas en tensión que solo produzcan cedencia en el acero de refuerzo, puede darse el caso que este elemento falle por pandeo si experimenta fuerzas en compresión posteriores.

La capacidad en tensión se calculó como:

$$\Phi P_{t,original} = \Phi_t A_{st,original} f_y = 64.94 \text{ kip} \quad (3.12)$$

$$\Phi P_{t,modified} = \Phi_t A_{st,modified} f_y = 275.67 \text{ kip} \quad (3.13)$$

donde $\Phi_t = 0.9$ según ACI 9.3.2.2.

Por último, se verificó que los cortantes últimos fueran menores que la capacidad en punzonamiento calculada con la ecuación 11-35 del código ACI 318-05 (2005) mostrada a continuación:

$$\phi_s V_c = 4\phi_s \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.14)$$

donde $\Phi_s = 0.75$ según ACI 9.3.2.2., y:

f'_c = esfuerzo en compresión del hormigón

b_o = perímetro de la sección crítica para cortante

d = distancia desde la fibra en compresión extrema al centroide del refuerzo longitudinal en tensión

Capítulo 4 PROPIEDADES DINÁMICAS

4.1 Periodos y frecuencias naturales

La Tabla 4-1 presenta los periodos y frecuencias naturales correspondientes a los primeros 20 modos de vibración de la represa Guayabal utilizando la metodología de elementos finitos calculados con el programa SAP2000 v11. Los periodos y frecuencias naturales son obtenidos por el programa al resolver el problema de autovalores matricial. El problema de autovalores matricial envuelve el resolver la siguiente ecuación:

$$[[K] - \Omega^2 [M]]\{\Phi\} = \{0\} \quad (4.1)$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura, $[M]$ es la matriz diagonal de masa, Ω^2 es el autovalor (o frecuencia natural al cuadrado) y $\{\Phi\}$ es el correspondiente autovector o modo de vibración.

Modo	Periodo Seg	Frecuencia Ciclos/seg	ω_n rad/seg
1	0.2142	4.67	29.34
2	0.1885	5.31	33.34
3	0.1818	5.50	34.56
4	0.1729	5.79	36.35
5	0.1438	6.95	43.69
6	0.1276	7.84	49.23
7	0.1170	8.54	53.69
8	0.1082	9.24	58.08
9	0.1024	9.77	61.37
10	0.0984	10.17	63.89
11	0.0922	10.84	68.12
12	0.0861	11.62	73.00
13	0.0857	11.67	73.32
14	0.0835	11.98	75.26
15	0.0822	12.16	76.41

16	0.0793	12.62	79.26
17	0.0774	12.92	81.20
18	0.0761	13.15	82.61
19	0.0735	13.62	85.54
20	0.0718	13.93	87.52

Tabla 4-1 Tabla de periodos y frecuencias naturales

4.2 Factores de participación modal

Los coeficientes de masa efectiva proveen una medida de la importancia de cada modo en la respuesta de la estructura sometida a cargas sísmicas. Hay un coeficiente de masa efectiva para cada uno de los tres ejes globales. Los coeficientes de masa efectiva se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$r_{xn} = \frac{(f_{xn})^2}{M_x} \quad (4.2)$$

$$r_{yn} = \frac{(f_{yn})^2}{M_y} \quad (4.3)$$

$$r_{zn} = \frac{(f_{zn})^2}{M_z} \quad (4.4)$$

donde f_{xn} , f_{yn} , y f_{zn} son los factores de participación modal y M_x , M_y , y M_z son las masas totales actuando en las direcciones X, Y, y Z, respectivamente. La Tabla 4-2 presenta los coeficientes de masa efectiva del modelo de la represa Guayabal para los primeros 20 modos de vibración según los provee el programa SAP2000 v11.

Modo	Periodo	r_{xn}	r_{yn}	r_{zn}
	Seg	Adimens.	Adimens.	Adimens.
1	0.2142	0.008450	0.000053	0.000000
2	0.1885	0.311010	0.000006	0.000000
3	0.1818	0.016180	0.000000	0.000000
4	0.1729	0.000061	0.003610	0.000000
5	0.1438	0.000690	0.000140	0.000000
6	0.1276	0.000001	0.000001	0.000000
7	0.1170	0.095590	0.000018	0.000000
8	0.1082	0.048940	0.000005	0.000000
9	0.1024	0.011140	0.000062	0.000000
10	0.0984	0.004030	0.000950	0.000001
11	0.0922	0.000300	0.000140	0.000002
12	0.0861	0.007140	0.002040	0.000012
13	0.0857	0.010170	0.000210	0.000011
14	0.0835	0.000005	0.000000	0.000000
15	0.0822	0.000770	0.013040	0.000050
16	0.0793	0.003060	0.001620	0.000044
17	0.0774	0.007940	0.017520	0.000380
18	0.0761	0.009350	0.120210	0.002880
19	0.0735	0.008150	0.080750	0.001960
20	0.0718	0.012780	0.001300	0.000012

Tabla 4-2 Coeficientes de masa efectiva

Modo	Periodo	r_{xn}
	Seg	Adimens.
2	0.1885	0.311010
7	0.1170	0.095590
8	0.1082	0.048940
32	0.0625	0.016390
3	0.1818	0.016180
20	0.0718	0.012780
9	0.1024	0.011140
13	0.0857	0.010170
18	0.0761	0.009350
1	0.2142	0.008450
19	0.0735	0.008150
17	0.0774	0.007940
37	0.0591	0.007250
12	0.0861	0.007140
36	0.0595	0.007050
27	0.0665	0.004820
29	0.0642	0.004670
62	0.0548	0.004080
34	0.0616	0.004060
10	0.0984	0.004030
	$\Sigma =$	0.60

Tabla 4-3 Coeficientes de masa efectiva para la dirección X ordenados de forma descendente

Modo	Periodo	r_{yn}
	Seg	Adimens.
18	0.0761	0.120210
19	0.0735	0.080750
24	0.0690	0.01764
17	0.0774	0.017520
29	0.0642	0.01578
44	0.0565	0.01339
15	0.0822	0.013040
41	0.0571	0.01118
31	0.0628	0.00929
47	0.0563	0.00917
23	0.0702	0.00844
48	0.0562	0.00818
26	0.0668	0.00747
42	0.0568	0.0061
21	0.0709	0.00523
79	0.0522	0.00448
51	0.0558	0.00374
4	0.1729	0.003610
30	0.0633	0.00312
22	0.0708	0.0023
	$\Sigma =$	0.36

Tabla 4-4 Coeficientes de masa efectiva para la dirección Y ordenados de forma descendente

De la Tabla 4-2 se observa que el modo # 2 tiene un coeficiente de masa efectiva $r_{x2} = 0.31$. Esto nos indica que este modo es importante en la respuesta modal de la estructura cuando se le aplica un sismo en dirección X

global longitudinal a la represa. La Figura 4-1 y la Figura 4-2 muestran el modo de vibración # 2 de la represa Guayabal.

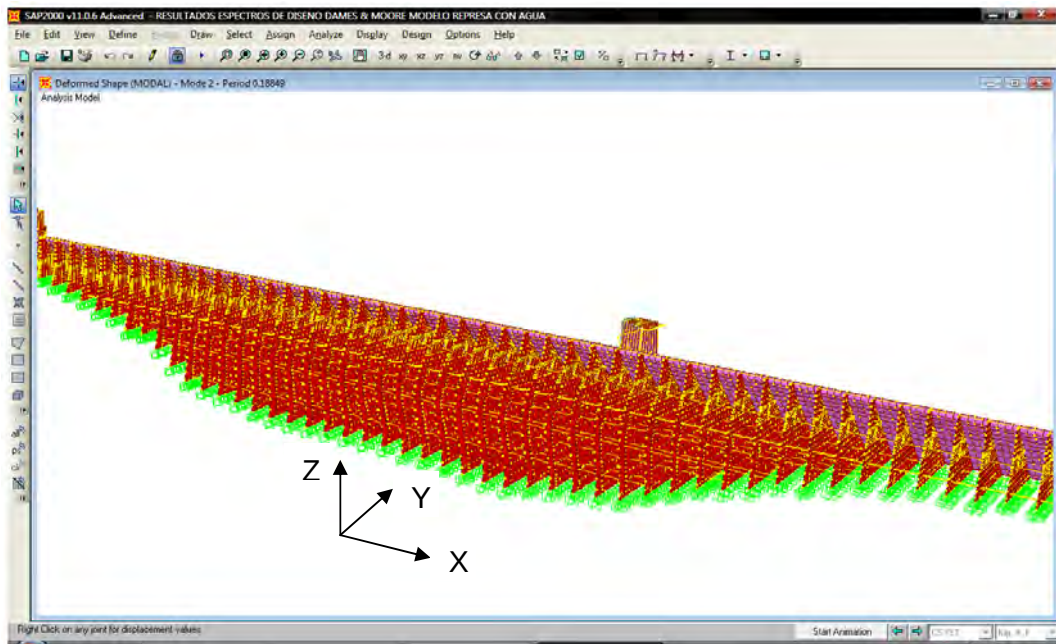


Figura 4-1 Modo de vibración # 2 de la represa Guayabal

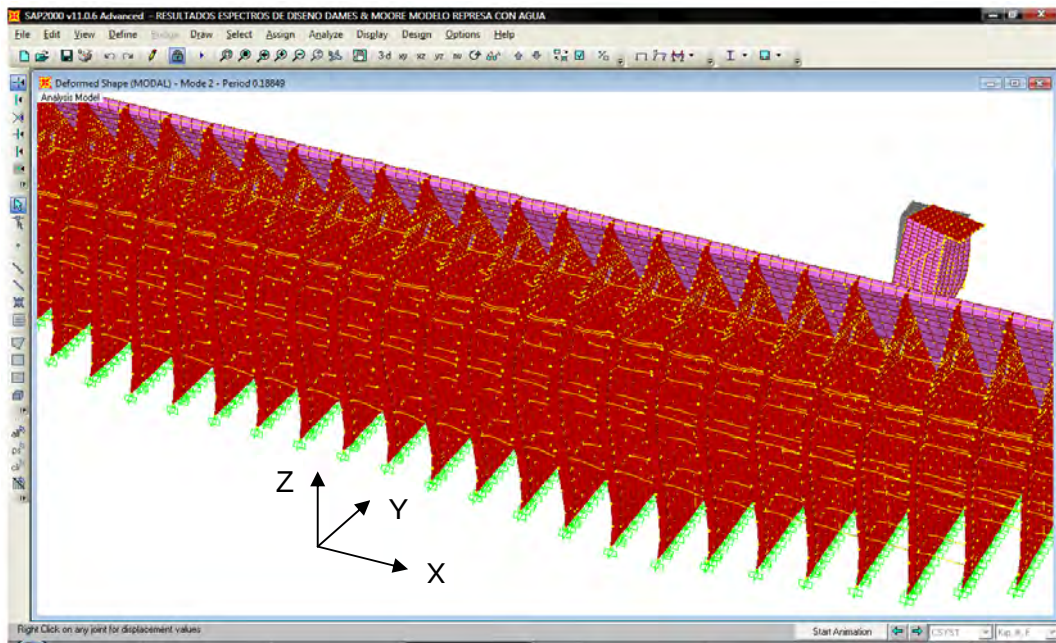


Figura 4-2 Acercamiento segundo modo de vibración

De la Figura 4-2 se puede observar que el segundo modo de vibración está asociado al desplazamiento en la dirección del eje X de todos los contrafuertes. Por otro lado, el modo # 18 es importante en la respuesta dinámica de la estructura cuando se le aplica un sismo en dirección Y global. Este modo tiene un coeficiente de masa efectiva $r_{y18} = 0.12$. La Figura 4-3 muestra el modo de vibración # 18 de la represa Guayabal y la Figura 4-4 muestra un acercamiento del gráfico.

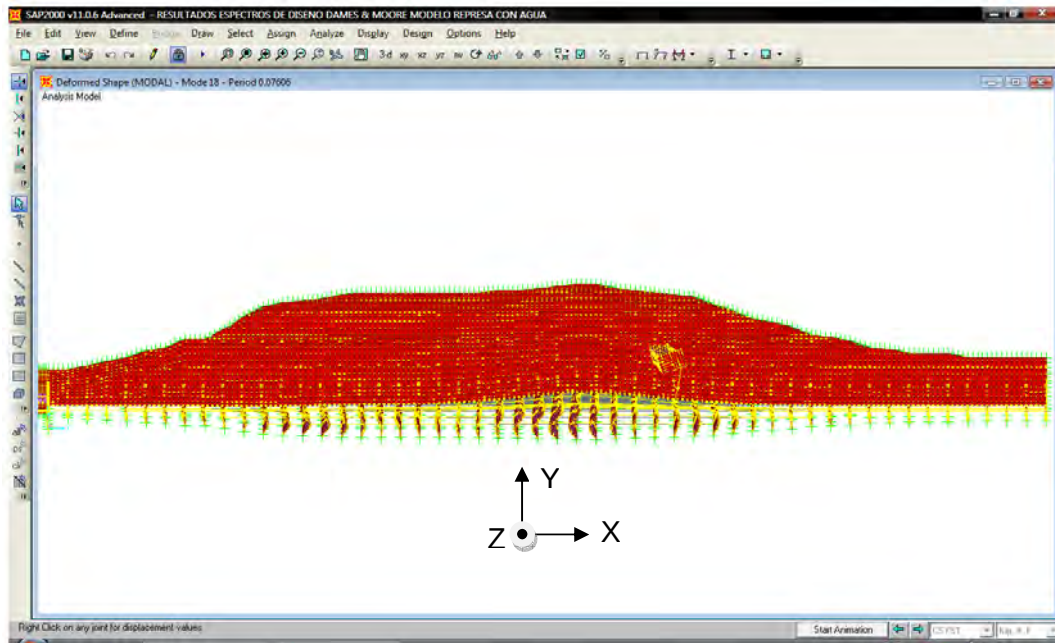


Figura 4-3 Vista en planta del modo de vibración # 18 de la represa Guayabal

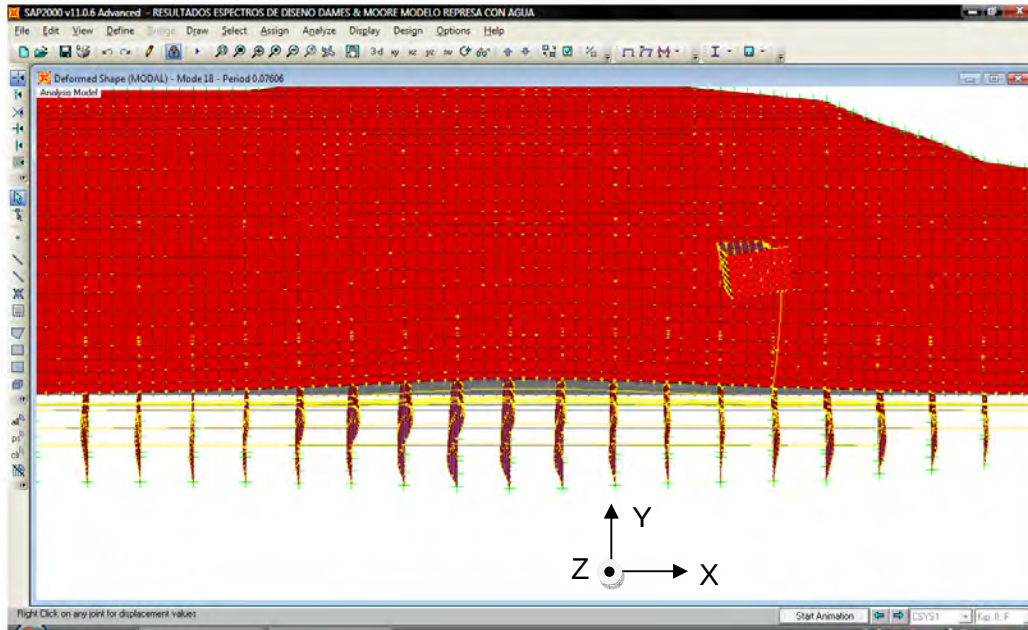


Figura 4-4 Acercamiento del modo de vibración # 18

En la Figura 4-4 se puede observar que para el modo de vibración # 18 los contrafuertes con la altura mayor tienen un desplazamiento en Y positivo. Resulta interesante que algunos contrafuertes que están cercanos a los apoyos tienen desplazamientos en Y negativo para este mismo modo de vibración. Por supuesto, los signos de los modos no tienen mucha relevancia porque es sabido que éstas no pueden definirse en forma única. Lo relevante son los cambios de dirección del movimiento asociado a un modo.

4.3 Efectos hidrodinámicos del agua

Para incluir las propiedades dinámicas del agua, los efectos de la reserva son modelados desarrollando un sistema de masa equivalente que consiste en añadir masas a los elementos finitos del modelo. Existe una forma directa para considerar los efectos hidrodinámicos del agua el cual es utilizado por el “Bureau of Reclamation” del Departamento del Interior de los Estados Unidos (Bureau of Reclamation 1976). El procedimiento consiste en determinar las presiones hidrodinámicas causadas por el terremoto a una profundidad dada por las siguientes ecuaciones:

$$P_E = C \alpha_1 w z \quad (4.5)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{h}{z} \left(2 - \frac{h}{z} \right) + \sqrt{\frac{h}{z} \left(2 - \frac{h}{z} \right)} \right] \quad (4.6)$$

donde:

P_E = presión normal a la cara aguas arriba de la represa

C = coeficiente de la presión

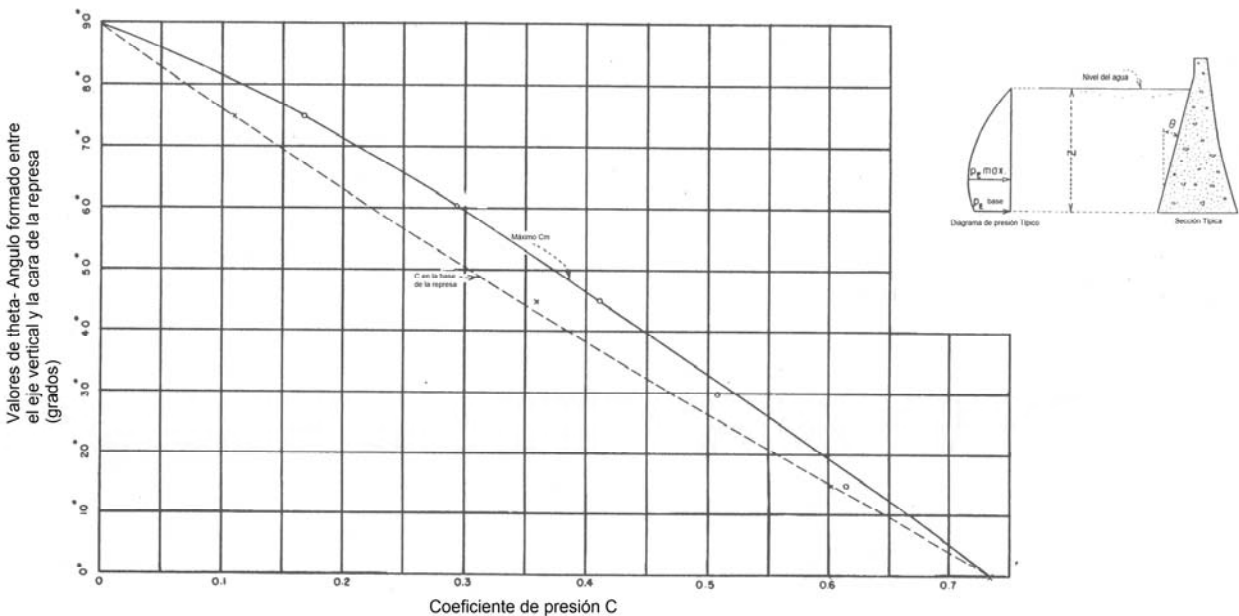
α_1 = aceleración horizontal del terremoto / aceleración gravitacional

w = peso unitario del agua

z = profundidad de la reserva en la sección bajo estudio

h = distancia desde la superficie del agua al punto de interés

C_m = el valor máximo de C para una pendiente dada (Ver la Figura 4-5)



**Figura 4-5 Figura para determinar el coeficiente de presión hidrodinámica
(Bureau of Reclamation 1976)**

La fórmula (4.5) supone que la estructura es infinitamente rígida para calcular la presión hidrodinámica. Como se puede observar en esta fórmula, para una profundidad z y distancia h dadas, la presión es función de la aceleración del suelo. Al multiplicar la presión por un área tributaria se obtiene una fuerza proporcional a la aceleración del suelo y por lo tanto el coeficiente de proporcionalidad debe ser una masa, la que se conoce como "masa

agregada”. Estas masas se suelen agregar a los nodos de los elementos finitos del modelo “en contacto con el agua” y en la dirección transversal (eje Y negativo en este caso), o sea en la cual actúa la presión hidrodinámica.

Aunque la presión hidrodinámica del agua es importante en algunos casos como por ejemplo en represas de gravedad o de arco, no fue considerada en este estudio debido a que por varias razones no es importante en este caso. Una de ellas es que los primeros modos de la estructura no son transversales, o sea en la dirección del reservorio. El primer modo en esta dirección es el #18 (veáse la Tabla 4.1). La respuesta de la estructura está controlada por los modos en la dirección longitudinal, en particular por el #2 (veáse la Tabla 4.1). Además la importancia de la presión hidrodinámica disminuye a medida que disminuye la pendiente de la cara de la represa que enfrenta al agua. Las represas de gravedad y de arco tienen usualmente una pendiente cercana a 90° y en el caso de esta represa de contrafuertes la pendiente era de 45° .

De todos modos, y para validar el argumento anterior, se calcularon nuevamente los modos de vibración considerando la presión hidrodinámica del agua con la metodología presentada anteriormente. Para esto se calculó la masa agregada a partir de las ecuaciones (4.5) y (4.6). Para simplificar el proceso se dividió la losa inclinada en cuatro franjas verticales y seis horizontales. Las áreas rectangulares formadas se usaron para calcular la masa agregada las cuales se añadieron al modelo de elementos finitos.

Modo	Periodo Seg	Frecuencia Ciclos/seg	ω_n rad/seg
1	0.2142	4.67	29.34
2	0.1885	5.31	33.34
3	0.1818	5.50	34.56
4	0.1729	5.79	36.35
5	0.1438	6.95	43.69
6	0.1276	7.84	49.23
7	0.1170	8.54	53.69
8	0.1082	9.24	58.07

9	0.1024	9.77	61.36
10	0.0984	10.17	63.88
11	0.0922	10.84	68.13
12	0.0861	11.62	73.01
13	0.0857	11.67	73.30
14	0.0835	11.98	75.27
15	0.0822	12.16	76.41
16	0.0793	12.61	79.24
17	0.0774	12.92	81.21
18	0.0760	13.15	82.63
19	0.0734	13.62	85.57
20	0.0717	13.94	87.58

Tabla 4-5 Tabla de periodos y frecuencias naturales con masa equivalente

Comparando la Tabla 4-1 con la Tabla 4-5 se puede observar que los valores obtenidos para los periodos cambian después del tercer punto decimal, cambio que puede ser considerado despreciable. Estos resultados corroboran que la contribución de la presión hidrodinámica del agua puede ser despreciada en el caso de la represa Guayabal.

4.4 Localización de los sensores sísmicos

Según se concluyó anteriormente, los modos de vibración con mayor participación en la respuesta sísmica son el modo # 2 y el modo # 18. De estos dos, el modo # 2 (vea la Figura 4-1) es importante en la respuesta dinámica de la sección de contrafuertes cuando se le aplica un sismo en la dirección X global. Por lo tanto, es importante localizar sensores sísmicos en la dirección del eje longitudinal de la sección de contrafuertes. Por otra parte, el modo # 18 (vea la Figura 4-3) es importante en la respuesta dinámica de la sección de contrafuertes cuando se le aplica un sismo en la dirección Y global. Es por esta razón que también es recomendable localizar sensores sísmicos que puedan registrar el movimiento en dirección transversal a la sección de contrafuertes.

Preferiblemente estos sensores sísmicos deben ubicarse entre el contrafuerte # 18 y el contrafuerte # 30. Específicamente, si se desea la respuesta máxima en dirección transversal se debe localizar un sensor sísmico en el contrafuerte # 25 que es el de mayor altura. La Tabla 4-4 presenta los coeficientes de masa efectiva para la dirección Y ordenados de forma descendente. A continuación se presentan figuras con los modos #19, #24, y #17, los cuales son también de importancia para definir la localización de sensores sísmicos en dirección transversal a la represa.

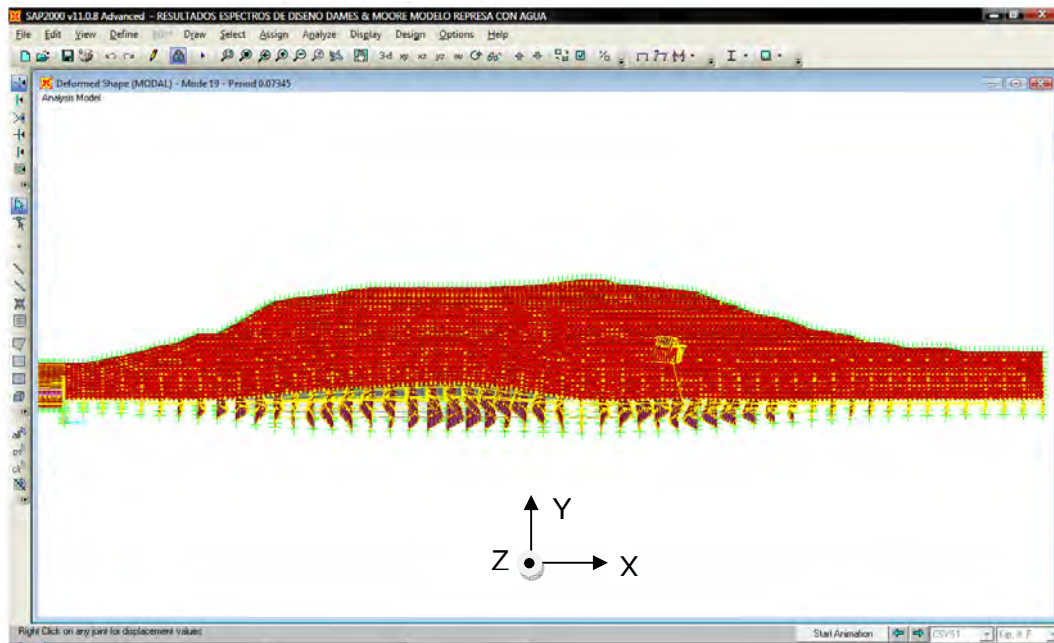


Figura 4-6 Vista en planta del modo de vibración # 19 de la represa Guayabal

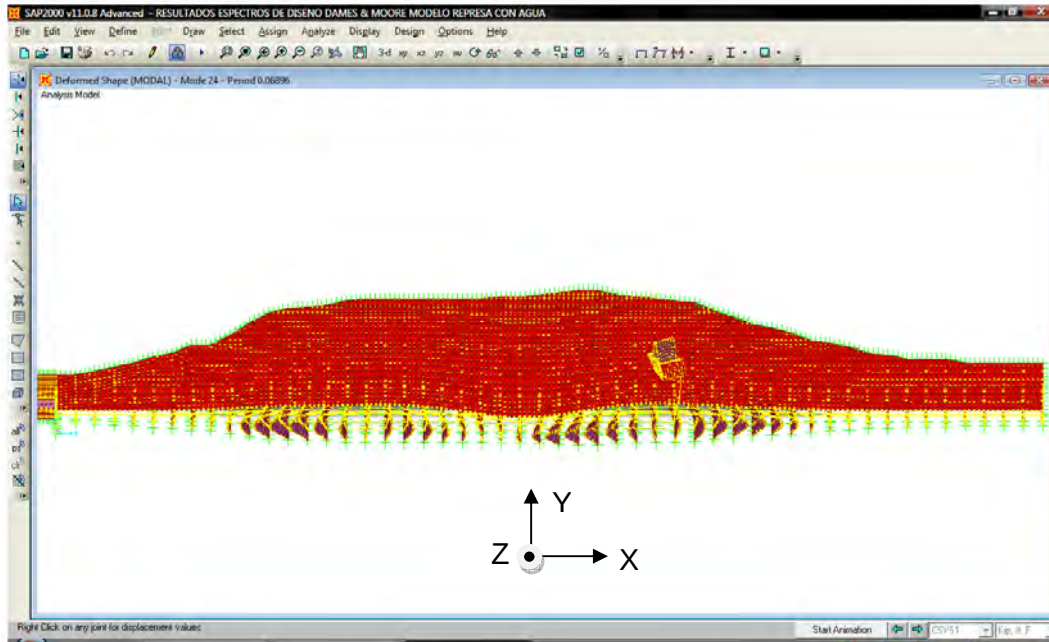


Figura 4-7 Vista en planta del modo de vibración # 24 de la represa Guayabal

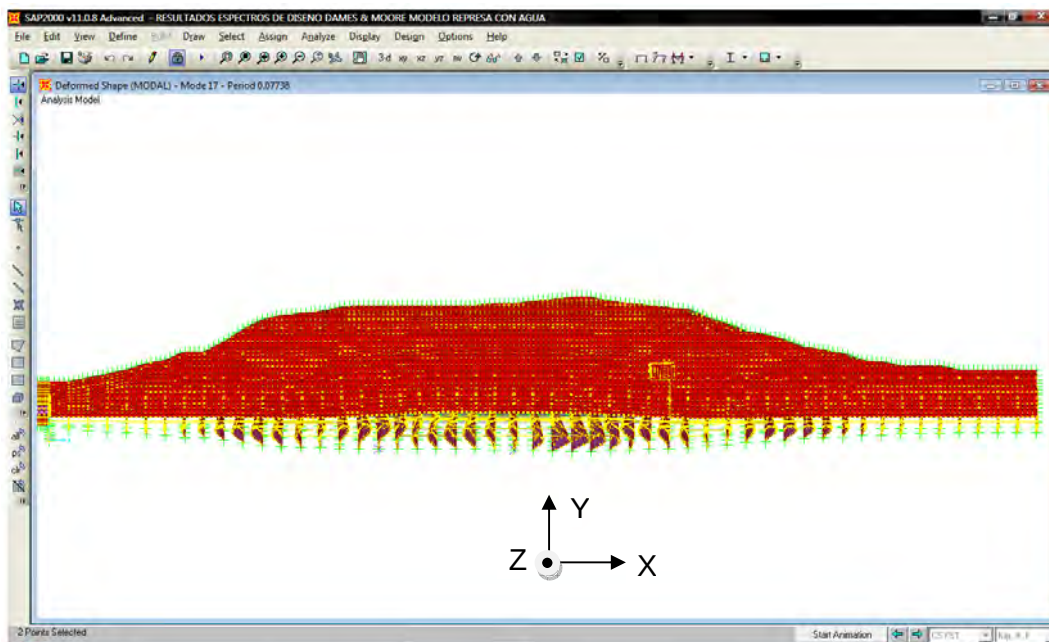


Figura 4-8 Vista en planta del modo de vibración # 17 de la represa Guayabal

De la Figura 4-6 y la Figura 4-8 se puede observar que para obtener la respuesta máxima de estos modos se debe ubicar un sensor en el contrafuerte # 32. Por otro lado el modo de vibración # 24 presenta tres contrafuertes donde la respuesta será máxima. Estos tres picos se encuentran en los contrafuertes

#21, #28 y #35, respectivamente. Por tanto si se desean obtener las respuestas máximas para este modo de vibración se deben ubicar sensores en estos contrafuertes. Sin embargo, hay que recordar que el modo de vibración # 24 tiene una participación en la respuesta menor a los modos de vibración #18 y # 19.

La Figura 4-9 que se presenta a continuación muestra el modo de vibración # 3 de la represa Guayabal. Este modo de vibración es importante en la respuesta de la sección de compuertas cuando se aplica un sismo en dirección longitudinal de la represa (eje X global). Aunque esto es cierto, debe mencionarse que los coeficientes de masa efectiva para este modo de vibración (véase la Tabla 4-2) son muy pequeños por lo que su aportación en la respuesta de la represa Guayabal es pequeña. Esto implica que la ubicación de sensores sísmicos en la sección de compuertas que puedan registrar el movimiento en la dirección longitudinal de la represa debe ser evaluada con otros criterios. Por otro lado, para la dirección transversal no se encontró ningún modo de vibración entre los primeros 20 que haga vibrar las torres de las compuertas en esta dirección. Es por esto que no se recomienda ningún instrumento sísmico para la dirección transversal de la sección de compuertas (eje Y en la zona de las compuertas).

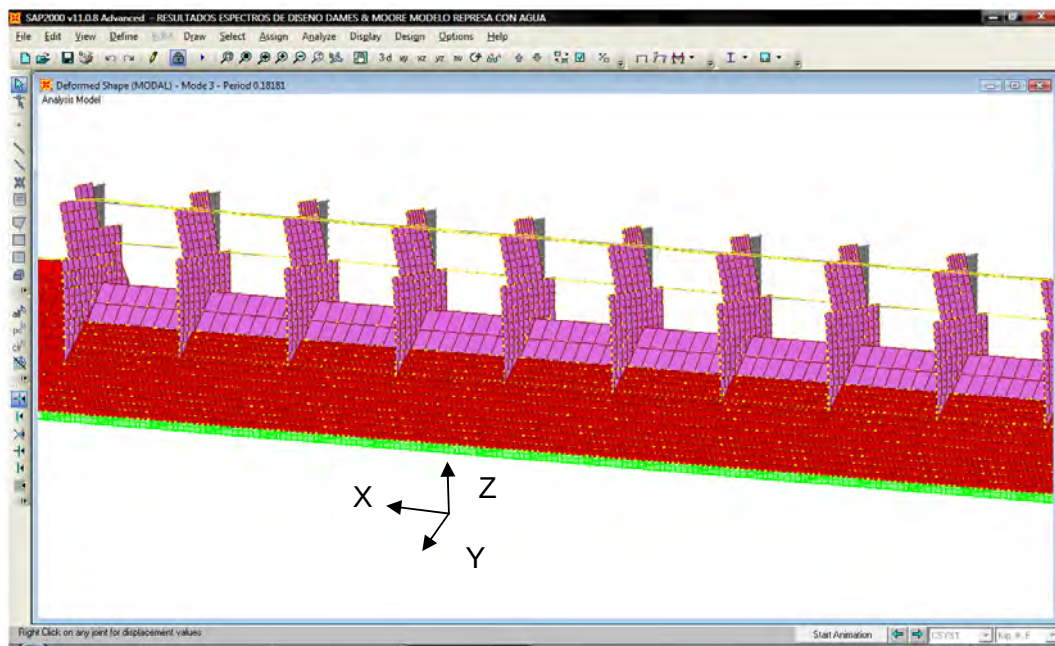


Figura 4-9 Modo de vibración # 3 de la represa Guayabal

La Figura 4-10 muestra la localización recomendada de los sensores sísmicos para la represa Guayabal.

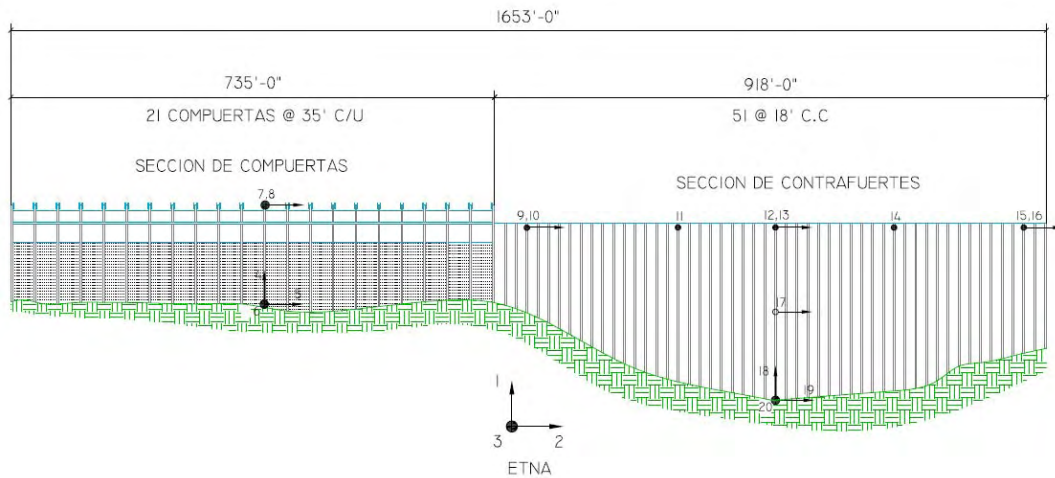


Figura 4-10 Localización recomendada de los sensores sísmicos en la represa

Capítulo 5 RESPUESTA A CARGAS ESTÁTICAS

5.1 Respuesta de la represa Guayabal a las cargas gravitatorias más la presión hidrostática del agua

5.1.1 Respuesta de contrafuertes a la combinación D + F

La Figura 5-1 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 (ver Foto 5-1) para la combinación en servicio D (carga muerta) + F (carga hidrostática).

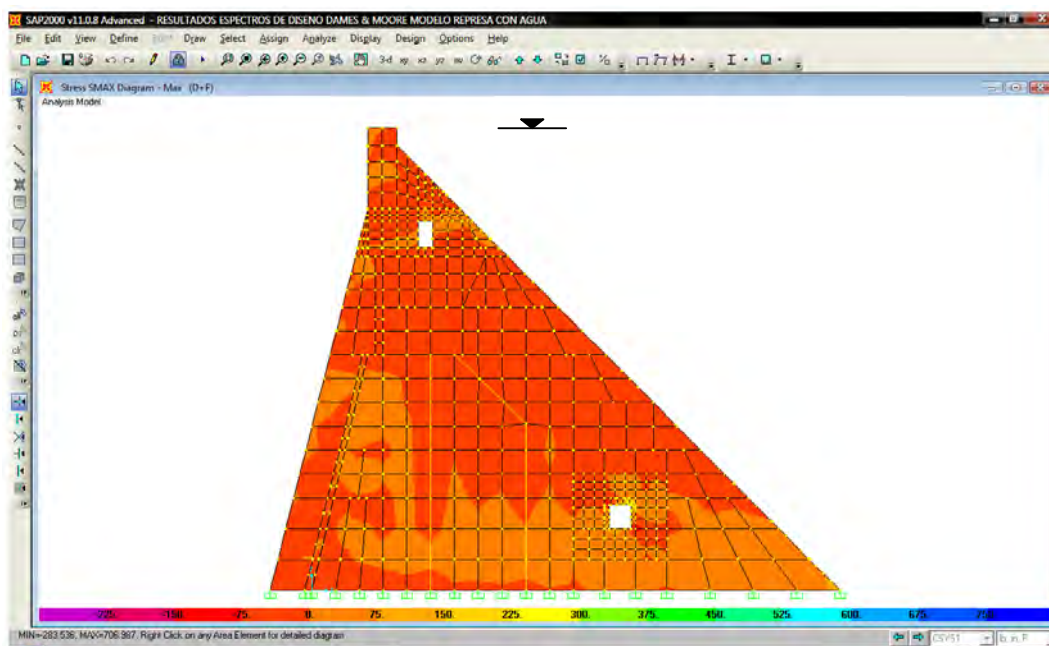


Figura 5-1 Esfuerzos principales máximos (psi) combinación D +F del contrafuerte # 25

contrafuerte # 25



Foto 5-1 Ubicación del contrafuerte # 25 en la represa Guayabal

Debido a que este contrafuerte es el de mayor altura, representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 375 psi si se observa detenidamente la Figura 5-1 mostrada anteriormente. Específicamente, el mayor esfuerzo principal en tensión obtenido de las tablas generadas por SAP2000 v11 fue de 343.58 psi y está ubicado en el agujero inferior del contrafuerte. Esto era de esperarse debido a que los agujeros crean concentraciones de esfuerzos y éstos tienden a ser mayores cerca del apoyo inferior. Esto puede observarse en el acercamiento que se presenta en la Figura 5-2, asociando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala que se muestra en la parte inferior de dicha figura.

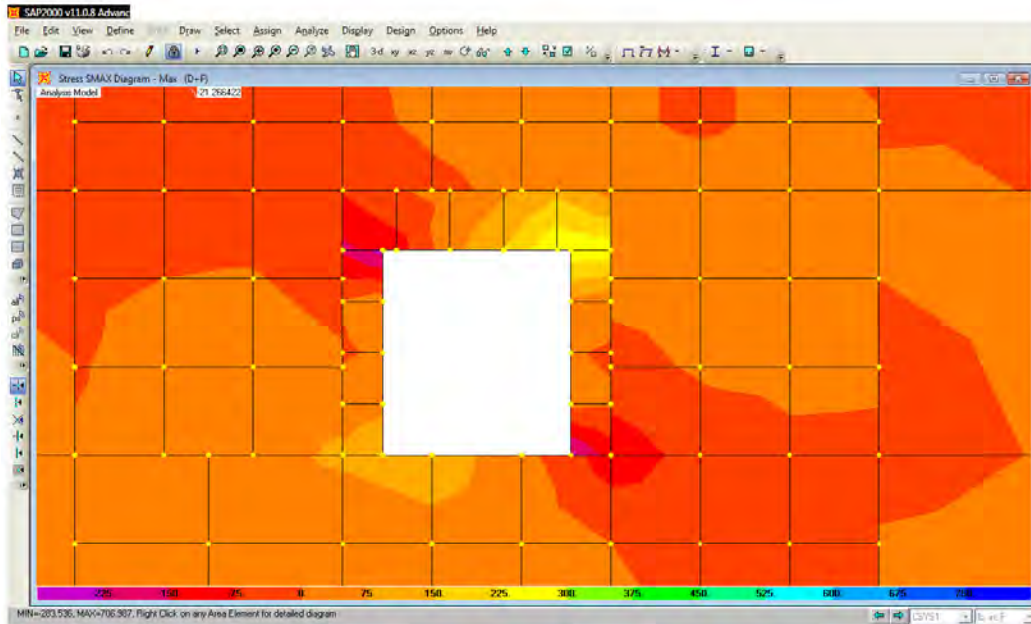


Figura 5-2 Acercamiento de los esfuerzos principales máximos del contrafuerte # 25

Del mismo modo, la Figura 5-3 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio D + F.

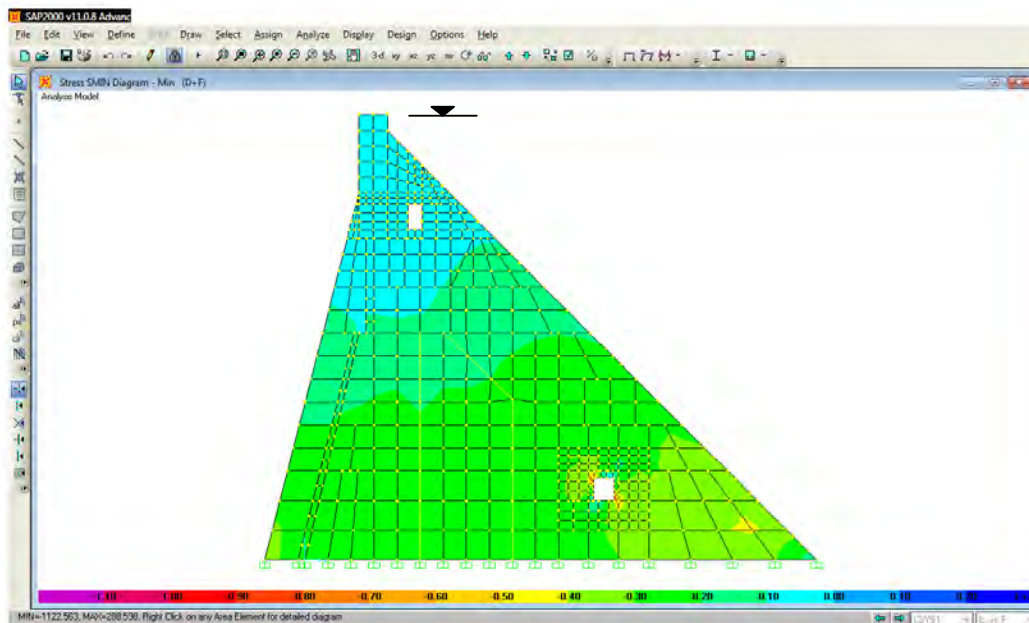


Figura 5-3 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F en el contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -1,200 psi si se analizan detenidamente la Figura 5-3 y la Figura 5-4. Específicamente, el mayor esfuerzo principal en compresión obtenido de las tablas generadas fue de -1,115 psi. Este esfuerzo está ubicado en el agujero inferior del contrafuerte, al igual que el máximo esfuerzo principal en tensión. Esto puede apreciarse mejor en el acercamiento presentado en la Figura 5-4, al asociar los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala en la parte inferior de dicha figura.

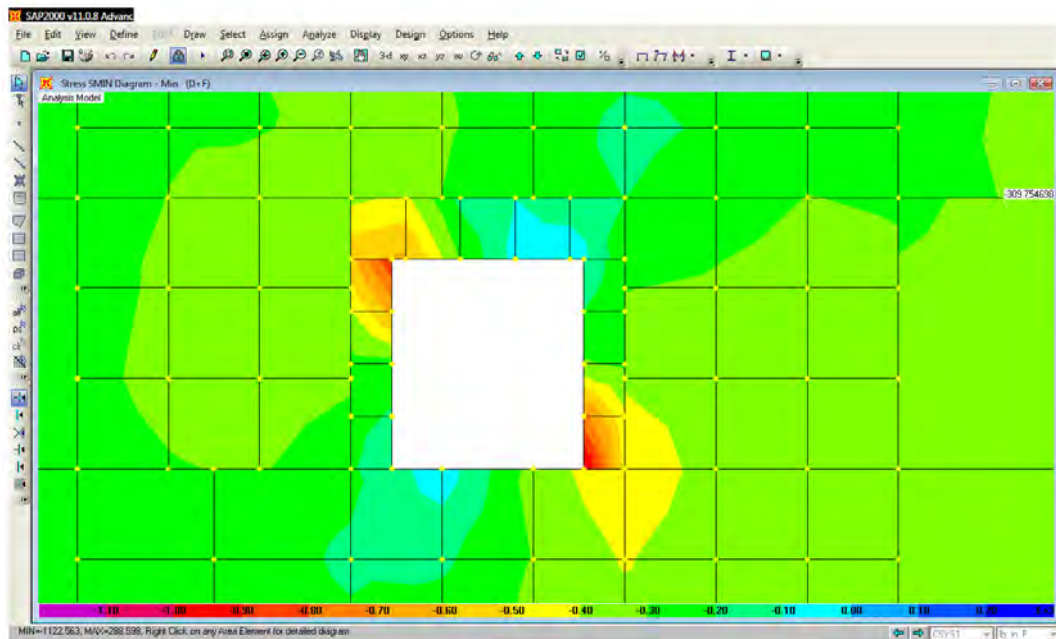


Figura 5-4 Acercamiento de los esfuerzos principales mínimos del contrafuerte # 25

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para las condiciones actuales de la represa fueron, respectivamente, $F.S_T = 1.54$ y $F.S_C = 3.14$. De estos resultados se deduce que para las cargas estáticas no existen zonas del contrafuerte donde puede existir agrietamiento debido a que el mínimo factor de seguridad en tensión es mayor que 1.0.

5.1.2 Respuesta de losas de hormigón armado a combinación D + F

La Figura 5-5 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en las losas de hormigón armado para la combinación de cargas en servicio D + F.

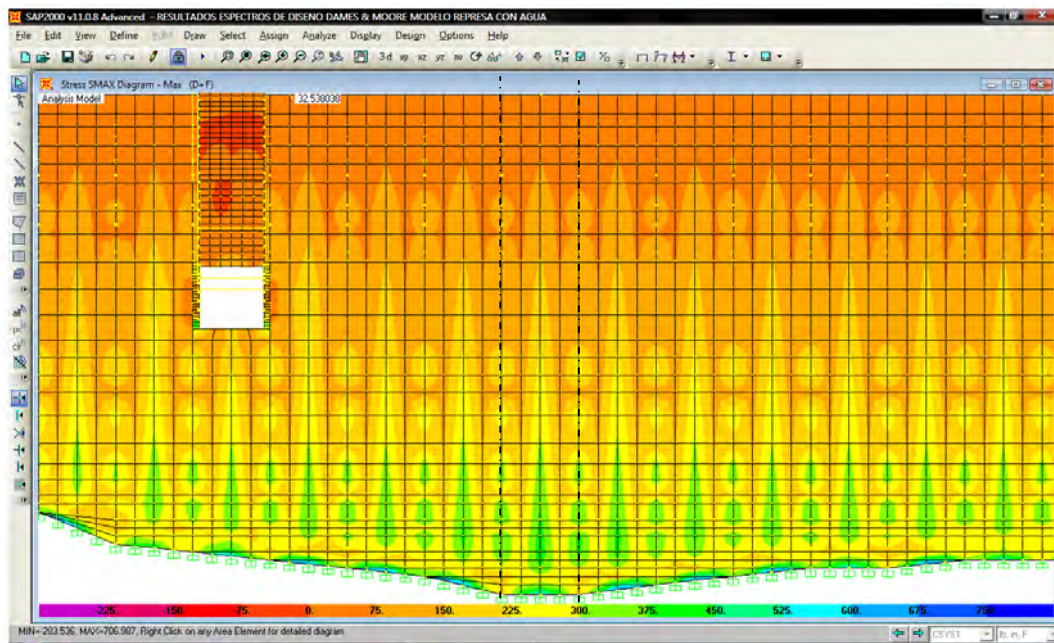


Figura 5-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F en las losas

Estas losas de hormigón armado representan el caso crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos debido a que son las de mayor altura. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 600 psi. El mayor esfuerzo principal en tensión obtenido de las tablas generadas en SAP2000 v11 fue de 540 psi y está ubicado en la parte más profunda de la represa. Esto era de esperarse debido a que la presión hidrostática del agua es mayor en ese punto. La Figura 5-6 muestra una imagen aumentada de la zona inferior de las losas. Interpretando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala en la parte inferior de la Figura 5-6 se pueden verificar los máximos esfuerzos principales en tensión.

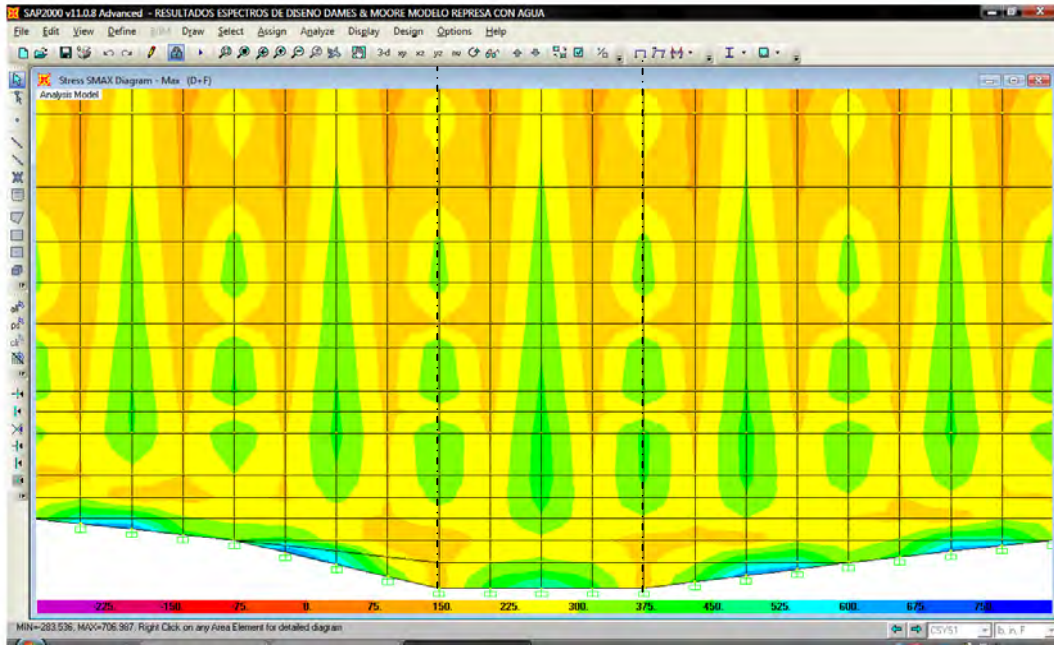


Figura 5-6 Acercamiento de los máximos esfuerzos principales en (psi) para la combinación D +F en las losas

Del mismo modo la Figura 5-7 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en las losas de hormigón armado para la combinación en servicio D + F.

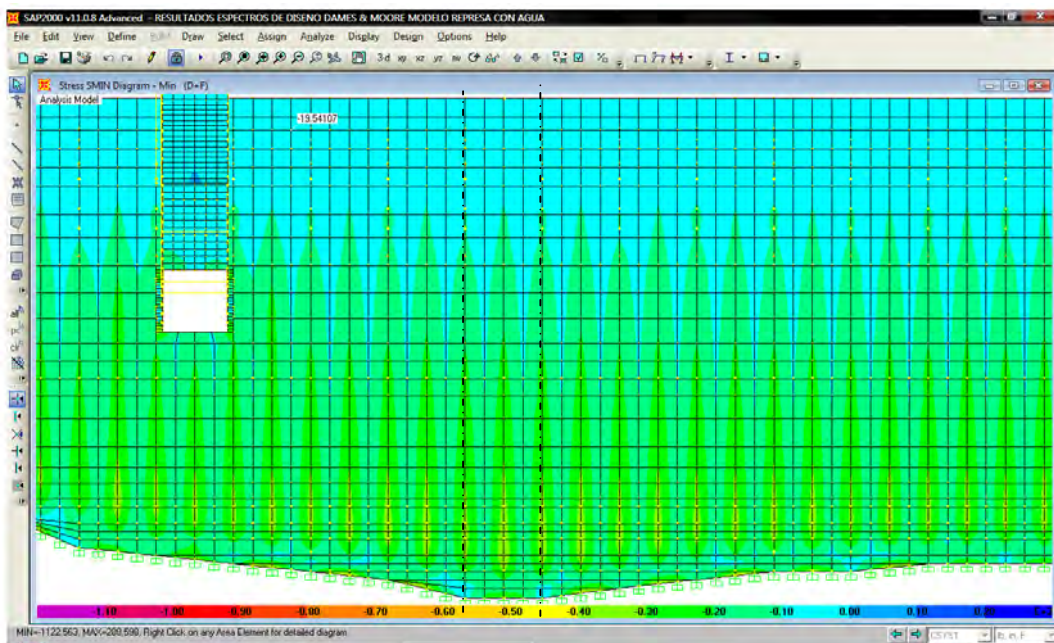


Figura 5-7 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F en las losas

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -400 psi. Es de interés el mayor esfuerzo principal en compresión, el que de acuerdo a las tablas generadas en SAP2000 v11 fue de -391.63 psi. Este esfuerzo está ubicado en la parte más profunda de la represa, al igual que el mayor esfuerzo principal en tensión. Esto puede apreciarse mejor en la vista que se muestra en la Figura 5-8, asociando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala en la parte inferior de la figura.

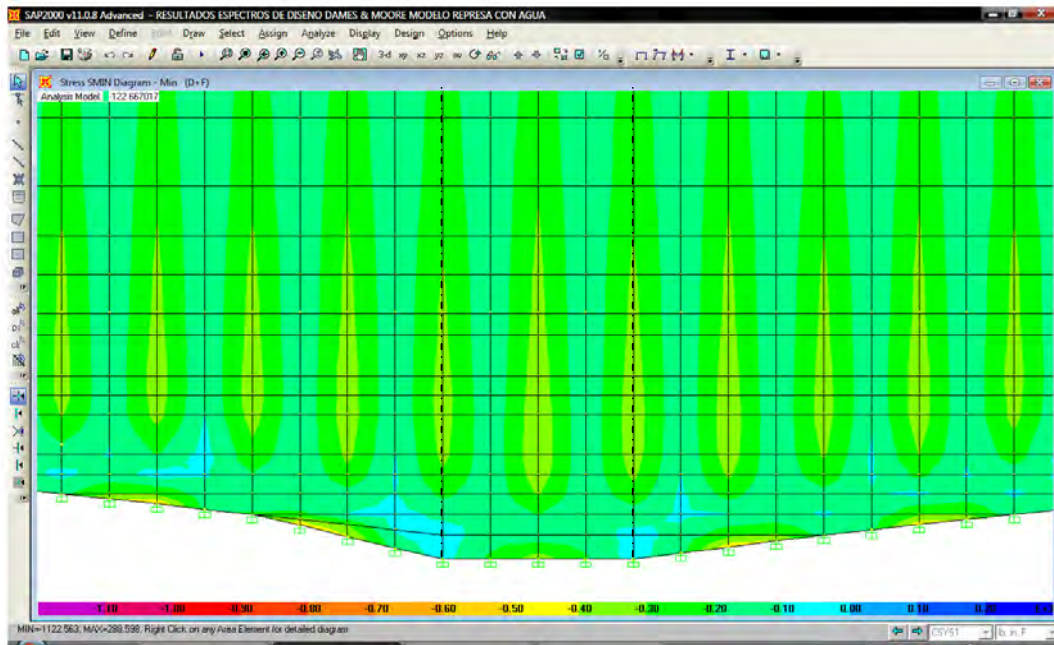


Figura 5-8 Acercamiento de los mínimos esfuerzos principales en (psi) para la combinación D +F en las losas

Los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para las losas de hormigón de la represa fueron, $F.S_T = 0.98$ y $F.S_C = 8.93$, respectivamente. Se debe recordar que la losa de hormigón armado fue modelada con un espesor promedio el cual es menor al espesor real donde ocurren los mayores esfuerzos en tensión. Por tal razón, el factor de seguridad en esta zona es mayor a uno lo que implica que no existirá agrietamiento para cargas estáticas.

Capítulo 6 RESPUESTA AL ESPECTRO DE DISEÑO

DAMES & MOORE

6.1 Introducción

En este capítulo se presenta la respuesta de la represa Guayabal al espectro de diseño generado por la compañía Dames & Moore para el municipio de Ponce (Figura 3-12). Esta respuesta fue obtenida mediante el programa SAP2000 v11.

Primero se presentan diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos obtenidos para el contrafuerte # 25, para cada una de las cuatro combinaciones de carga consideradas. Este contrafuerte debido a que es el de mayor altura representa el caso crítico para estudiar los esfuerzos. Luego se muestran diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos para una porción de la losa de hormigón armado la cual se considera como la más crítica durante el evento sísmico. Para calcular los esfuerzos principales máximos y mínimos se generaron tablas en Excel con los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 (top y bottom) para cada nodo de los elementos de cáscara asociados. Debido a que en cada nodo puede coincidir más de un elemento de cáscara y los valores de esfuerzos principales σ_1 y σ_2 (top y bottom) de cada elemento de cáscara no necesariamente coinciden, se calculó el promedio aritmético de estos. Los esfuerzos principales máximos y mínimos corresponden, respectivamente, al valor máximo y mínimo entre σ_1 y σ_2 (top y bottom) promediados. Con estos valores y con las coordenadas de cada nodo se generaron archivos de texto en formato CSV los cuales fueron utilizados como archivos de entrada para generar los diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos con el programa AutoCAD Civil 3D 2008.

Después se ilustra la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 al aplicarle el terremoto en la dirección transversal de la represa (eje Y). Y por último se estudia el comportamiento de los puntales de arriostramiento indicando la cantidad de estos que fallan y su tipo de falla predominante (tensión, compresión o pandeo).

6.2 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$

La Figura 6-1 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 (véase la Foto 5-1) para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$. El coeficiente 0.714 es el número decimal que se obtiene al dividir el coeficiente 1/1.4 de la ecuación 12-9 del código UBC-97. El eje X positivo (véase la Figura 3-16) apunta hacia afuera del papel.

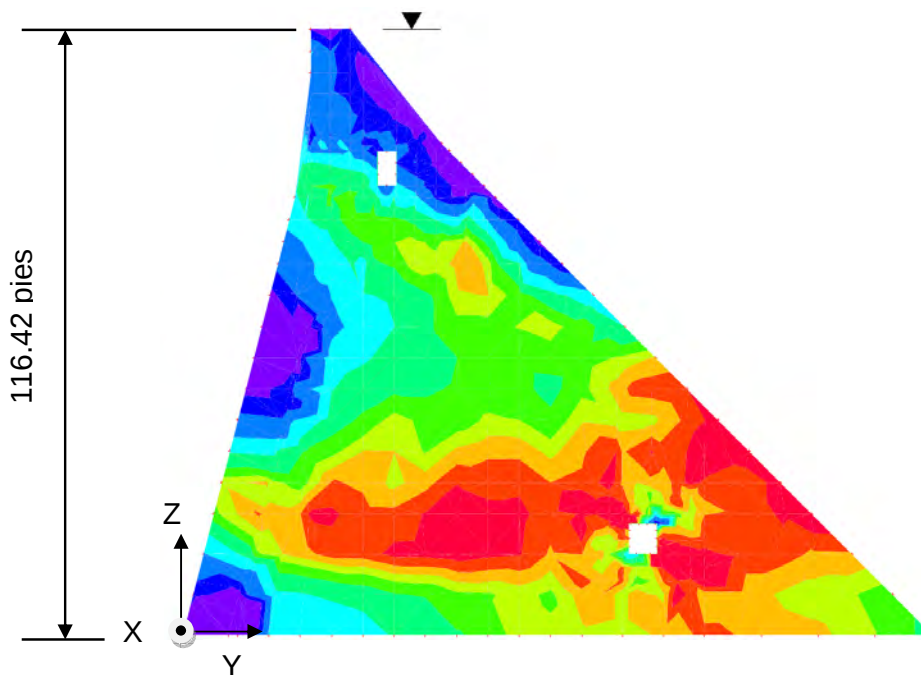


Figura 6-1 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$ del contrafuerte # 25

Al igual que para la respuesta a cargas estáticas, este contrafuerte representa el caso crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos principales. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 619 psi. Las zonas del contrafuerte donde los esfuerzos principales son mayores a la capacidad en tensión del hormigón ($f_{ct} = 530$ psi) tendrán agrietamiento. Esto puede observarse en la Figura 6-1 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala que se muestra en la Tabla 6-1. De esta escala se observa que las zonas del contrafuerte con color violeta (#10) tendrán esfuerzos principales en tensión mayores a la capacidad en tensión del hormigón, por lo cual estas zonas tendrán agrietamiento.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-244.340	0.280	
2	0.280	20.400	
3	20.400	38.930	
4	38.930	57.200	
5	57.200	83.950	
6	83.950	126.530	
7	126.530	183.750	
8	183.750	272.460	
9	272.460	334.520	
10	334.520	619.480	

Tabla 6-1 Escala de esfuerzos de la Figura 6-1

Del mismo modo, la Figura 6-2 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte #25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$.

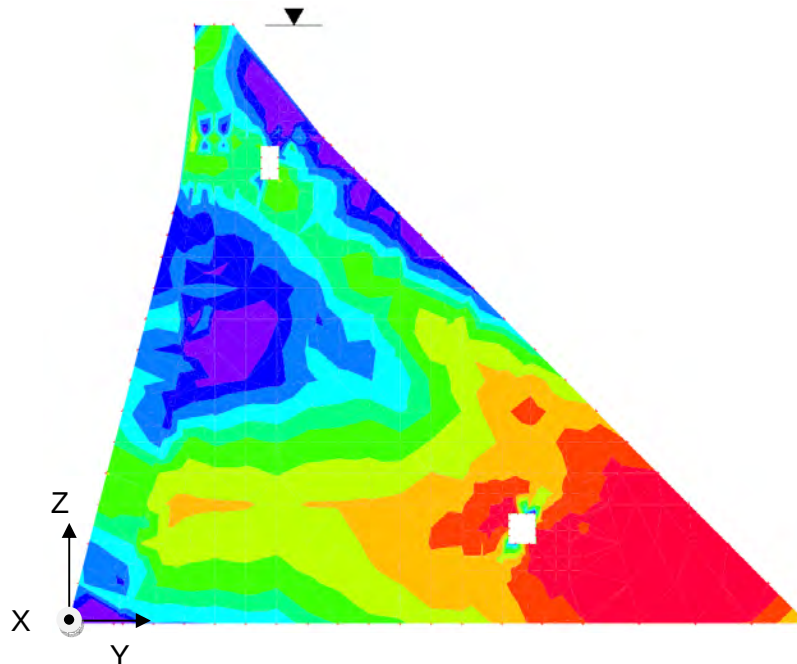


Figura 6-2 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -968 psi. Esto puede comprobarse en la Figura 6-2 si se comparan los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 6-2.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-968.000	-261.310	
2	-261.310	-186.920	
3	-186.920	-138.190	
4	-138.190	-91.720	
5	-91.720	-52.080	
6	-52.080	-28.390	
7	-28.390	-2.890	
8	-2.890	21.300	
9	21.300	41.300	
10	41.300	120.050	

Tabla 6-2 Escala de esfuerzos de la Figura 6-2

Los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$ fueron $F.S_T = 0.85$ y $F.S_C = 3.61$, respectivamente. De estos resultados se concluye que existen zonas en el contrafuerte donde va a existir agrietamiento debido a que el factor de seguridad mínimo en tensión es menor a 1.0. Estas zonas con agrietamiento se encuentran principalmente en donde se aumentó el espesor del contrafuerte en el año 1950. Debe mencionarse que en estas zonas donde se aumentó el espesor existe acero de refuerzo, el cual no ha sido considerado directamente para calcular la capacidad en tensión del contrafuerte. Se estima que este acero de refuerzo va a aumentar la capacidad en tensión de estas zonas, lo cual evitará que se genere algún mecanismo de falla en el contrafuerte. Por otro lado, no existirán fallas en compresión debido a que el factor de seguridad en compresión es mayor que 1.0.

6.3 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$

A continuación se presenta el caso en que se invierte la dirección en que se aplican las cargas sísmicas para el eje de X. La Figura 6-3 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$.

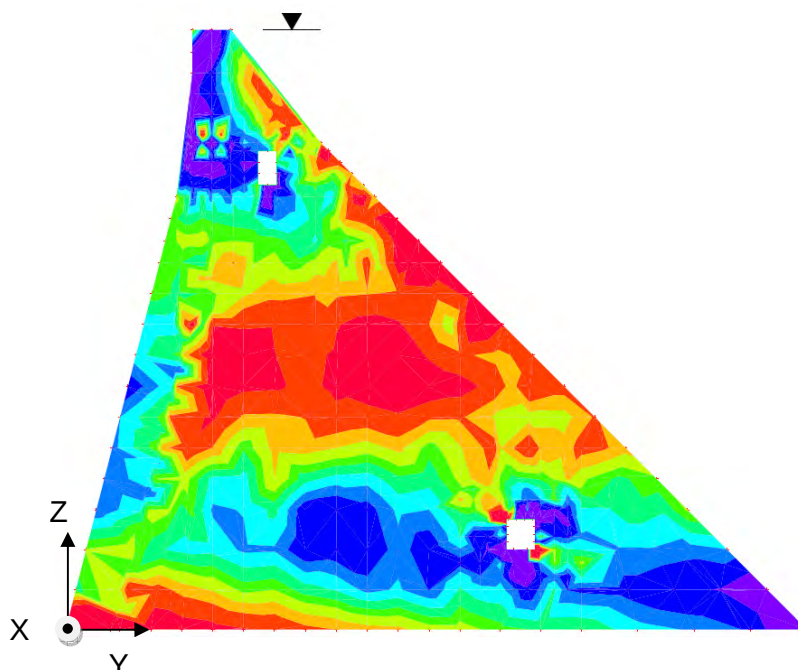


Figura 6-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ del contrafuerte # 25

Estudiando detalladamente la imagen generada con el programa AutoCAD Civil 3D 2008, se encuentra que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes que van de 0 a 272 psi. Debido a que el máximo esfuerzo principal en tensión es menor que 530 psi, el contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga. Para facilitar la identificación de las zonas con mayores esfuerzos, se preparó la Tabla 6-3 donde se muestra el rango de esfuerzos asociado a cada color de la Figura 6-3.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-268.320	-88.580	Red
2	-88.580	-65.220	Orange
3	-65.220	-49.410	Yellow
4	-49.410	-34.080	Light Green
5	-34.080	-23.140	Green
6	-23.140	-10.030	Light Blue
7	-10.030	3.040	Blue
8	3.040	14.930	Dark Blue
9	14.930	34.370	Dark Blue
10	34.370	271.800	Purple

Tabla 6-3 Escala de esfuerzos de la Figura 6-3

Del mismo modo, la Figura 6-4 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$.

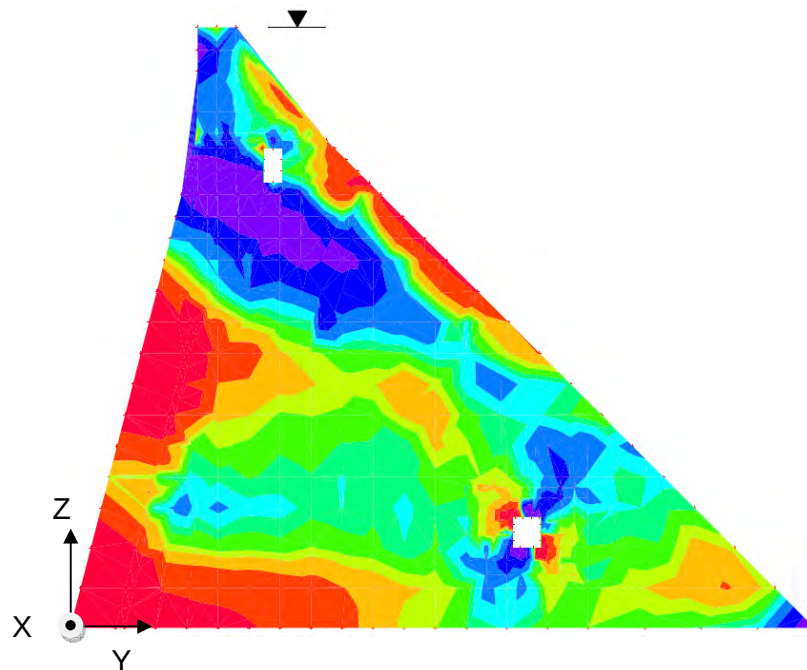


Figura 6-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión para el sismo aplicado en la dirección negativa del eje X tienen magnitudes entre -96 a -1132 psi. Este esfuerzo en compresión representa solo el 32 % de la capacidad a compresión del hormigón ($f_c = 3,500$ psi). Estos esfuerzos máximos en compresión se encuentran principalmente en las zonas donde se remodeló el contrafuerte en el año 1950. Esto se observa comparando la distribución de colores de la Figura 6-4 con los rangos de valores que se ilustran en la Tabla 6-4.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1132.349	-544.936	■
2	-544.936	-452.397	■
3	-452.397	-413.447	■
4	-413.447	-394.593	■
5	-394.593	-371.778	■
6	-371.778	-355.397	■
7	-355.397	-332.121	■
8	-332.121	-292.377	■
9	-292.377	-234.979	■
10	-234.979	-96.231	■

Tabla 6-4 Escala de esfuerzos de la Figura 6-4

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ fueron $F.S_T = 1.94$ y $F.S_C = 3.09$, respectivamente. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento ni fallas por compresión, debido a que el factor de seguridad para ambos casos es mayor que 1.0.

6.4 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$

A continuación se presentan resultados similares a los anteriores pero ahora el sismo está aplicado en la dirección Y positiva. Se recuerda que el eje Y global es horizontal y está contenido en el plano de los contrafuertes. La Figura 6-5 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi,

obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$.

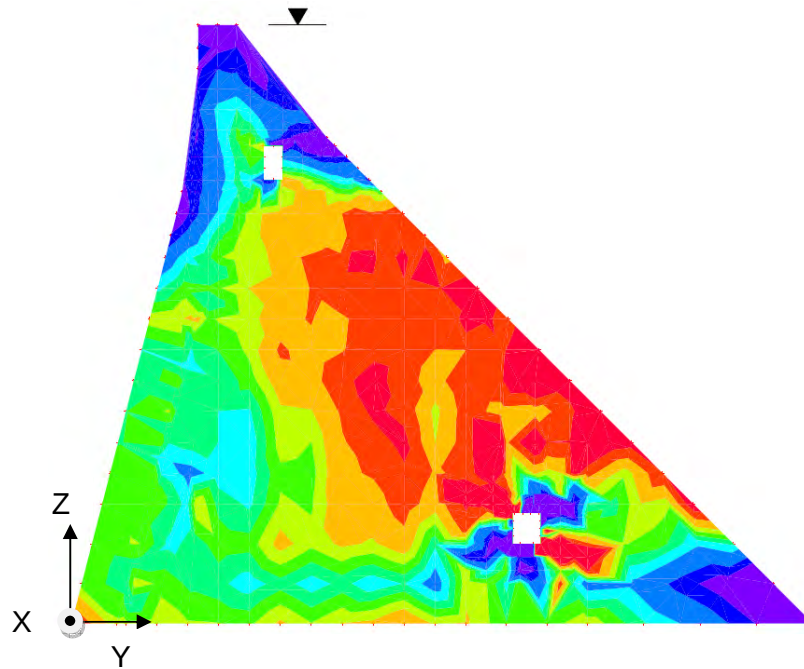


Figura 6-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$ del contrafuerte # 25

Para esta combinación los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 336 psi. Debido a que el esfuerzo principal máximo en tensión es menor que 530 psi, el contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga. Estos esfuerzos principales en tensión presentan una distribución diferente al caso donde el sismo actúa en dirección del eje de X.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-234.200	-24.680	Red
2	-24.680	-15.670	Orange
3	-15.670	-6.770	Yellow
4	-6.770	-1.480	Light Green
5	-1.480	3.480	Green
6	3.480	8.410	Light Blue
7	8.410	14.460	Blue
8	14.460	26.020	Dark Blue
9	26.020	33.440	Dark Purple
10	33.440	336.420	Purple

Tabla 6-5 Escala de esfuerzos de la Figura 6-5

Del mismo modo, la Figura 6-6 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la misma combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$.

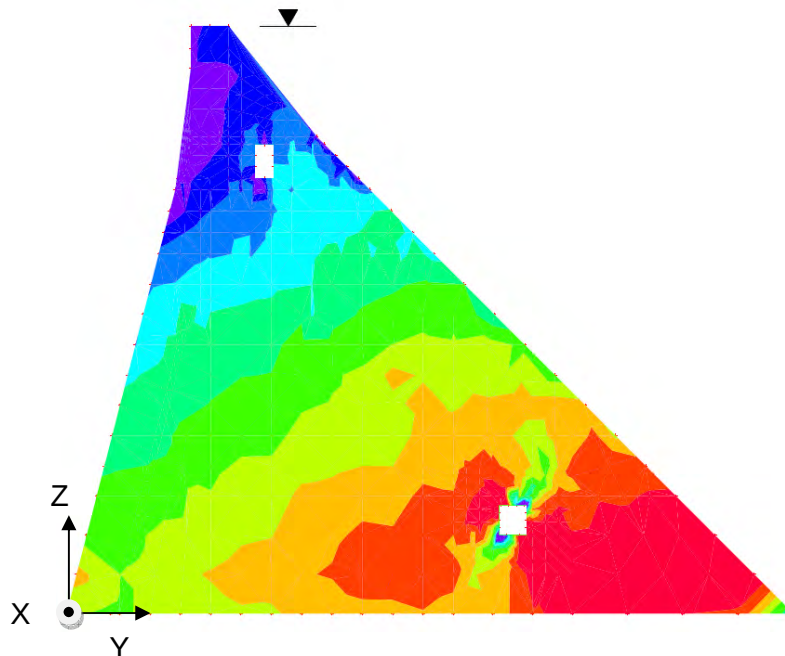


Figura 6-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -990 psi. Para ayudar a interpretar la escala de colores de los esfuerzos en la Figura 6-6, se debe usar la escala mostrada en la Tabla 6-6.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-990.590	-265.120	
2	-265.120	-222.310	
3	-222.310	-190.980	
4	-190.980	-164.800	
5	-164.800	-131.390	
6	-131.390	-77.220	
7	-77.220	-40.210	
8	-40.210	-20.580	
9	-20.580	-9.910	
10	-9.910	96.550	

Tabla 6-6 Escala de esfuerzos de la Figura 6-6

Usando la Tabla 6-5 y la Tabla 6-6 se encontró que los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$ son $F.S_T = 1.57$ y $F.S_C = 3.53$, respectivamente. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento ni fallas por compresión, debido a que el factor de seguridad para ambos casos es mayor que 1.0.

6.5 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$

Como se hizo antes con el sismo en la dirección X, a continuación se presentan los resultados al aplicar la carga sísmica en la dirección Y negativa. La Figura 6-7 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$.

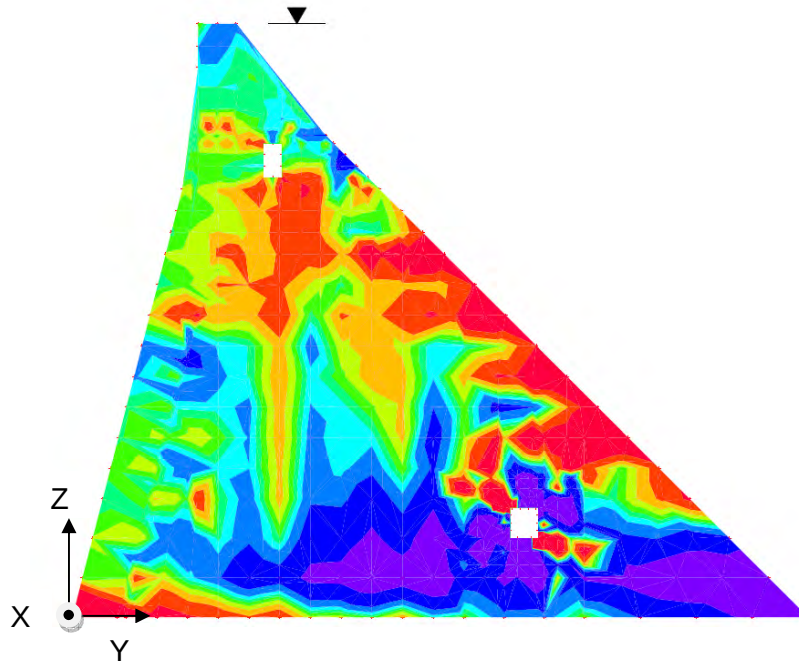


Figura 6-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY_{D&M} del contrafuerte # 25

De la Tabla 6-7 se observa que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes que van desde de 0 a 265 psi. Debido a que el máximo esfuerzo principal en tensión es menor que la capacidad en tensión del hormigón, el contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga. Sin embargo lo interesante de este caso es que los máximos esfuerzos principales en tensión se encuentran cercanos a la base del contrafuerte a diferencia del caso donde el sismo actuaba en la dirección del eje de X.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-268.910	-22.650	Red
2	-22.650	-12.640	Orange
3	-12.640	-7.300	Yellow
4	-7.300	-3.360	Light Green
5	-3.360	-0.280	Green
6	-0.280	2.290	Light Blue
7	2.290	5.380	Blue
8	5.380	12.010	Dark Blue
9	12.010	28.670	Dark Purple
10	28.670	264.860	Purple

Tabla 6-7 Escala de esfuerzos de la Figura 6-7

De la misma tabla de datos generada en Excel se obtuvieron los mínimos esfuerzos principales los que se muestran en la Figura 6-8 en unidades de psi, para el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio D + F - 0.714 EQY_{D&M}.

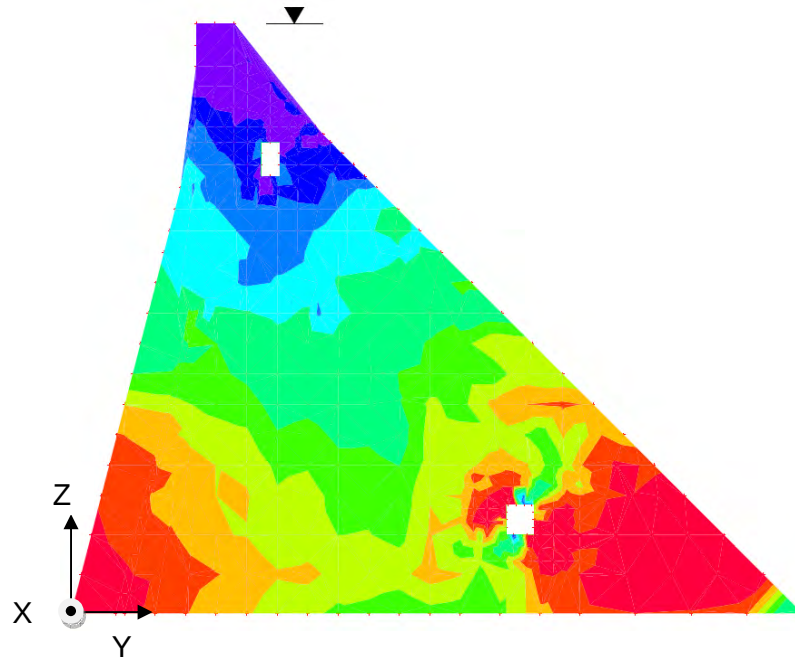


Figura 6-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY_{D&M} del contrafuerte # 25

Se encontró que los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -34 a -1109 psi. Observando la Figura 6-8 e interpretando los colores del contrafuerte con los que se muestran en la escala de la Tabla 6-8, se concluye que los máximos esfuerzos principales en compresión ocurren en los dos extremos de la base del contrafuerte y en la periferia del agujero inferior.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1108.630	-379.730	
2	-379.730	-346.680	
3	-346.680	-318.880	
4	-318.880	-294.530	
5	-294.530	-268.590	
6	-268.590	-197.090	
7	-197.090	-147.790	
8	-147.790	-115.420	
9	-115.420	-82.020	
10	-82.020	-34.460	

Tabla 6-8 Escala de esfuerzos de la Figura 6-8

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$ fueron, respectivamente, $F.S_T = 2.0$ y $F.S_C = 3.15$. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento ni fallas por compresión, debido a que el factor de seguridad para ambos casos es mayor que 1.0. La Tabla 6-9 presenta un resumen de los mínimos factores de seguridad en compresión y tensión obtenidos para el contrafuerte # 25 para cada una de las cuatro combinaciones de carga consideradas.

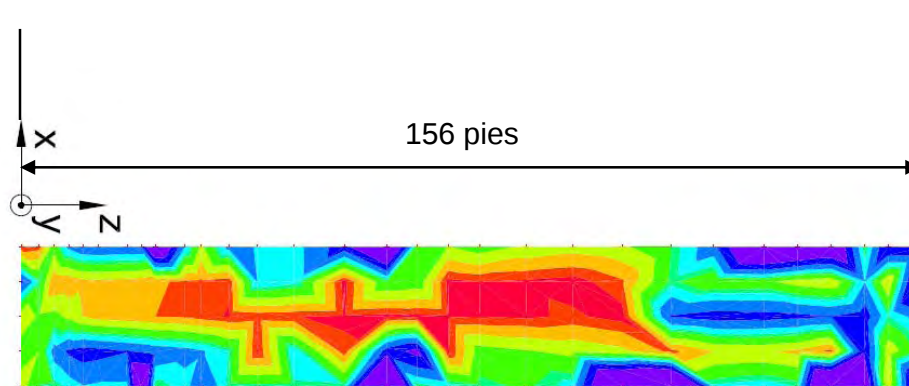
Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$	0.85	3.61
$D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$	1.94	3.09
$D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$	1.57	3.53
$D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$	2.0	3.15

Tabla 6-9 Resumen de los mínimos factores de seguridad en el contrafuerte # 25 para el espectro de diseño Dames & Moore

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el mínimo factor de seguridad en tensión es $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$. Del mismo modo la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ produce el mínimo factor de seguridad en compresión. Además, se puede observar que el caso crítico para los contrafuertes durante un terremoto ocurre cuando el sismo actúa en la dirección longitudinal de la represa (dirección X). Esto coincide con lo encontrado por Nuss (1995).

6.6 Respuesta de las losas a la combinación $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$

La Figura 6-9 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado más crítica debido a la combinación de cargas en servicio $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$. Nótese que para ahorrar espacio la porción de la losa se muestra con los ejes rotados (su eje vertical Z está horizontal). Los contrafuertes están a lo largo del eje Z a ambos lados de la placa.



**Figura 6-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F + 0.714 EQX_{D&M} en una porción de la losa**

La losa de hormigón armado que se muestra en la Figura 6-9 es la más crítica desde el punto de vista de los esfuerzos debido a que es la de mayor altura. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 199 a 733 psi. Esto puede comprobarse comparando los colores de la porción de la losa de hormigón armado en la Figura 6-9 con los que se ilustran en la Tabla 6-10. Además se observa que un área considerable de la losa de hormigón armado tendrá agrietamiento debido a que los esfuerzos principales en tensión son mayores a 530 psi.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	199.580	212.490	Red
2	212.490	236.330	Orange
3	236.330	270.190	Yellow
4	270.190	307.930	Light Green
5	307.930	345.330	Green
6	345.330	361.480	Teal
7	361.480	389.460	Cyan
8	389.460	432.740	Blue
9	432.740	485.990	Dark Blue
10	485.990	733.280	Purple

Tabla 6-10 Escala de esfuerzos de la Figura 6-9

Del mismo modo la Figura 6-10 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$.

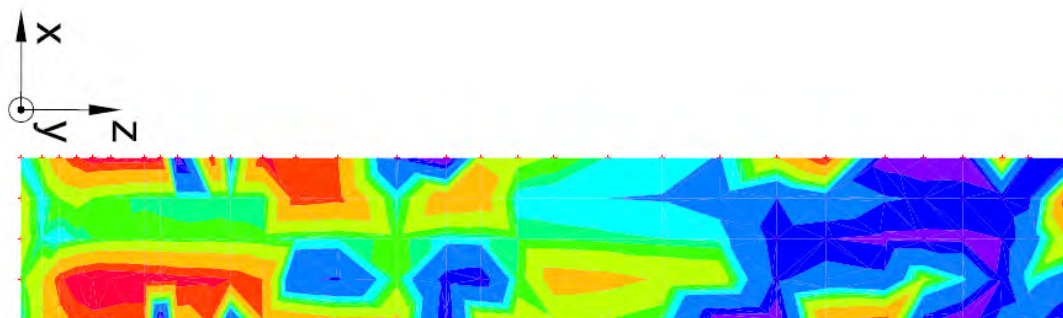


Figura 6-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$ en una porción de la losa

Para esta combinación de carga los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes que van de 0 a -387 psi. Esto puede comprobarse observando la Figura 6-10 y comparando los colores asociados a los distintos esfuerzos con la escala que se ilustra en la Tabla 6-11.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-387.250	-330.250	Red
2	-330.250	-285.520	Orange
3	-285.520	-208.160	Yellow
4	-208.160	-153.040	Light Green
5	-153.040	-127.930	Green
6	-127.930	-113.970	Light Blue
7	-113.970	-83.740	Blue
8	-83.740	12.250	Dark Blue
9	12.250	59.600	Dark Purple
10	59.600	120.300	Purple

Tabla 6-11 Escala de esfuerzos de la Figura 6-10

El factor de seguridad mínimo en tensión fue $F.S_T = 0.72$ mientras que para compresión fue $F.S_C = 9.03$ para la combinación de carga $D + F + 0.714$

$EQX_{D\&M}$. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado más crítica fue de 2.07. De los primeros resultados se concluye que un área considerable de la porción de losa de hormigón armado considerada tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas en compresión debido a que el factor de seguridad en compresión es mayor que 1.0. Más adelante se demostrará que la losa de hormigón armado falla en flexión en ciertas zonas ilustradas en la Figura 6-17 y la Figura 6-18, respectivamente.

6.7 Respuesta de las losas a la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$

A continuación se muestran en la Figura 6-11 los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$.

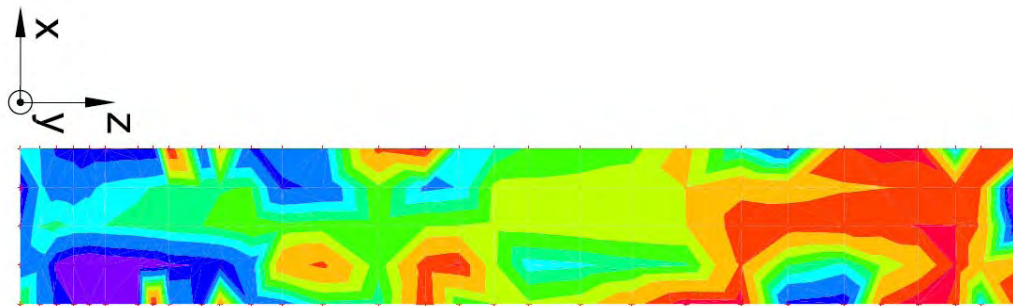


Figura 6-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ en una porción de la losa

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 528 psi. Como de costumbre, se incluye una tabla (Tabla 6-12) con el rango de esfuerzos asociados a cada color en la Figura 6-11. El máximo esfuerzo en tensión ocurre en la zona inferior de la porción de la losa que está cercana a uno de los apoyos (contrafuerte).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-104.710	-64.690	Red
2	-64.690	-7.630	Orange
3	-7.630	78.920	Yellow
4	78.920	132.300	Light Green
5	132.300	180.100	Green
6	180.100	218.870	Light Blue
7	218.870	258.240	Blue
8	258.240	326.110	Dark Blue
9	326.110	368.610	Dark Purple
10	368.610	528.280	Purple

Tabla 6-12 Escala de esfuerzos de la Figura 6-11

Del mismo modo la Figura 6-12 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en la porción de la losa de hormigón armado considerada para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$, o sea invirtiendo la dirección de las cargas sísmicas.

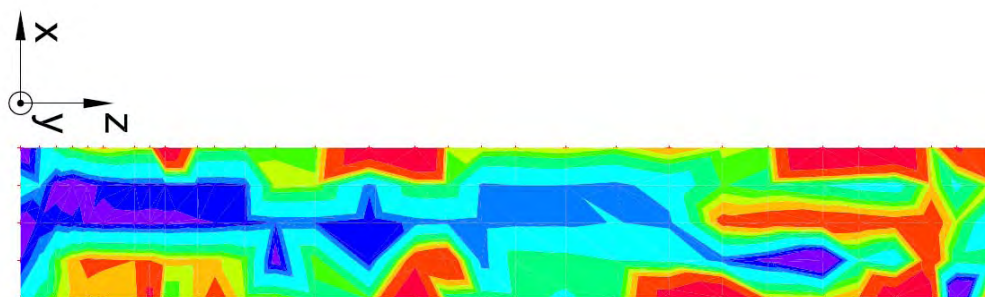


Figura 6-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ en una porción de la losa

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -36 a -787 psi. Esto puede observarse en la Figura 6-12 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 6-13.

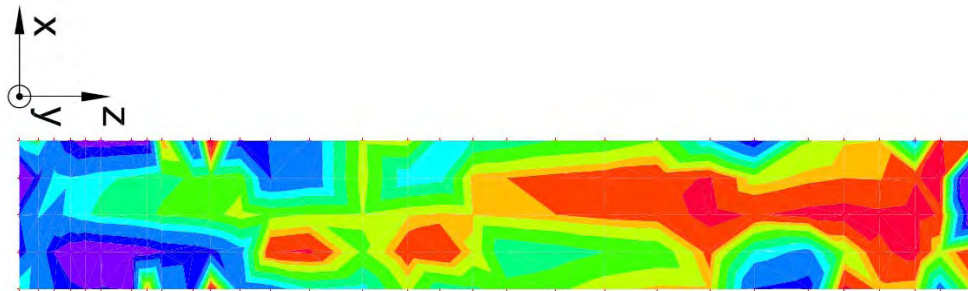
Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-787.132	-494.235	
2	-494.235	-399.816	
3	-399.816	-371.171	
4	-371.171	-351.764	
5	-351.764	-331.297	
6	-331.297	-287.165	
7	-287.165	-216.300	
8	-216.300	-190.509	
9	-190.509	-161.531	
10	-161.531	-36.560	

Tabla 6-13 Escala de esfuerzos de la Figura 6-12

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ fueron $F.S_T = 1.0$ y $F.S_C = 4.44$. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.06. Aunque el mínimo factor de seguridad es igual a 1.0 se puede decir que una porción de la losa de hormigón armado analizada tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas en compresión debido a que el factor de seguridad en compresión es mayor que 1.0.

6.8 Respuesta de las losas a la combinación $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$

La Figura 6-13 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en una porción de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$.



**Figura 6-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D + F + 0.714 EQY_{D&M} de una porción de la losa**

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 65 a 591 psi. Esto puede observarse en la Figura 6-13 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 6-14.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	65.510	108.482	Red
2	108.482	143.505	Orange
3	143.505	159.091	Yellow
4	159.091	185.483	Light Green
5	185.483	219.991	Green
6	219.991	254.521	Light Blue
7	254.521	282.852	Blue
8	282.852	337.909	Dark Blue
9	337.909	374.936	Very Dark Blue
10	374.936	591.560	Purple

Tabla 6-14 Escala de esfuerzos de la Figura 6-13

Del mismo modo la Figura 6-14 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en una porción de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio D + F + 0.714 EQY_{D&M}.

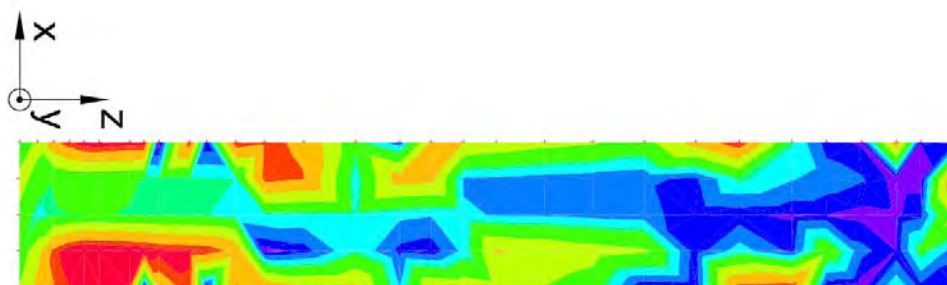


Figura 6-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D + F + 0.714 EQY_{D&M} de una porción de la losa

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -375 psi. Esto puede observarse en la Figura 6-14 comparando los colores de la porción de la losa con los que se ilustran en la Tabla 6-15.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-375.581	-320.646	Red
2	-320.646	-286.568	Orange
3	-286.568	-214.200	Yellow
4	-214.200	-149.700	Light Green
5	-149.700	-90.530	Green
6	-90.530	-76.649	Light Blue
7	-76.649	-45.714	Blue
8	-45.714	-13.435	Dark Blue
9	-13.435	8.049	Dark Blue
10	8.049	22.910	Purple

Tabla 6-15 Escala de esfuerzos de la Figura 6-14

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga D + F + 0.714 EQY_{D&M} fueron F.S_T = 0.89 y F.S_C = 9.31. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.07. De estos resultados se concluye que la losa de hormigón armado analizada tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas en compresión debido a que el factor de seguridad en compresión es mayor que 1.0.

6.9 Respuesta de las losas a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$

Esta combinación representa el caso donde el sismo actúa en dirección del eje Y negativo. Para este caso la combinación en servicio es $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$. La Figura 6-15 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en una porción de la losa de hormigón armado para esta combinación de carga.

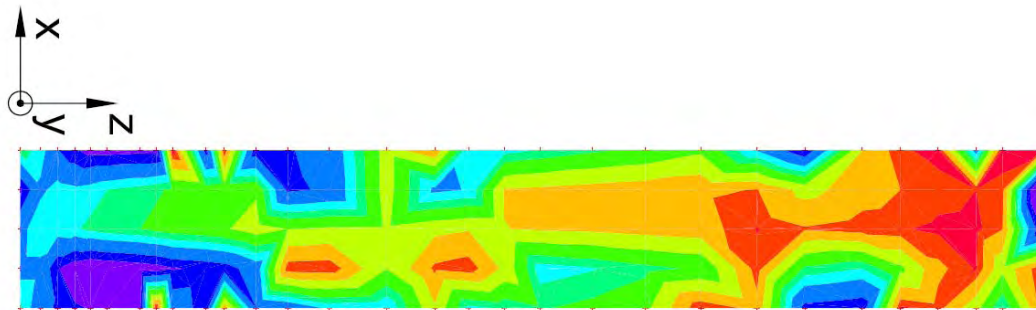


Figura 6-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$ de una porción de la losa

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 489 psi. Esto puede observarse en la Figura 6-15 comparando los colores de la porción de la losa con los que se ilustran en la Tabla 6-16.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-32.723	-13.470	Red
2	-13.470	12.791	Orange
3	12.791	61.078	Yellow
4	61.078	113.781	Light Green
5	113.781	167.733	Green
6	167.733	203.266	Teal
7	203.266	242.188	Cyan
8	242.188	309.268	Blue
9	309.268	356.449	Dark Blue
10	356.449	489.397	Purple

Tabla 6-16 Escala de esfuerzos de la Figura 6-15

Por otra parte, la Figura 6-16 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en la porción de la losa de hormigón armado más crítica, para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$.

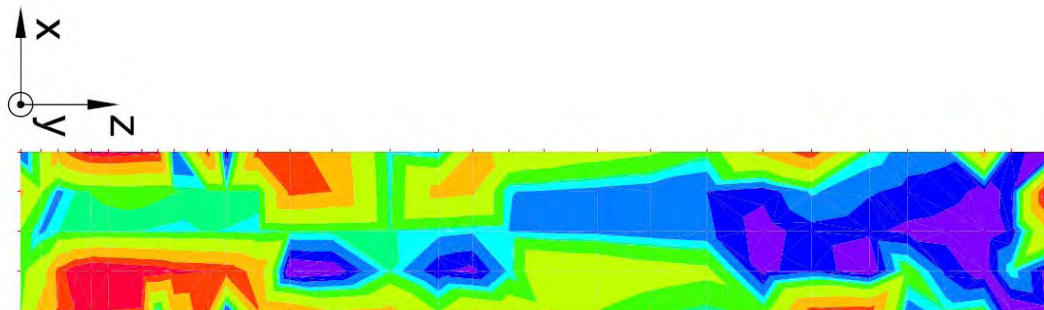


Figura 6-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$ de una porción de la losa

Para este caso los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -63 a -396 psi. Estos valores corresponden a los que se ilustran en la Tabla 6-17 mostrada a continuación.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-396.157	-341.219	
2	-341.219	-305.344	
3	-305.344	-247.722	
4	-247.722	-188.206	
5	-188.206	-158.450	
6	-158.450	-152.904	
7	-152.904	-139.176	
8	-139.176	-113.808	
9	-113.808	-91.454	
10	-91.454	-62.718	

Tabla 6-17 Escala de esfuerzos de la Figura 6-16

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$ fueron $F.S_T = 1.08$ y $F.S_C = 8.83$. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.05. De estos resultados se concluye que la losa de hormigón armado analizada no tendrá agrietamiento, ni fallas en compresión, debido a que los factores de seguridad en tensión y compresión son mayores que 1.0. La Tabla 6-18 presenta un resumen de los factores de seguridad mínimos en compresión y tensión obtenidos para la losa de hormigón armado en cada una de las cuatro combinaciones de carga consideradas.

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$	0.72	9.03
$D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$	1.00	4.44
$D + F + 0.714 EQY_{D\&M}$	0.89	9.31
$D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$	1.08	8.83

Tabla 6-18 Resumen de los mínimos factores de seguridad en la porción de la losa de hormigón armado para el espectro de diseño Dames & Moore

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el mínimo factor de seguridad en tensión (0.72) es $D + F + 0.714 EQX_{D\&M}$. Del mismo modo la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX_{D\&M}$ produce el mínimo factor de seguridad en compresión, si bien éste es > 1.0 . Además el movimiento crítico para las losas de hormigón armado durante un terremoto ocurre en la dirección longitudinal de la represa (dirección X) al igual que para los contrafuertes. Debido a que existen zonas donde estos esfuerzos resultaron mayores a la capacidad en tensión del hormigón, se comparó la capacidad última de la losa incluyendo el acero de refuerzo con los momentos últimos obtenidos con el programa SAP2000 v11. La Figura 6-17 muestra la distribución de momentos máximos en parte de la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga. Del mismo modo la Figura 6-18 muestra los momentos mínimos para la envolvente de las combinaciones de carga usadas.

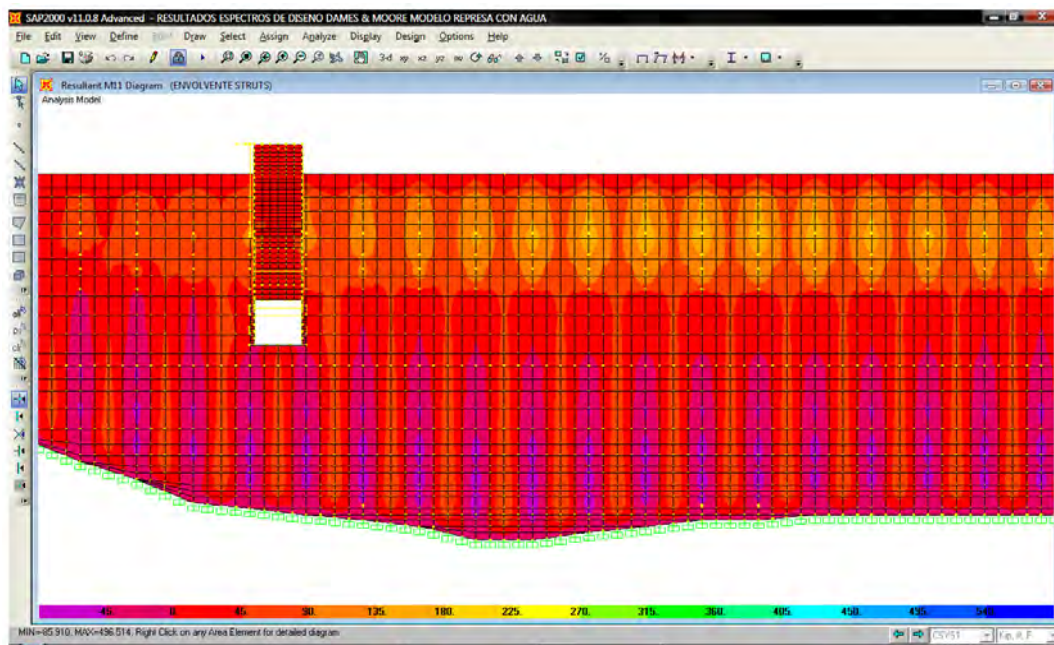


Figura 6-17 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el espectro de diseño D & M

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-100	-45	
-45	0	
0	45	
45	90	
90	135	
135	180	
180	225	

Tabla 6-19 Escala de momentos de la Figura 6-17

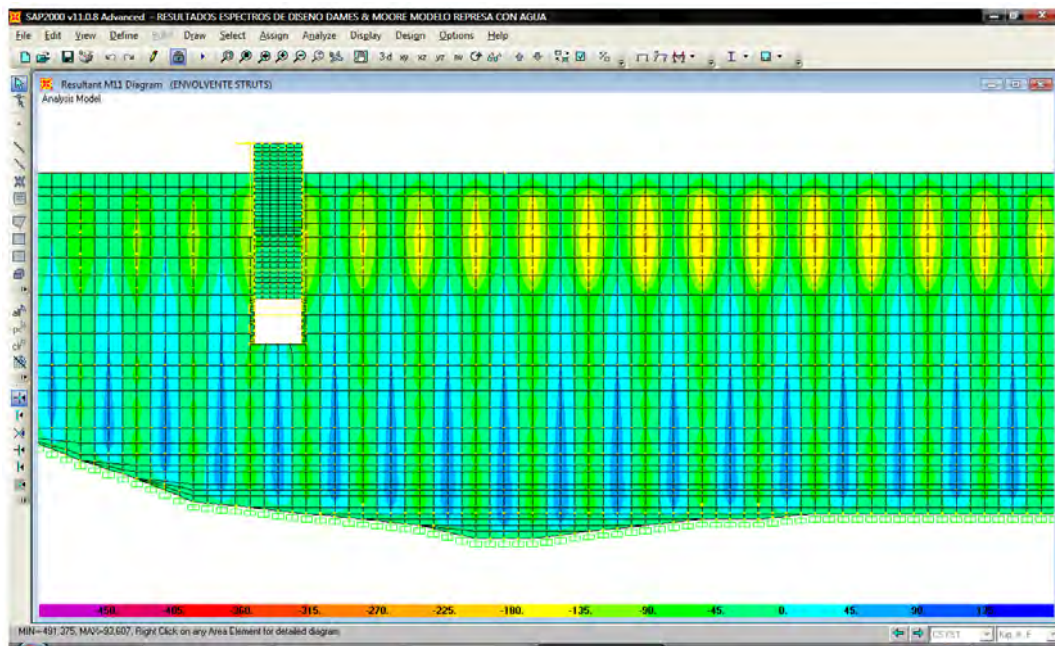


Figura 6-18 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el espectro de diseño D & M

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-270	-225	
-225	-180	
-180	-135	
-135	-90	
-90	-45	
-45	0	
0	45	
45	90	
90	135	

Tabla 6-20 Escala de momentos de la Figura 6-18

De estas figuras se observa que existen zonas donde los momentos últimos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft. Estas zonas se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado. La falla de la losa de hormigón armado producirá descargas de agua adicionales en la represa Guayabal.

6.10 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 al espectro de diseño Dames & Moore

La Figura 6-19 muestra la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25. Para esto se analizaron cuatro casos: nivel del agua a 116.42 ft, nivel del agua a 96 ft, nivel del agua a 89.5 ft y la reserva sin agua. El segundo caso que se analizó representa el nivel de agua mínimo que ha experimentado la represa Guayabal según la estación de medición del USGS situada en el lugar. Resulta importante resaltar que esta información solo contiene datos generados desde 4/20/1995 hasta 10/27/2007. Por tal razón se disminuyó en un 6 % el nivel del agua para disminuir la incertidumbre causada por la falta de datos durante un periodo más prolongado. Por último se analizó

la reserva sin agua como un caso extremo. Para cada nivel de agua se analizaron dos casos adicionales los cuales corresponden a la dirección de aplicación del terremoto. Por tanto, el esfuerzo EQY y el esfuerzo EQ -Y corresponden, simultáneamente, a la distribución de esfuerzos que se genera en la zapata al aplicar el terremoto en la dirección positiva y negativa del eje de Y.

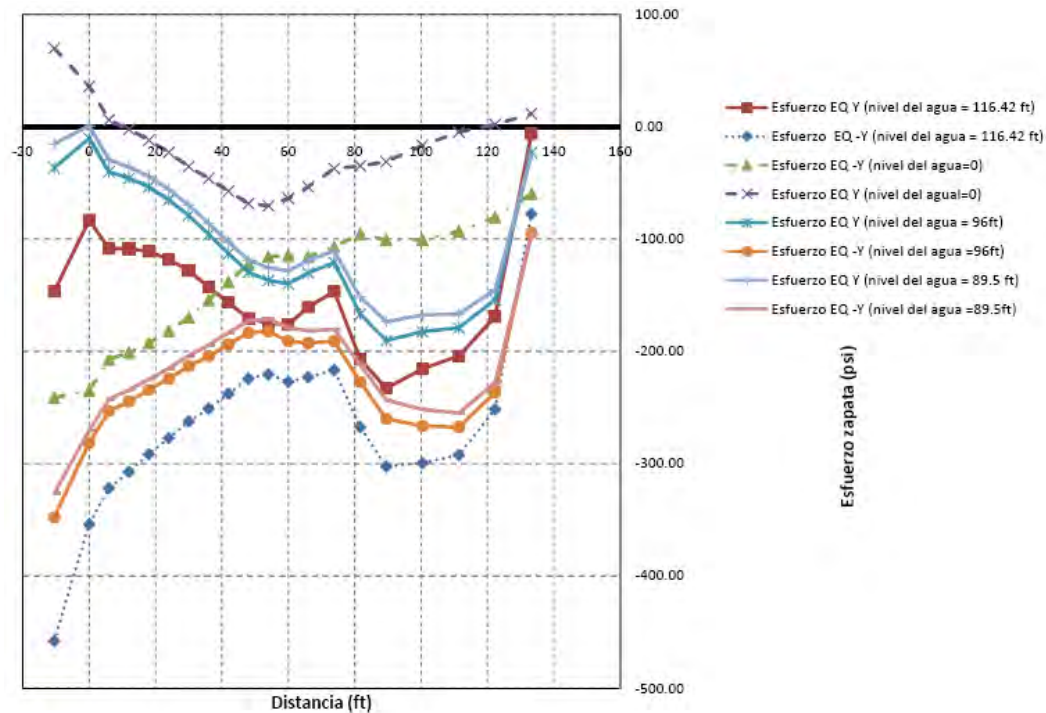


Figura 6-19 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el espectro de diseño D & M

De la Figura 6-19 se observa que la zapata del contrafuerte # 25 tendrá una parte limitada en tensión si la reserva estuviera vacía durante un evento sísmico. Por otro lado, los otros tres casos indican que la zapata del contrafuerte # 25 no tendrá tensión durante un evento sísmico. Esto indica que el agua contenida como reserva contribuye favorablemente a la estabilidad a vuelco de la represa Guayabal durante un evento sísmico.

6.11 Comportamiento de los puntales de arriostramiento al espectro de diseño Dames & Moore

Las capacidades a compresión, tensión y pandeo de los puntales de arriostramiento calculadas anteriormente en el Capítulo 3 se compararon con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Primero se analizaron los puntales de la construcción original denotados por BM (“Before Modification”). Estos tienen dimensiones de 15” x 18” y son un total de 429. Para estos puntales se obtuvieron una demanda/capacidad máxima a compresión de 0.74 y una demanda/capacidad máxima a tensión de 5.11. La cantidad de puntales que fallan por tensión son 277, lo cual representa un 65 % de los puntales de arriostramiento. Luego se analizaron los puntales contruidos en las modificaciones del año 1950 denotados como AM (“After Modification”). Estos tienen dimensiones de 18” x 30” y son un total de 216. Para estos arriostramientos se obtuvo una razón demanda/capacidad máxima a compresión de 0.80 y una demanda/capacidad máxima a tensión de 2.81. La cantidad de puntales que fallan por tensión son 107, lo cual representa un 50 % de los puntales de arriostramiento. La Tabla 6-21 presenta un resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento.

	BM	AM
Número de puntales que exceden capacidad	277	107
% de puntales que exceden capacidad	65	50
Fuerza de compresión máxima en puntales, kip	-332.47	-779.21
Fuerza en tensión máxima en puntales, kip	331.73	775.79

Tabla 6-21 Resumen comportamiento de puntales de arriostramiento para el espectro de diseño Dames & Moore

Además, la capacidad a cortante fue calculada en la vecindad de los puntales de arriostramiento para establecer si la carga axial en los puntales puede causar fallas de punzonamiento en los contrafuertes. Estas capacidades a cortante fueron comparadas con las cargas últimas obtenidas de la

envolvente de las combinaciones de carga. Para los puntales de la construcción original se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 1.75 y para los puntales contruidos en las modificaciones se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 1.00. Para que exista esta falla por punzonamiento se debe dar el caso donde el puntal que llega al contrafuerte # 43 este sometido a compresión, debido a que la gran mayoría de los puntales no son capaces de transmitir las cargas en tensión que se generan durante la máxima respuesta sísmica. Por tanto, de los factores de seguridad obtenidos anteriormente se puede concluir que los puntales de arriostramiento que excedan su capacidad, presentarán fallas por tensión y si el puntal que llega al contrafuerte # 43 está sometido a compresión, se producirá una falla en punzonamiento en este contrafuerte.

Capítulo 7 RESPUESTA A LOS ESPECTROS DE DISEÑO UBC 97 E IBC 2006

7.1 Introducción

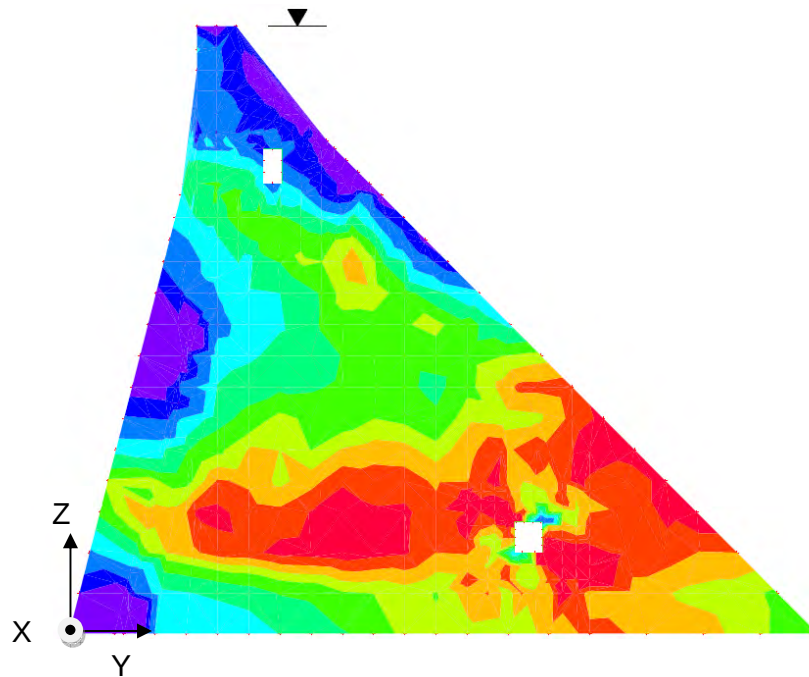
En este capítulo se presenta la respuesta sísmica de la represa Guayabal usando como excitación sísmica los espectros de diseño de los códigos UBC 97 (véase Figura 3-10) e IBC 2006 (véase Figura 3-11). Esta respuesta se obtuvo utilizando el modelo de la represa generado en SAP2000 v11.

Al igual que para el espectro de diseño de Dames & Moore se presentan diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos obtenidos para el contrafuerte # 25, para cada una de las cuatro combinaciones de carga consideradas con el espectro de diseño del UBC 97. Los resultados obtenidos para el espectro de diseño IBC 2006 se ilustrarán en forma de tabla por brevedad y debido a que son similares a los del UBC 97. Del mismo modo se ilustran diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos para la porción de la losa de hormigón armado considerada como la más crítica. La definición de los esfuerzos principales máximos y mínimos es la misma que se explicó anteriormente en la introducción del capítulo 6.

Luego se muestra la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 al aplicarse el terremoto en la dirección transversal de la represa (eje Y). Por último se estudia el comportamiento de los puntales de arriostramiento indicando la cantidad de éstos que fallan y su tipo de falla predominante.

7.2 Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F + 0.714 EQX_{UBC97}

Para esta primera combinación de carga se tiene el sismo actúa en la dirección positiva del eje de X. La Figura 7-1 generada con el programa AutoCAD Civil 3D 2008 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio D + F + 0.714 EQX_{UBC97}.



**Figura 7-1 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D + F + 0.714 EQX_{UBC97} del contrafuerte # 25**

Al igual que para la respuesta para el espectro de diseño de Dames & Moore, este contrafuerte representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos principales. Los esfuerzos principales en tensión obtenidos tienen magnitudes en el rango de 0 a 698 psi. Por tanto, las zonas donde existe un esfuerzo principal en tensión mayor a la capacidad en tensión del hormigón (530 psi) presentarán agrietamiento para esta combinación de carga. Esto puede observarse en la Figura 7-1 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 7-1. De esta escala se observa que las zonas del contrafuerte con color violeta tendrán agrietamiento.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-245.350	2.450	Red
2	2.450	23.480	Orange
3	23.480	43.980	Yellow
4	43.980	64.800	Light Green
5	64.800	98.310	Green
6	98.310	143.520	Teal
7	143.520	206.910	Cyan
8	206.910	300.130	Blue
9	300.130	370.790	Dark Blue
10	370.790	698.280	Purple

Tabla 7-1 Escala de esfuerzos de la Figura 7-1

Los mínimos esfuerzos principales en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$ se ilustran en la Figura 7-2.

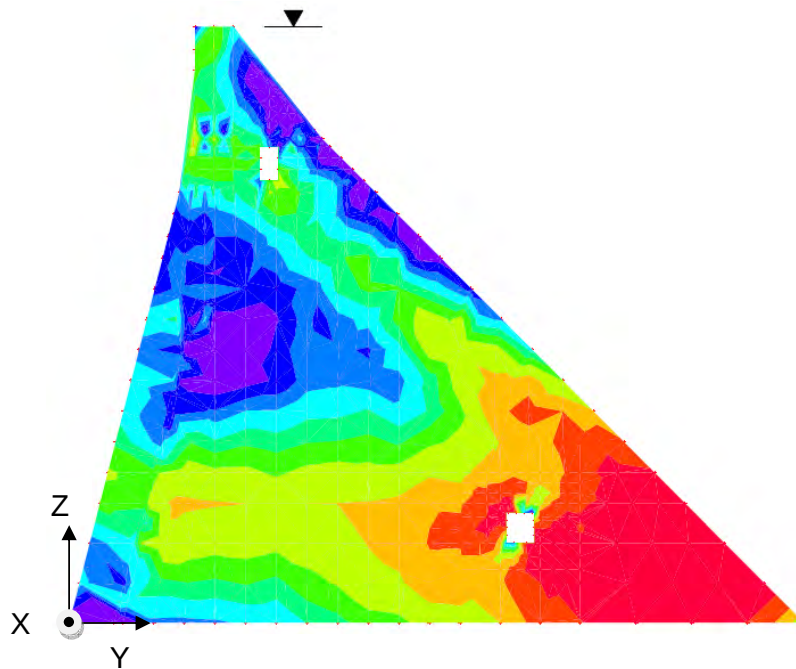


Figura 7-2 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$ del contrafuerte # 25

Estos esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -959 psi. Esto puede observarse en la Figura 7-2 comparando los

colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 7-2.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-958.830	-252.310	
2	-252.310	-178.150	
3	-178.150	-131.950	
4	-131.950	-82.310	
5	-82.310	-51.000	
6	-51.000	-24.930	
7	-24.930	3.500	
8	3.500	24.160	
9	24.160	46.620	
10	46.620	136.490	

Tabla 7-2 Escala de esfuerzos de la Figura 7-2

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$ fueron $F.S_T = 0.75$ y $F.S_C = 3.65$. De estos resultados se concluye que existen zonas en el contrafuerte donde va a existir agrietamiento debido a que el factor de seguridad mínimo en tensión es menor a 1.0. Estas zonas con agrietamiento se encuentran, al igual que para la respuesta al espectro de diseño de Dames & Moore, principalmente en donde el espesor de los contrafuertes es mayor, específicamente, en las zonas del contrafuerte que se modificaron en el año 1950. Al igual que para el caso del espectro de diseño de Dames & Moore, se presume que el acero de refuerzo aumente la capacidad en tensión de estas zonas, lo cual evitará que se genere algún mecanismo de falla en el contrafuerte. Además, no existirán fallas por compresión en el contrafuerte debido a que el mínimo esfuerzo principal en compresión es -959 psi. Este valor representa una razón de demanda / capacidad de 0.27.

7.3 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$

A diferencia del caso anterior, en la combinación de carga que se estudia en esta sección se somete la represa a un sismo actuando en dirección negativa del eje X. La Figura 7-3 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$.

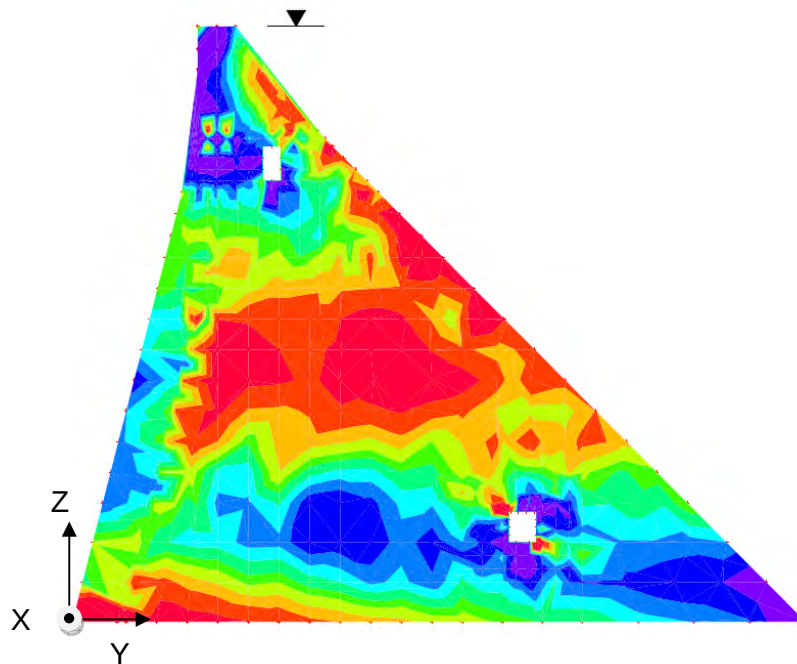


Figura 7-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 269 psi. Debido a que el máximo esfuerzo principal en tensión es menor que 530 psi, el contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga. La distribución de estos esfuerzos a través del contrafuerte se ilustra en la Figura 7-3.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-269.750	-94.860	Red
2	-94.860	-70.590	Orange
3	-70.590	-53.010	Yellow
4	-53.010	-36.310	Light Green
5	-36.310	-25.050	Green
6	-25.050	-10.540	Light Blue
7	-10.540	2.740	Blue
8	2.740	16.540	Dark Blue
9	16.540	35.880	Dark Blue
10	35.880	269.260	Purple

Tabla 7-3 Escala de esfuerzos de la Figura 7-3

Del mismo modo, la Figura 7-4 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$.

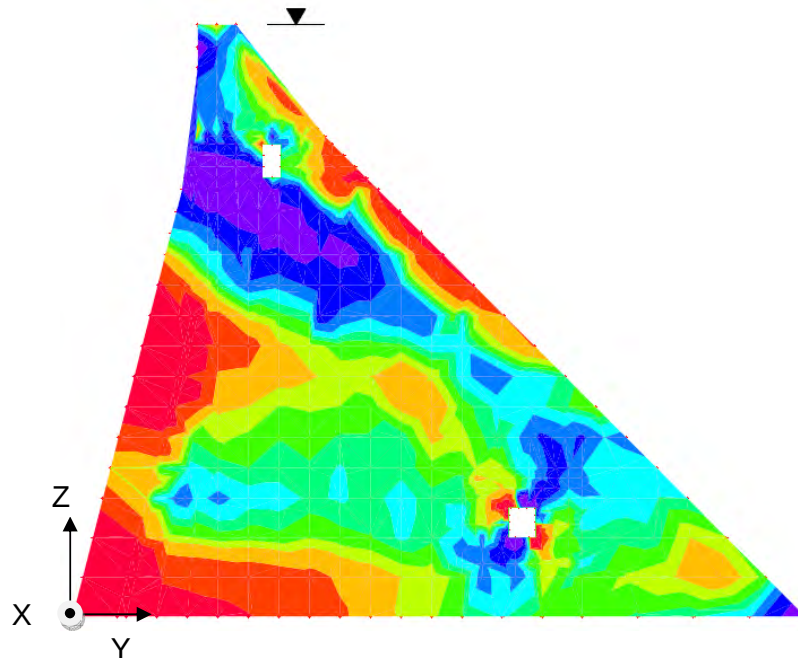


Figura 7-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$ del contrafuerte # 25

De la Tabla 7-4 se registra que los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes entre -105 a -1,188 psi. Además, los esfuerzos en compresión de mayor intensidad se presentan en las zonas del contrafuerte modificadas en el año 1950.

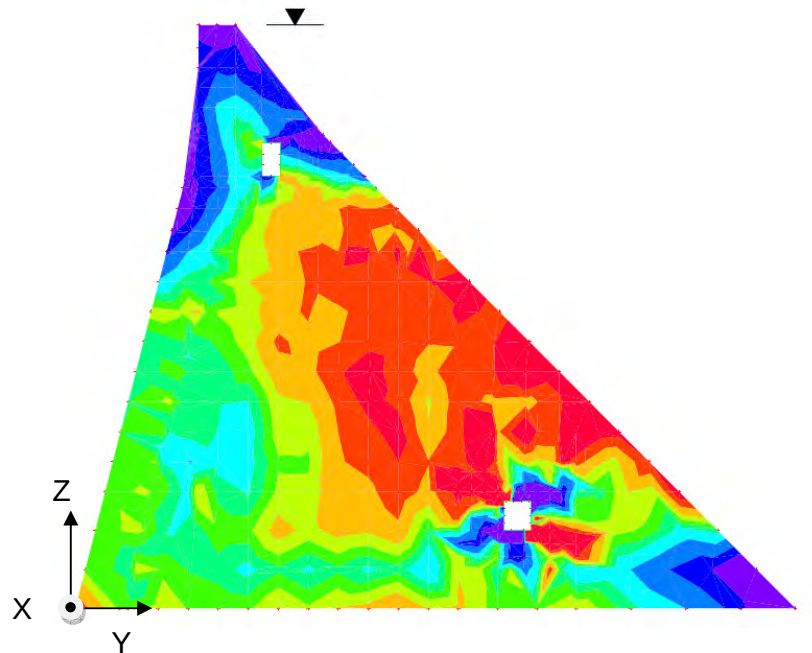
Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1187.810	-578.640	
2	-578.640	-480.370	
3	-480.370	-432.720	
4	-432.720	-410.390	
5	-410.390	-388.680	
6	-388.680	-371.210	
7	-371.210	-345.000	
8	-345.000	-310.060	
9	-310.060	-251.920	
10	-251.920	-105.110	

Tabla 7-4 Escala de esfuerzos de la Figura 7-4

Los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$ fueron $F.S_T = 1.97$ y $F.S_C = 2.94$, respectivamente. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará ni agrietamiento ni fallas por compresión, debido a que los dos factores de seguridad son mayores que 1.0.

7.4 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$

La Figura 7-5 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$.



**Figura 7-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F + 0.714 EQY_{UBC97} del contrafuerte # 25**

Analizando la Tabla 7-5 los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 344 psi. El máximo esfuerzo principal en tensión registrado es 344 psi, el cual es menor a la capacidad a tensión del hormigón (530 psi). Por tal razón, para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-232.680	-24.380	Red
2	-24.380	-15.530	Orange
3	-15.530	-6.390	Yellow
4	-6.390	-0.330	Light Green
5	-0.330	4.440	Green
6	4.440	9.470	Light Blue
7	9.470	18.110	Blue
8	18.110	29.300	Dark Blue
9	29.300	39.220	Dark Blue
10	39.220	343.720	Purple

Tabla 7-5 Escala de esfuerzos de la Figura 7-5

A diferencia de la figura anterior, la Figura 7-6 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$.

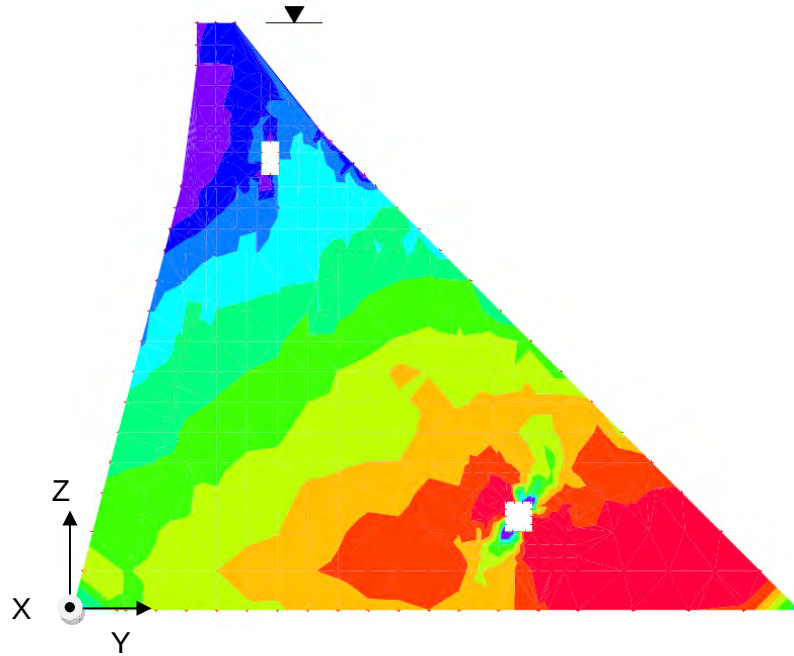


Figura 7-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$ del contrafuerte # 25

Estos esfuerzos principales se obtienen al aplicar el sismo en la dirección del eje Y positivo. De la escala de esfuerzos ilustrada en la Tabla 7-6 resulta fácil observar que los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes entre 0 y -985 psi. Además, el máximo esfuerzo en compresión sólo representa el 28.1 % de la capacidad a compresión del hormigón (3,500 psi).

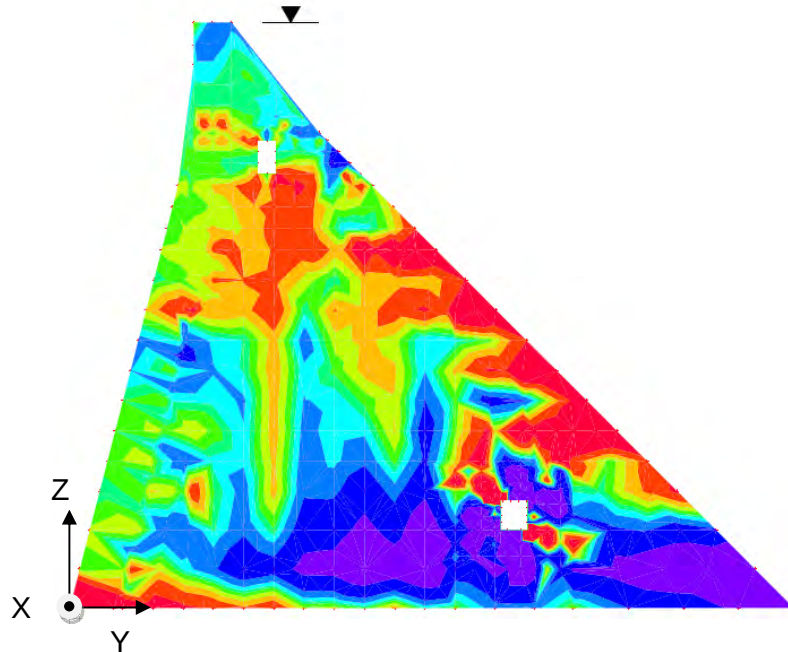
Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-985.178	-260.216	
2	-260.216	-216.482	
3	-216.482	-186.071	
4	-186.071	-157.792	
5	-157.792	-123.714	
6	-123.714	-72.221	
7	-72.221	-36.089	
8	-36.089	-19.702	
9	-19.702	-8.193	
10	-8.193	107.962	

Tabla 7-6 Escala de esfuerzos de la Figura 7-6

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$ fueron $F.S_T = 1.54$ y $F.S_C = 3.55$. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento ni fallas en compresión debido a que las demandas son menores que las capacidades en tensión y compresión.

7.5 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$

Esta combinación de carga representa el caso donde el sismo se aplica en dirección negativa del eje Y. Para este caso se obtuvo la Figura 7-7, la cual muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$.



**Figura 7-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F - 0.714 EQY_{UBC97} del contrafuerte # 25**

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 262 psi. Este contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga por que el esfuerzo principal máximo en tensión es menor que la capacidad en tensión del hormigón. Esto puede observarse en la Figura 7-7 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 7-7.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-270.350	-22.300	Red
2	-22.300	-12.680	Orange
3	-12.680	-7.320	Yellow
4	-7.320	-3.230	Light Green
5	-3.230	0.160	Green
6	0.160	2.740	Light Blue
7	2.740	6.400	Blue
8	6.400	13.050	Dark Blue
9	13.050	29.380	Very Dark Blue
10	29.380	262.460	Purple

Tabla 7-7 Escala de esfuerzos de la Figura 7-7

De la misma manera la Figura 7-8 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$.

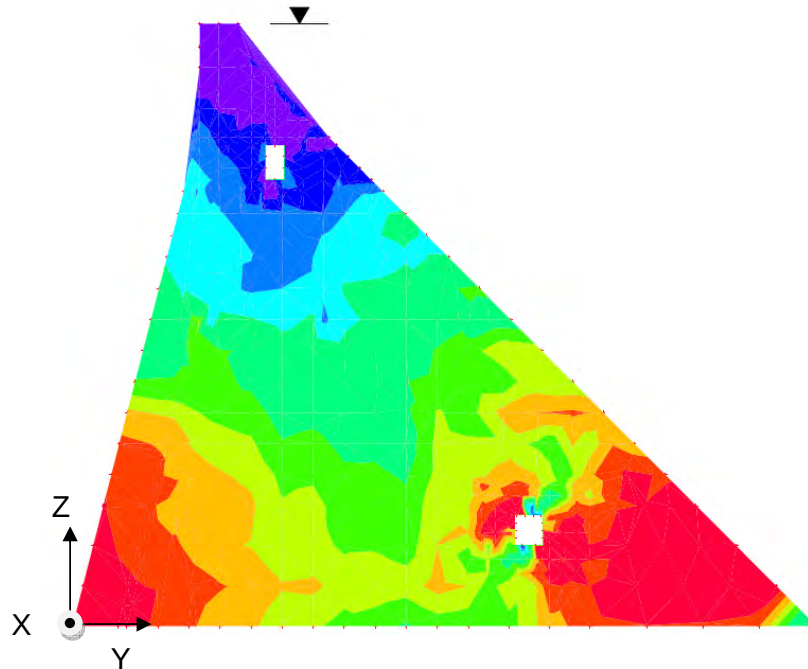


Figura 7-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión según ilustrados en la Tabla 7-8 tienen magnitudes en el rango de -38 a -1115 psi. Si se comparan los rangos de esfuerzos de la Tabla 7-8 con la Figura 7-8 se puede decir que los máximos esfuerzos principales en compresión se encuentran en la base del contrafuerte.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1114.796	-386.016	
2	-386.016	-354.662	
3	-354.662	-325.838	
4	-325.838	-302.553	
5	-302.553	-275.413	
6	-275.413	-203.837	
7	-203.837	-154.991	
8	-154.991	-122.340	
9	-122.340	-86.957	
10	-86.957	-37.693	

Tabla 7-8 Escala de esfuerzos de la Figura 7-8

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$ fueron $F.S_T = 2.02$ y $F.S_C = 3.13$. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento ni fallas en compresión. Esto puede corroborarse de los mínimos factores de seguridad calculados, los cuales resultaron ser mayores que 1.0. La Tabla 7-9 y la Tabla 7-10 presentan, respectivamente, un resumen de los mínimos factores de seguridad en compresión y tensión obtenidos para el contrafuerte # 25 para cada combinación de carga de los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$	0.75	3.65
$D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$	1.97	2.94
$D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$	1.54	3.55
$D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$	2.02	3.13

Tabla 7-9 Resumen de los mínimos factores de seguridad en el contrafuerte # 25 para el espectro de diseño de UBC 97

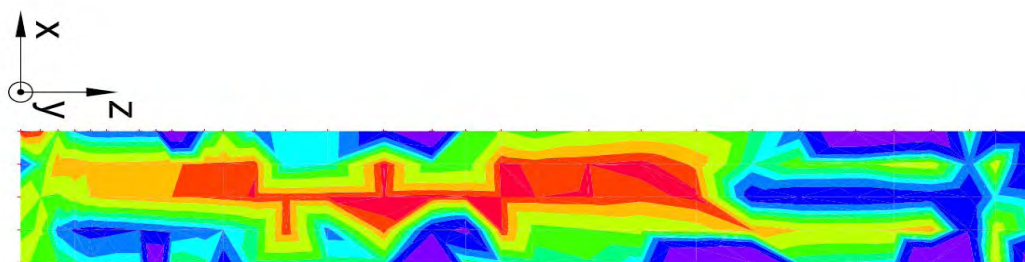
Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{IBC2006}$	0.9	3.32
$D + F - 0.714 EQX_{IBC2006}$	1.59	2.96
$D + F + 0.714 EQY_{IBC2006}$	1.37	3.29
$D + F - 0.714 EQY_{IBC2006}$	1.69	2.99

Tabla 7-10 Resumen de los mínimos factores de seguridad en el contrafuerte # 25 para el espectro de diseño de IBC 2006

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el mínimo factor de seguridad en tensión en ambos espectros de diseño es $D + F + 0.714 EQX$. La combinación de carga $D + F - 0.714 EQX$ produce el factor de seguridad mínimo en compresión, si bien éste es mayor que 1.0. Por tal razón, el movimiento crítico para los contrafuertes durante un terremoto es en la dirección longitudinal de la represa (dirección X). Esto coincide con lo encontrado en la respuesta de los contrafuertes al espectro de diseño de Dames & Moore discutido anteriormente.

7.6 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$

A continuación en la Figura 7-9 se muestran los resultados obtenidos para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$ en términos de esfuerzos principales máximos para la parte de la losa de hormigón armado analizada.



**Figura 7-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714
EQX_{UBC97} de parte de la losa**

Al igual que para el caso del espectro de diseño Dames & Moore, esta losa de hormigón armado, representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 213 a 786 psi. Esto puede observarse en la Figura 7-9 comparando los colores de la porción de la losa con los que se ilustran en la Tabla 7-11. Además se observa que un área considerable de la losa de hormigón armado tendrá agrietamiento debido a que los esfuerzos principales en tensión son mayores a 530 psi.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	213.480	224.340	Red
2	224.340	245.240	Orange
3	245.240	275.820	Yellow
4	275.820	320.310	Light Green
5	320.310	353.940	Green
6	353.940	380.030	Light Blue
7	380.030	402.400	Blue
8	402.400	441.290	Dark Blue
9	441.290	527.690	Dark Blue
10	527.690	785.720	Purple

Tabla 7-11 Escala de esfuerzos de la Figura 7-9

Del mismo modo la Figura 7-10 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$.

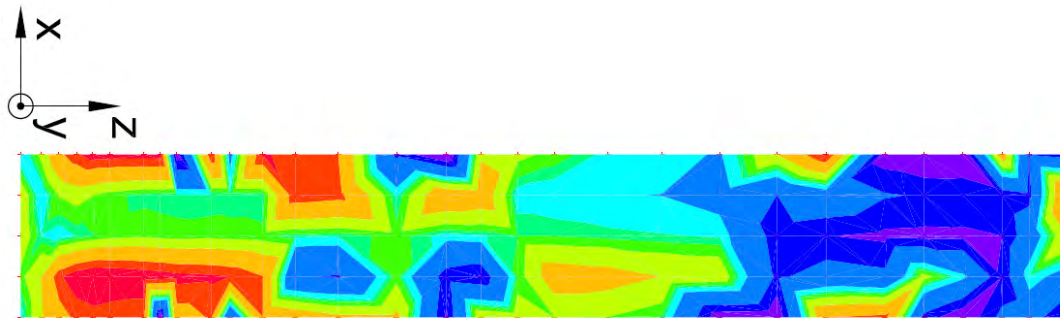


Figura 7-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) combinación $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$ de parte de la losa

Según la Tabla 7-12 los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes entre 0 y -389 psi.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-389.267	-333.382	Red
2	-333.382	-287.302	Orange
3	-287.302	-206.942	Yellow
4	-206.942	-155.190	Light Green
5	-155.190	-131.596	Green
6	-131.596	-117.336	Light Blue
7	-117.336	-85.985	Blue
8	-85.985	14.561	Dark Blue
9	14.561	65.263	Dark Blue
10	65.263	131.863	Purple

Tabla 7-12 Escala de esfuerzos de la Figura 7-10

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$ fueron $F.S_T = 0.67$ y $F.S_C = 8.9$. De estos resultados se concluye que un área considerable de la losa de hormigón armado tendrá agrietamiento y que esta área se concentrará

principalmente cerca de los soportes de la losa estudiada. Por otro lado, no existirán fallas por compresión para esta combinación de carga debido a que el factor de seguridad mínimo para compresión es mayor que 1.0. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte # 25 en la losa de hormigón armado fue de 2.07 aproximadamente.

7.7 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación D + F - 0.714 EQX_{UBC97}

La Figura 7-11 muestra los esfuerzos principales máximos obtenidos en la losa de hormigón armado estudiada para la situación donde el sismo actúa en la dirección negativa del eje X ilustrado.

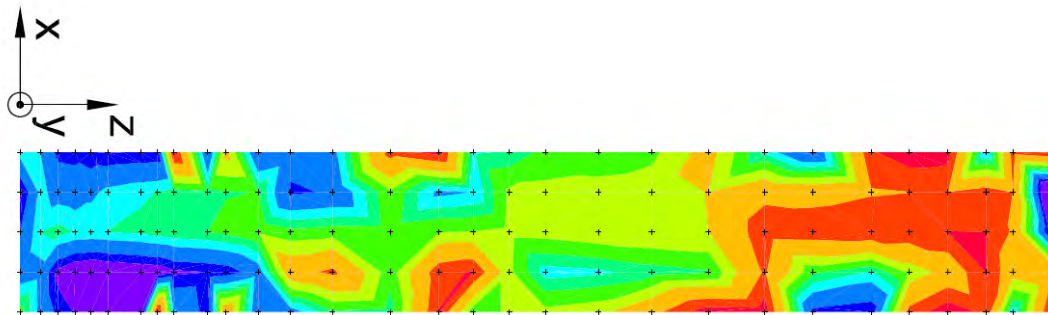


Figura 7-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D + F - 0.714 EQX_{UBC97} de parte de la losa

Para esta situación los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 527 psi. Estos valores pueden ser obtenidos de la Tabla 7-13 la cual fue generada con el programa AutoCAD Civil 3D 2008.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-114.480	-72.130	Red
2	-72.130	-9.710	Orange
3	-9.710	82.980	Yellow
4	82.980	136.840	Light Green
5	136.840	184.210	Green
6	184.210	222.050	Light Blue
7	222.050	261.650	Blue
8	261.650	329.240	Dark Blue
9	329.240	369.360	Dark Blue
10	369.360	527.360	Purple

Tabla 7-13 Escala de esfuerzos de la Figura 7-11

Mientras tanto la Figura 7-12 muestra los esfuerzos principales mínimos obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$.

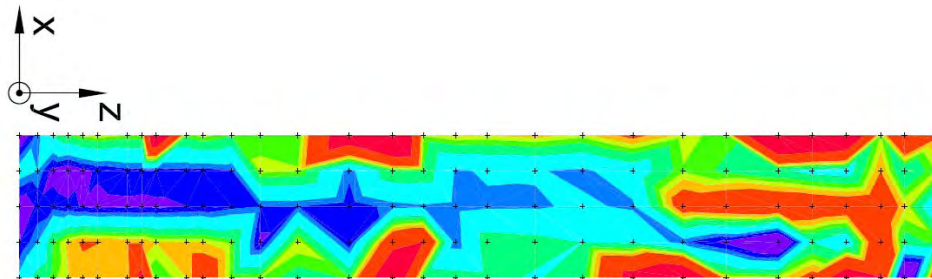


Figura 7-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$ de parte de la losa

Las magnitudes de los esfuerzos principales en compresión fluctúan entre -39 y -848 psi. Esto puede apreciarse en la Tabla 7-14 que se presenta a continuación.

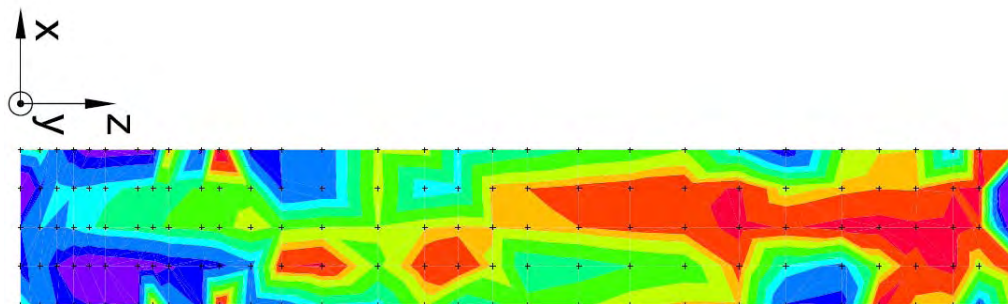
Escala de Esfuerzos (psl)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-848.374	-540.846	
2	-540.846	-410.618	
3	-410.618	-383.965	
4	-383.965	-364.373	
5	-364.373	-342.586	
6	-342.586	-299.562	
7	-299.562	-228.272	
8	-228.272	-200.880	
9	-200.880	-167.214	
10	-167.214	-38.628	

Tabla 7-14 Escala de esfuerzos de la Figura 7-12

Para esta combinación de carga los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión fueron $F.S_T = 1.01$ y $F.S_C = 4.12$, respectivamente. También cuando se analizó el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado se obtuvo un factor de seguridad mínimo 2.05. De los resultados antes provistos se concluye que la losa de hormigón armado analizada tendrá agrietamiento debido a que el mínimo factor de seguridad en tensión es aproximadamente igual a uno. Por otro lado, no existirán fallas por compresión para esta combinación de carga debido a que la razón de demanda sobre capacidad es menor que 1.0. Tampoco se esperan fallas por punzonamiento del contrafuerte.

7.8 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación D + F + 0.714 EQY_{UBC97}

A diferencia del caso anterior, la Figura 7-13 muestra los esfuerzos principales máximos para el caso donde el sismo actúa en dirección transversal a la represa (eje Y).



**Figura 7-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F + 0.714 EQY_{UBC97} de parte de la losa**

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 65 a 591 psi. Para interpretar la distribución de esfuerzos en la Figura 7-13 se deben comparar los colores con los rangos de esfuerzos presentados en la Tabla 7-15.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	65.510	108.482	Red
2	108.482	143.505	Orange
3	143.505	159.091	Yellow
4	159.091	185.483	Light Green
5	185.483	219.991	Green
6	219.991	254.521	Teal
7	254.521	282.852	Cyan
8	282.852	337.909	Blue
9	337.909	374.936	Dark Blue
10	374.936	591.560	Purple

Tabla 7-15 Escala de esfuerzos de la Figura 7-13

Del mismo modo la Figura 7-14 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio D + F + 0.714 EQY_{UBC97}.

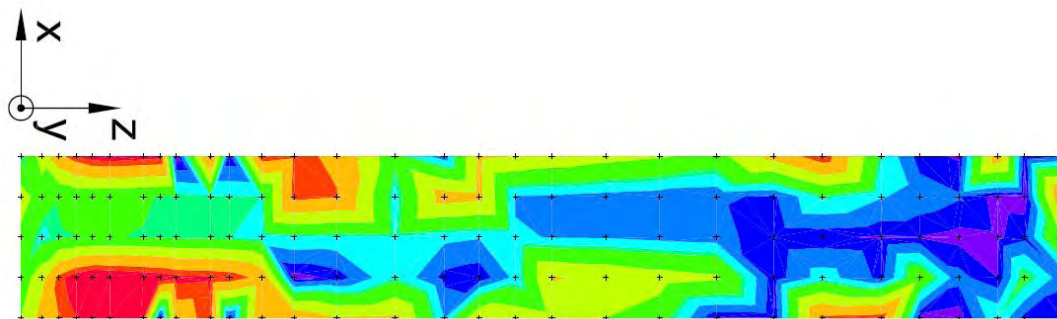


Figura 7-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D + F + 0.714 EQY_{UBC97} de parte de la losa

Para este caso los esfuerzos principales en compresión se encuentran entre 0 y -375 psi. Este rango de valores puede obtenerse de la Tabla 7-16 en la cual se presenta la escala de esfuerzos para la Figura 7-14.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-375.581	-320.646	Red
2	-320.646	-286.568	Orange
3	-286.568	-214.200	Yellow
4	-214.200	-149.700	Light Green
5	-149.700	-90.530	Green
6	-90.530	-76.649	Light Blue
7	-76.649	-45.714	Blue
8	-45.714	-13.435	Dark Blue
9	-13.435	8.049	Dark Purple
10	8.049	22.910	Purple

Tabla 7-16 Escala de esfuerzos de la Figura 7-14

Los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para la combinación de carga D + F + 0.714 EQY_{UBC97} fueron $F.S_T = 0.89$ y $F.S_C = 9.31$. Además, el mínimo factor de seguridad para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.07. De estos resultados se concluye que la losa de hormigón armado analizada tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas por

compresión para esta combinación de carga debido a que el factor de seguridad mínimo para compresión es mayor que 1.0.

7.9 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$

La Figura 7-15 muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en la parte de la losa de hormigón armado estudiada para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$. En esta combinación de carga el sismo está actuando en la dirección negativa del eje Y.

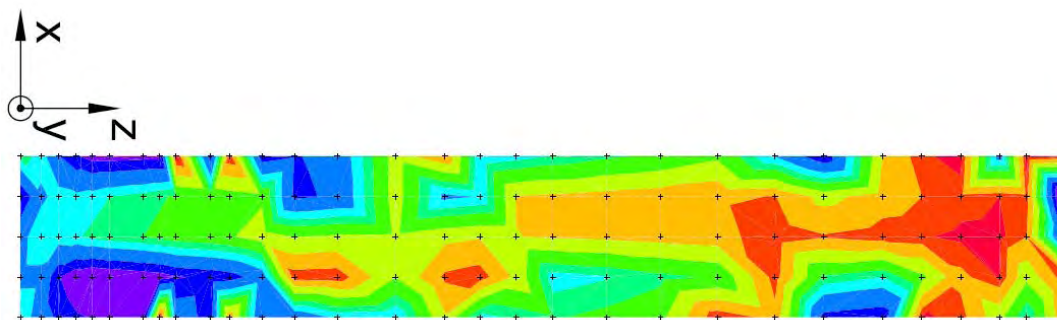


Figura 7-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$ en parte de la losa

Observando los datos presentados en la Tabla 7-17 se puede establecer que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 489 psi. Por tanto, para esta combinación de carga la porción de la losa estudiada no tendrá agrietamiento debido a que existen esfuerzos principales en tensión que son menores a la capacidad en tensión del hormigón (530 psi).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-32.723	-13.470	Red
2	-13.470	12.791	Orange
3	12.791	61.078	Yellow
4	61.078	113.781	Light Green
5	113.781	167.733	Green
6	167.733	203.266	Light Blue
7	203.266	242.188	Blue
8	242.188	309.268	Dark Blue
9	309.268	356.449	Very Dark Blue
10	356.449	489.397	Purple

Tabla 7-17 Escala de esfuerzos de la Figura 7-15

La Figura 7-16 ilustra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$.

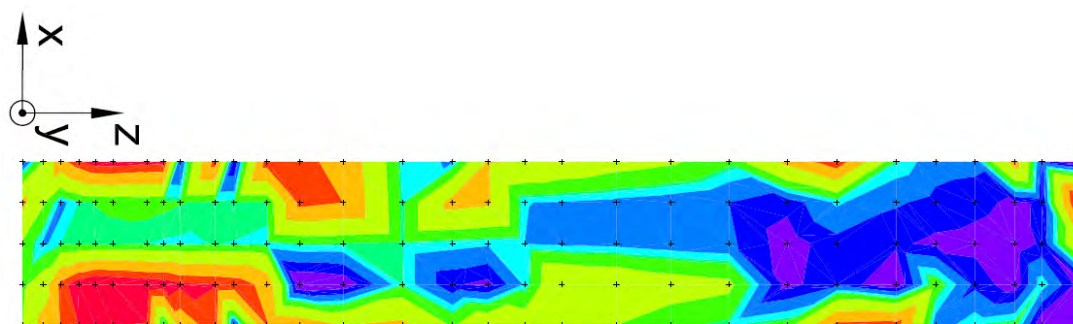


Figura 7-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$ en parte de la losa

De la Tabla 7-18 surge que los esfuerzos principales en compresión están entre -63 y -396 psi. El máximo esfuerzo en compresión obtenido para esta combinación de carga representa sólo el 11.3 % de la capacidad del hormigón a compresión ($f_c = 3,500$ psi).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-396.160	-341.220	Red
2	-341.220	-305.340	Orange
3	-305.340	-247.720	Yellow
4	-247.720	-188.210	Light Green
5	-188.210	-158.450	Green
6	-158.450	-152.900	Light Blue
7	-152.900	-139.180	Blue
8	-139.180	-113.810	Dark Blue
9	-113.810	-91.450	Dark Blue
10	-91.450	-62.720	Purple

Tabla 7-18 Escala de esfuerzos de la Figura 7-16

Para este caso en particular los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión fueron $F.S_T = 1.08$ y $F.S_C = 8.83$, respectivamente. También se obtuvo un factor de seguridad de 2.05 para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado. Luego de analizar los resultados obtenidos se concluye que la losa de hormigón armado analizada no tendrá agrietamiento, mientras que no existirán fallas por compresión para esta combinación de carga debido a que la razón de demanda sobre capacidad a compresión es menor que 1.0. La Tabla 7-19 y la Tabla 7-20 presentan, respectivamente, un resumen de los factores de seguridad mínimos en compresión y tensión obtenidos para la losa de hormigón armado para cada combinación de carga usando como carga sísmica los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{UBC97}$	0.67	8.9
$D + F - 0.714 EQX_{UBC97}$	1.00	4.12
$D + F + 0.714 EQY_{UBC97}$	0.89	9.31
$D + F - 0.714 EQY_{UBC97}$	1.08	8.83

Tabla 7-19 Resumen de los factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el espectro de diseño de UBC 97

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{IBC2006}$	0.81	8.84
$D + F - 0.714 EQX_{IBC2006}$	0.99	5.13
$D + F + 0.714 EQY_{IBC2006}$	0.90	9.10
$D + F - 0.714 EQY_{IBC2006}$	1.06	8.78

Tabla 7-20 Resumen de los factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el espectro de diseño de IBC 2006

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el mínimo factor de seguridad en tensión para ambos espectros de diseño es $D + F + 0.714 EQX$. Del mismo modo, la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX$ produce el mínimo factor de seguridad en compresión. Además se puede concluir que al igual que para los contrafuertes, el movimiento crítico para las losas de hormigón armado durante un terremoto ocurre cuando éste se aplica en la dirección longitudinal de la represa (dirección X). Esto coincide también con lo encontrado en la respuesta de las losas de hormigón al espectro de diseño de Dames & Moore. Debido a que existen zonas donde estos esfuerzos resultaron mayores a la capacidad en tensión del hormigón, se comparó la capacidad última de la losa, incluyendo el acero de refuerzo, con los momentos últimos obtenidos. La Figura 7-17 y la Figura 7-18 muestran, respectivamente, la distribución de momentos máximos y mínimos en parte de la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el espectro

de diseño de UBC 97. Las combinaciones de carga que se consideraron fueron: $1.2 D + 1.3 F + EQX_{UBC97}$, $1.2 D + 1.3 F - EQX_{UBC97}$, $1.2 D + 1.3 F + EQY_{UBC97}$ y $1.2 D + 1.3 F - EQY_{UBC97}$.

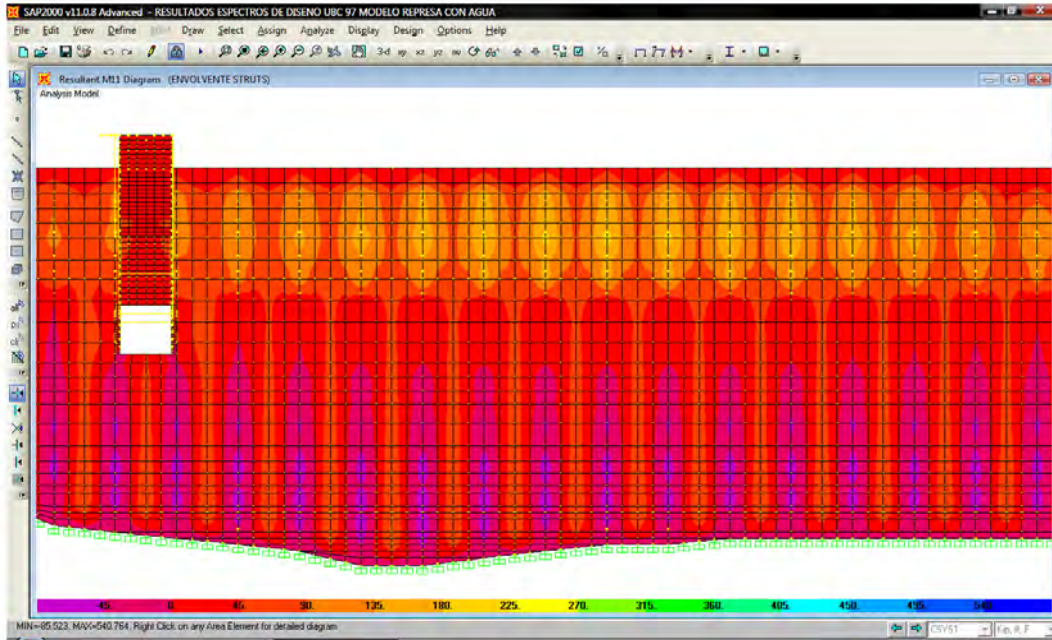


Figura 7-17 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de cargas para el espectro de diseño de UBC 97

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-100	-45	
-45	0	
0	45	
45	90	
90	135	
135	180	
180	225	

Tabla 7-21 Escala de momentos de la Figura 7-17

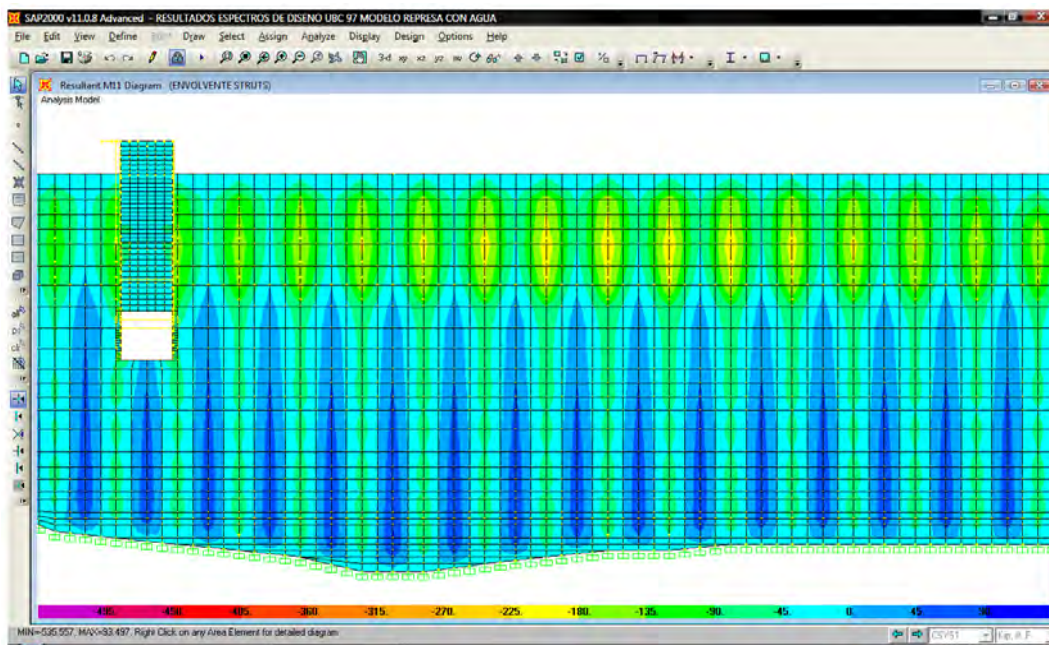


Figura 7-18 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de cargas para el espectro de diseño de UBC 97

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-270	-225	
-225	-180	
-180	-135	
-135	-90	
-90	-45	
-45	0	
0	45	
45	90	
90	135	

Tabla 7-22 Escala de momentos de la Figura 7-18

De estas figuras se observa que existen zonas donde los momentos últimos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft. Estas

zonas se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado al igual que para el análisis con el espectro Dames & Moore mostrado anteriormente. La falla de la losa de hormigón armado producirá descargas de agua adicionales en la represa Guayabal. Debido a que los factores de seguridad para los espectros de diseño de UBC 97 e IBC 2006 son aproximadamente iguales, lo antes mencionado ocurrirá también en las losas de hormigón analizadas mediante el espectro de diseño de IBC 2006.

7.10 Esfuerzos en la zapata para los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006

La Figura 7-19 y la Figura 7-20 muestran, respectivamente, la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para los espectros de diseño de UBC 97 e IBC 2006. Para obtener estos resultados se analizaron los mismos casos utilizados para el espectro de diseño Dames & Moore presentado anteriormente en el capítulo 6. Estos ocho casos se indican en las dos figuras.

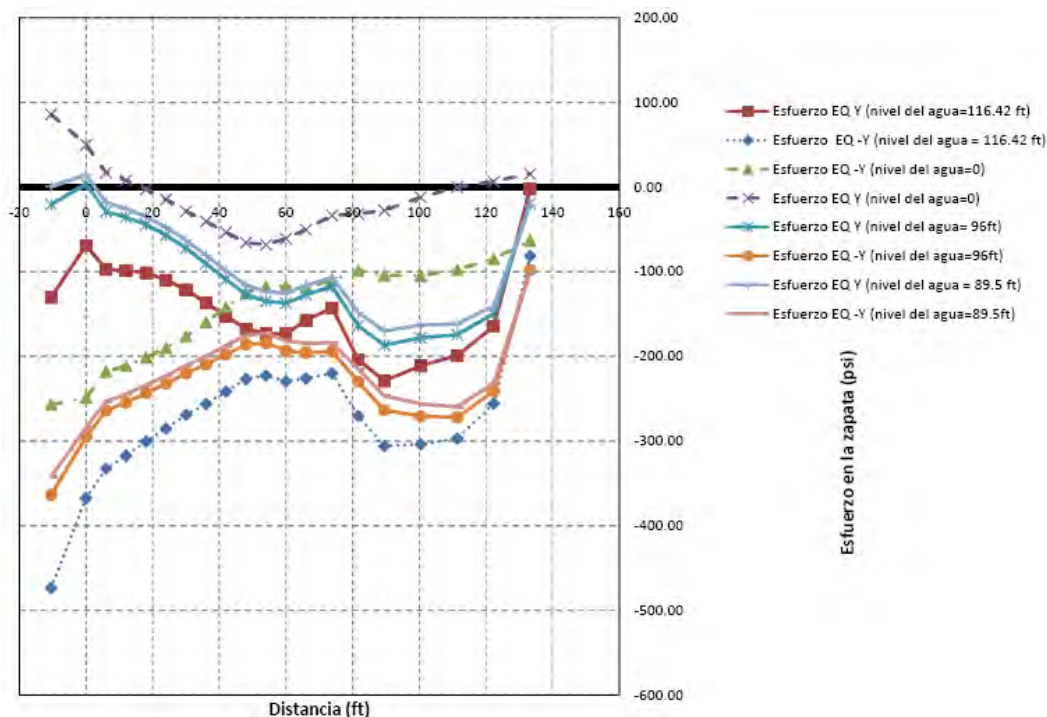


Figura 7-19 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el espectro de diseño de UBC97

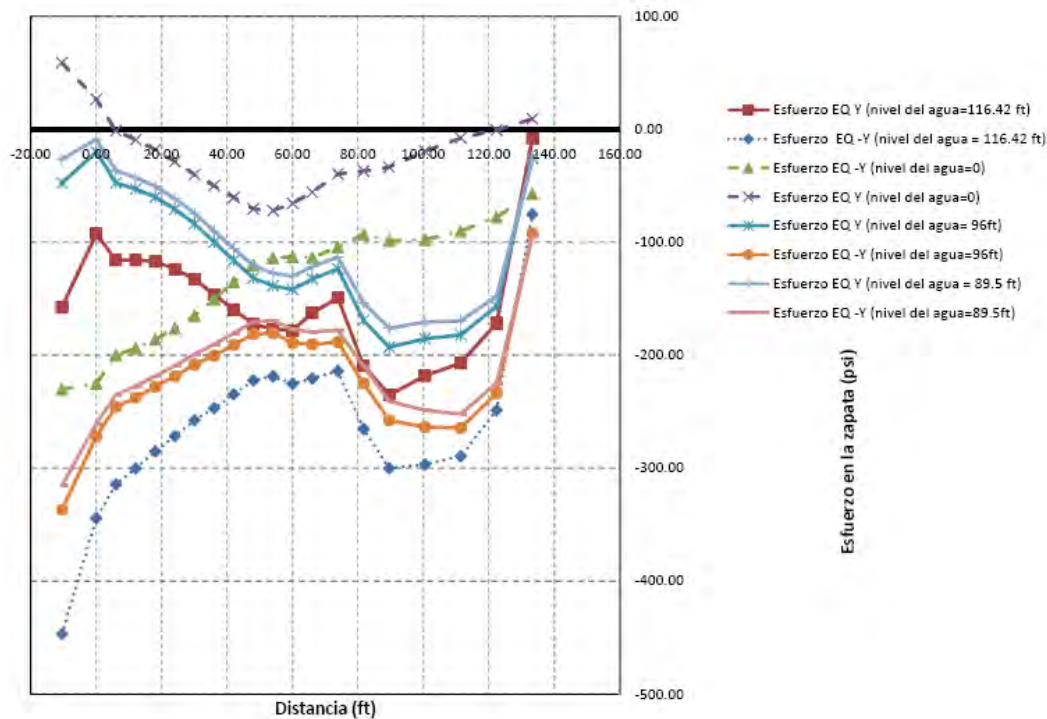


Figura 7-20 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el espectro de diseño IBC 2006

De la Figura 7-19 se observa que la zapata del contrafuerte # 25 tendrá una parte en tensión para los casos donde el nivel del agua es cero y a 89.5 ft. Por otro lado, en la Figura 7-20 se observa que la zapata del contrafuerte # 25 tendrá una parte en tensión cuando el nivel del agua es cero solamente. Estos resultados obtenidos para los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 son compatibles con los encontrados anteriormente para el espectro de diseño de Dames & Moore. La única diferencia es que para el espectro de diseño de UBC 97 se presenta un poco de tensión para el caso donde el nivel del agua es 89.5 ft.

7.11 Comportamiento de puntales de arriostramiento para los espectros de diseño de UBC 97 e IBC 2006

Al igual que para el espectro de diseño de Dames & Moore se compararon las capacidades a compresión, tensión y pandeo de los puntales de arriostramiento calculadas anteriormente en el Capítulo 3 con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Primero se analizaron los puntales de la construcción original denotados como BM. Estos

tienen dimensiones de 15" x 18" y son 429 en total. Para los espectros de diseño de UBC 97 e ICB 2006 se obtuvo, respectivamente, una demanda/capacidad máxima a compresión de 0.80 y 0.62. También se obtuvo una demanda/capacidad máxima a tensión de 5.55 y 4.33. La cantidad de puntales que fallan por tensión para los espectros de diseño de UBC 97 e ICB 2006 son, respectivamente, 295 y 248. Esto representa un 68.8 % de los puntales de arriostramiento para el espectro de diseño de UBC 97 y un 57.8 % para el espectro de diseño de ICB 2006. Luego se analizaron los puntales construidos durante las modificaciones del año 1950, los que se denotan como AM. Estos tienen dimensiones de 18" x 30" y son un total de 216. Para los espectros de diseño de UBC 97 e ICB 2006 se encontró, respectivamente, una demanda/capacidad máxima a compresión de 0.87 y 0.68. También se obtuvo una demanda/capacidad máxima a tensión de 3.06 y 2.40. La cantidad de puntales que fallan por tensión para los espectros de diseño de UBC 97 e ICB 2006 son, respectivamente, 115 y 95. Esto representa un 53 % de los puntales de arriostramiento para el espectro de diseño de UBC 97 y un 44 % para el espectro de diseño de ICB 2006. La Tabla 7-23 y la Tabla 7-24 presentan, respectivamente, un resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento para los espectros de diseño de UBC 97 e ICB 2006.

	BM	AM
Número de puntales que exceden capacidad	295	115
% de puntales que exceden capacidad	68.8	53
Fuerza de compresión máxima en puntales, kip	-361.3	-848
Fuerza en tensión máxima en puntales, kip	360.6	845

Tabla 7-23 Resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento para el espectro de diseño de UBC 97

	BM	AM
Número de puntales que exceden capacidad	248	95
% de puntales que exceden capacidad	57.8	44
Fuerza de compresión máxima en puntales, kip	-281.5	-660.9
Fuerza en tensión máxima en puntales, kip	281.5	660.8

Tabla 7-24 Resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento para el espectro de diseño de IBC 2006

Se calculó además la capacidad a cortante en la vecindad de los puntales de arriostramiento para establecer si la carga axial en los puntales puede causar fallas de punzonamiento en los contrafuertes. Estas capacidades a cortante fueron comparadas con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Usando como carga sísmica los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 para los puntales de la construcción original, se obtuvieron, respectivamente, un factor de seguridad mínimo de 1.59 y 2.05. Además para los puntales construidos durante las modificaciones se obtuvieron factores de seguridad mínimos de 1.00 y 1.18. Para que exista esta falla por punzonamiento se debe dar el caso donde el puntal que llega al contrafuerte # 43 este sometido a compresión, debido a que la gran mayoría de los puntales no son capaces de transmitir las cargas en tensión que se generan durante la máxima respuesta sísmica. Por tanto, de los factores de seguridad obtenidos anteriormente se puede concluir que los puntales de arriostramiento que excedan su capacidad, presentarán fallas por tensión y si el puntal que llega al contrafuerte # 43 está sometido a compresión, se producirá una falla en punzonamiento en este contrafuerte.

Capítulo 8 RESPUESTA AL REGISTRO ORIGINAL DE SAN SALVADOR DE 1986

8.1 Introducción

A diferencia de los dos capítulos anteriores, este capítulo presenta la respuesta de la represa Guayabal al registro de aceleración original de San Salvador del año 1986 (véase Figura 3-13). El análisis en el tiempo de la represa Guayabal fue efectuado en el programa SAP2000 v11 al igual que los análisis anteriores. Si bien el programa calcula la respuesta de la represa Guayabal durante el tiempo de duración del registro del terremoto, solo interesa el instante de tiempo en donde la respuesta es máxima. Para verificar la respuesta máxima de los contrafuertes, las losas de hormigón armado y los puntales de arriostramiento se escogieron dos instantes de tiempo. El primer instante de tiempo es $t = 1.86$ seg. Para este instante de tiempo se obtiene el máximo desplazamiento en el caso donde el sismo actúa en dirección del eje Y. Esto puede apreciarse en la Figura 8-1 la cual fue generada en el programa SAP2000 v11. Por otra parte, del instante de tiempo $t = 2.66$ seg se obtiene el máximo desplazamiento cuando el sismo actúa en dirección del eje X global. La Figura 8-2 muestra el desplazamiento a través del tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje X global. Los desplazamientos antes mencionados fueron medidos en el contrafuerte # 25 a una altura de 116.42 ft.

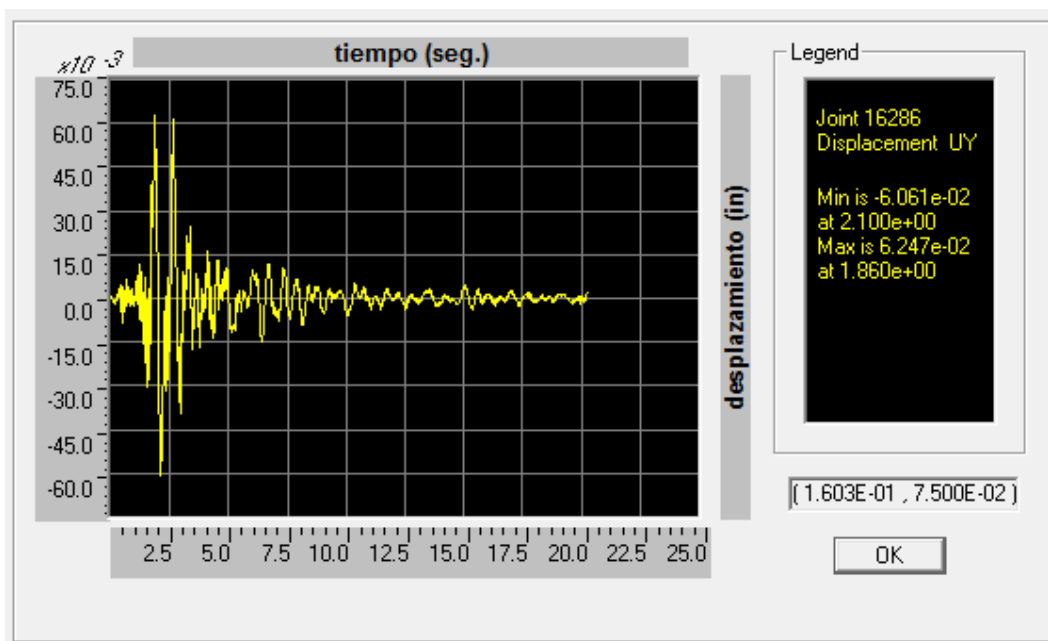


Figura 8-1 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje Y global

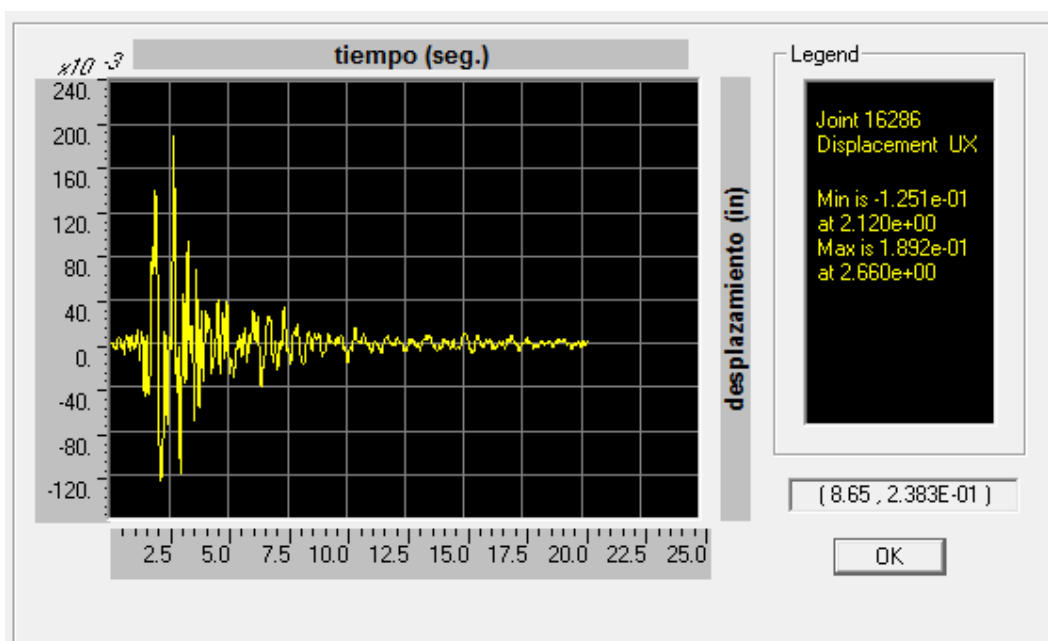


Figura 8-2 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje X global

Al igual que para los análisis presentados anteriormente para los espectros de diseño UBC 97, Dames & Moore y IBC 2006 se presentan diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos obtenidos para el

contrafuerte # 25. La única diferencia es que estos resultados corresponden a los instantes de tiempo iguales a 1.86 seg y 2.66 seg. Además se ilustran diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos para la porción de la losa de hormigón armado considerada como la más crítica. Para poder obtener los esfuerzos en los instantes de tiempo deseados, se tuvo que generar un programa en MATLAB (*datostimestep.m*) para que extrajera los datos con mayor eficiencia. Luego, la manera de cómo se calcularon los esfuerzos principales máximos y mínimos es la misma que se explicó anteriormente en la introducción del capítulo 6.

También se muestra la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 al aplicar el terremoto en la dirección transversal de la represa (eje Y) para un tiempo $t = 1.86$ seg. Finalmente se estudia el comportamiento de los puntales de arriostramiento indicando la cantidad de estos que fallan y su tipo de falla predominante.

8.2 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F + 0.714 EQX_{ORIG}$

La Figura 8-3 presenta los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{ORIG}$. Hay que recordar que estos esfuerzos corresponden al instante de tiempo igual a 2.66 seg. Para este tiempo en particular se estima que la respuesta de la represa Guayabal será máxima.

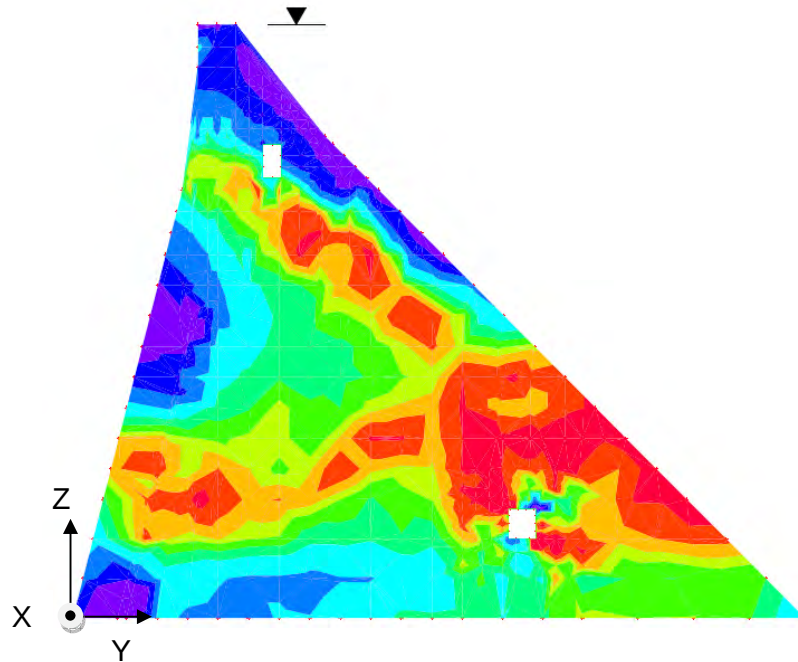


Figura 8-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F +0.714 EQX_{ORIG} del contrafuerte # 25

Al igual que para los otros casos ya analizados este contrafuerte representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos principales. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 414 psi. Debido a que el mayor esfuerzo principal es menor que 530 psi (capacidad a tensión del hormigón) el contrafuerte no tendrá agrietamiento. Esto puede observarse en la Figura 8-3 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 8-1. De esta escala se observa que las zonas con color violeta tendrán los mayores esfuerzos principales en tensión aunque como se estableció anteriormente, estos esfuerzos principales son menores a la capacidad en tensión del hormigón.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-251.378	-0.931	Red
2	-0.931	17.583	Orange
3	17.583	31.446	Yellow
4	31.446	42.049	Light Green
5	42.049	58.945	Green
6	58.945	80.398	Teal
7	80.398	123.662	Cyan
8	123.662	174.527	Blue
9	174.527	236.387	Dark Blue
10	236.387	414.557	Purple

Tabla 8-1 Escala de esfuerzos de la Figura 8-3

Del mismo modo la Figura 8-4 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la misma combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$.

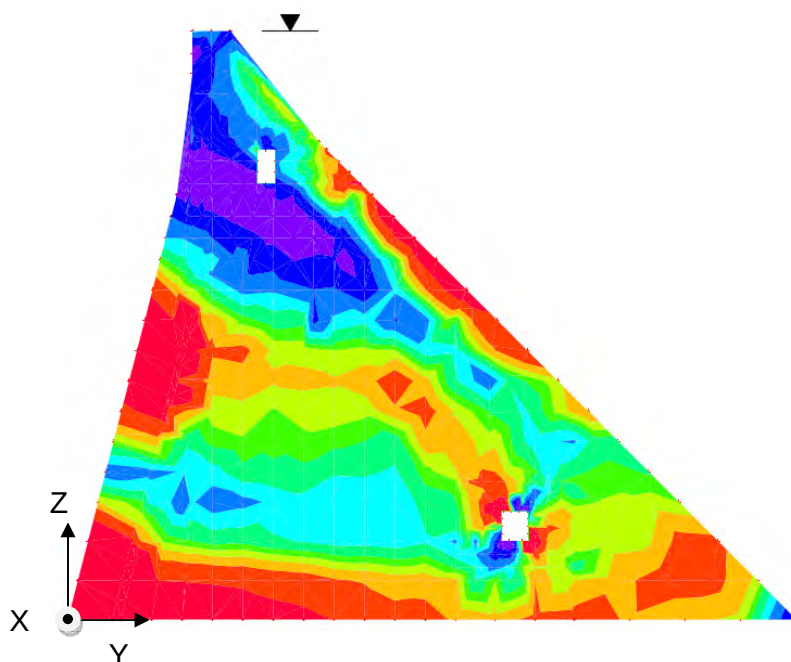


Figura 8-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -56 a -1095 psi. Esto puede observarse en la Figura 8-4 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 8-2.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1095.555	-466.962	Red
2	-466.962	-405.058	Orange
3	-405.058	-372.237	Yellow
4	-372.237	-349.090	Light Green
5	-349.090	-328.782	Green
6	-328.782	-297.960	Teal
7	-297.960	-266.674	Cyan
8	-266.674	-224.571	Blue
9	-224.571	-159.262	Dark Blue
10	-159.262	-55.674	Purple

Tabla 8-2 Escala de esfuerzos de la Figura 8-4

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$ fueron $F.S_T = 1.28$ y $F.S_C = 3.19$, respectivamente. De estos resultados se concluye que no existen zonas con agrietamiento en el contrafuerte debido a que el factor de seguridad mínimo en tensión es mayor a 1.0. Por otro lado, no existirán fallas por compresión.

8.3 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$

La Figura 8-5 presenta los esfuerzos principales máximos obtenidos para el caso donde el sismo de El Salvador actúa en dirección negativa del eje de X. Para este caso la combinación de carga correspondiente es $D + F - 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$.

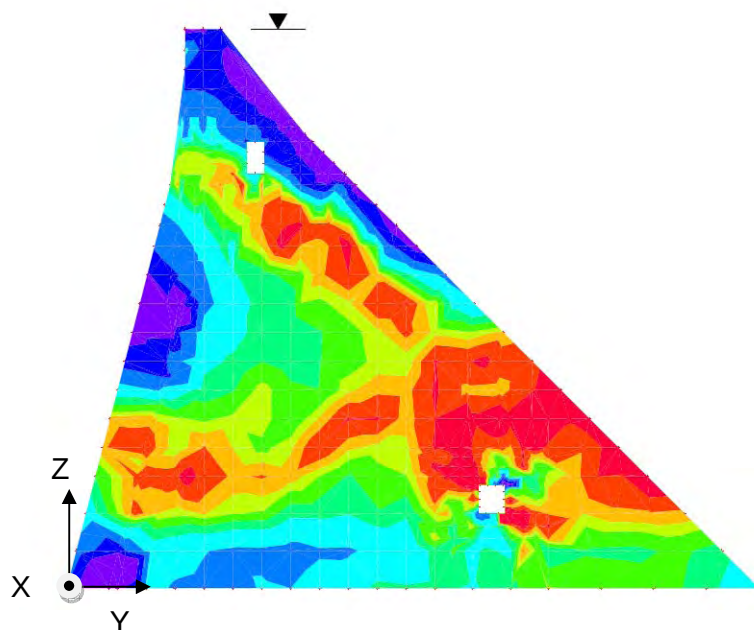


Figura 8-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQX_{ORIG} del contrafuerte # 25

De la Tabla 8-3 se puede observar que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 408 psi. Debido a que el esfuerzo principal máximo en tensión es menor que 530 psi, el contrafuerte no tendrá agrietamiento para esta combinación de carga.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-253.710	-0.192	Red
2	-0.192	19.131	Orange
3	19.131	32.211	Yellow
4	32.211	43.359	Light Green
5	43.359	60.730	Green
6	60.730	81.241	Teal
7	81.241	123.179	Cyan
8	123.179	177.220	Blue
9	177.220	237.797	Dark Blue
10	237.797	408.376	Purple

Tabla 8-3 Escala de esfuerzos de la Figura 8-5

De la misma manera la Figura 8-6 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$.

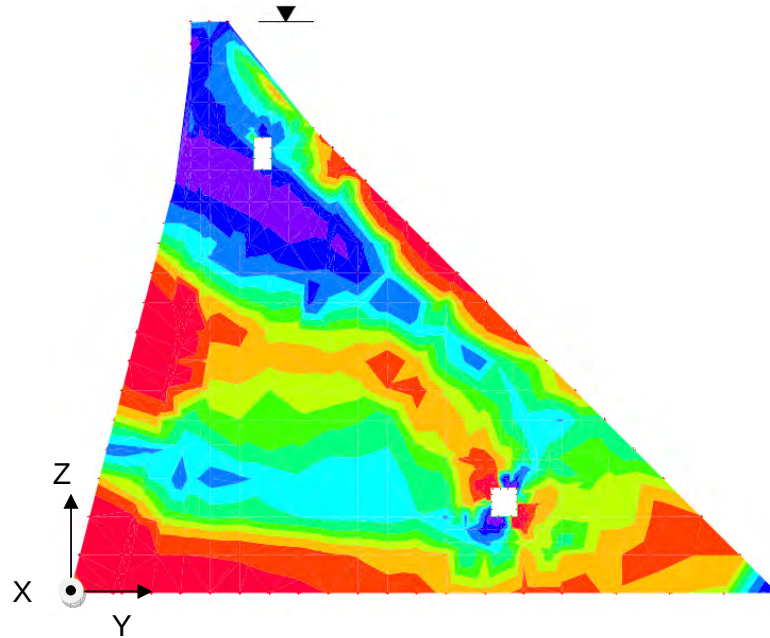


Figura 8-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$ del contrafuerte # 25

Para el sismo actuando en dirección negativa del eje X, los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -56 a -1104 psi. Esta distribución de esfuerzos puede observarse en la Figura 8-6 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 8-4.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1104.216	-468.604	Red
2	-468.604	-406.165	Orange
3	-406.165	-373.538	Yellow
4	-373.538	-351.292	Light Green
5	-351.292	-328.998	Green
6	-328.998	-298.506	Light Blue
7	-298.506	-266.845	Blue
8	-266.845	-224.168	Dark Blue
9	-224.168	-157.982	Dark Blue
10	-157.982	-55.886	Purple

Tabla 8-4 Escala de esfuerzos de la Figura 8-6

Para este caso los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión fueron $F.S_T = 1.29$ y $F.S_C = 3.16$, respectivamente. Luego de interpretar estos resultados se puede concluir que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento. Sin embargo, no se presentarán fallas por compresión debido a que la razón de demanda sobre capacidad es menor que 1.0.

8.4 Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F + 0.714 $EQ_{Y_{ORIG}}$

A continuación se presenta el caso en que el acelerograma del sismo de San Salvador actúa en la dirección del eje Y. Para este caso la Figura 8-7 ilustra la distribución de los esfuerzos principales máximos a través del contrafuerte # 25.

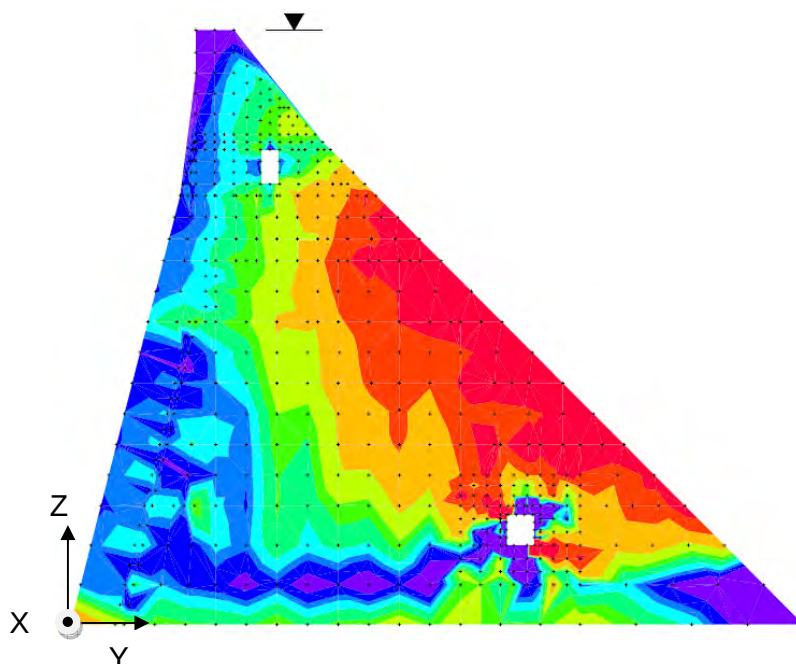


Figura 8-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F + 0.714 EQY_{ORIG} del contrafuerte # 25

Analizando la Tabla 8-5 los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 198 psi. El contrafuerte no presentará agrietamiento debido a que el esfuerzo principal máximo en tensión es menor que la capacidad en tensión del hormigón (o sea la razón de demanda / capacidad es menor que 1.0).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-240.472	-56.694	Red
2	-56.694	-39.102	Orange
3	-39.102	-23.585	Yellow
4	-23.585	-15.805	Light Green
5	-15.805	-11.893	Green
6	-11.893	-6.564	Light Blue
7	-6.564	-2.373	Blue
8	-2.373	0.165	Dark Blue
9	0.165	4.865	Dark Blue
10	4.865	198.096	Purple

Tabla 8-5 Escala de esfuerzos de la Figura 8-7

La Figura 8-8 muestra los esfuerzos principales mínimos obtenidos para la misma combinación de carga de la Figura 8-7.

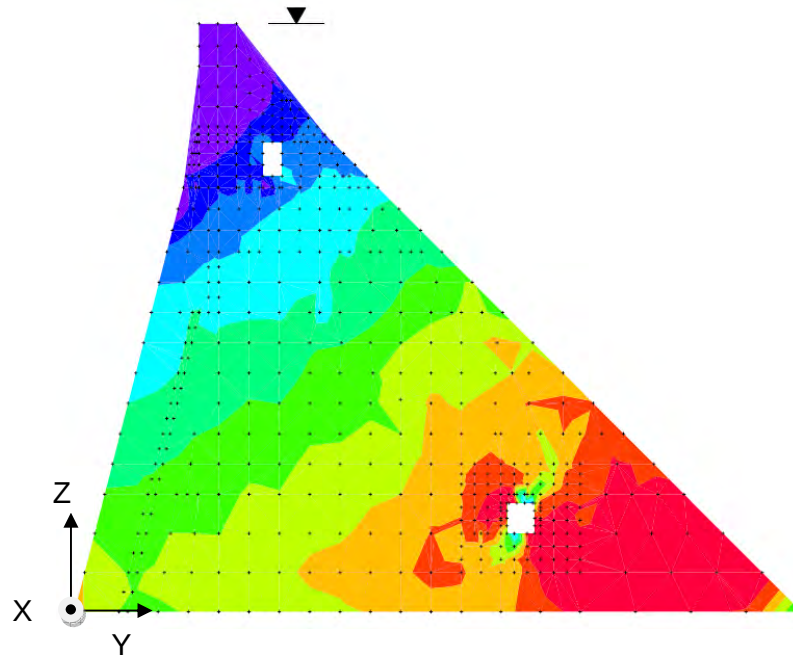


Figura 8-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$ del contrafuerte # 25

Estos esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -2 a -1013 psi. Esto nos indica que todos los esfuerzos principales en compresión en el contrafuerte # 25 son menores a la capacidad en compresión del hormigón. Por tanto, no existirán fallas por compresión en este contrafuerte para esta combinación de carga.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1013.160	-322.588	
2	-322.588	-268.539	
3	-268.539	-232.173	
4	-232.173	-196.319	
5	-196.319	-164.367	
6	-164.367	-116.990	
7	-116.990	-60.775	
8	-60.775	-40.169	
9	-40.169	-28.672	
10	-28.672	-2.179	

Tabla 8-6 Escala de esfuerzos de la Figura 8-8

Analizando los resultados encontrados para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{ORIG}$ se encontró que los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión fueron $F.S_T = 2.67$ y $F.S_C = 3.45$, respectivamente. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento ni fallas por compresión debido a que el factor de seguridad para ambos casos es mayor que 1.0.

8.5 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{ORIG}$

A continuación se presentan resultados similares a los anteriores pero ahora el sismo está aplicado en dirección negativa del eje Y. La Figura 8-9 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{ORIG}$.

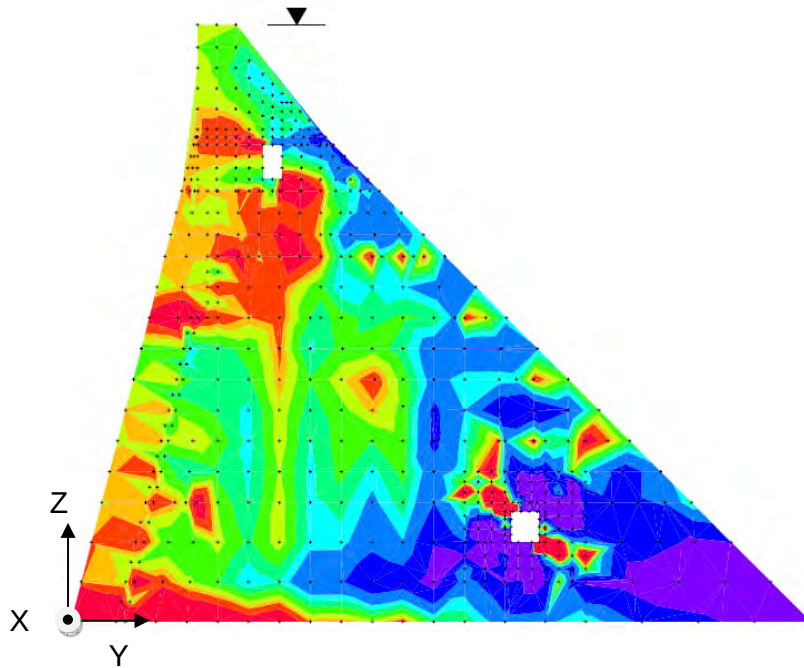


Figura 8-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D +F - 0.714 EQY_{ORIG} del contrafuerte # 25

Para esta combinación de carga los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 383 psi. Debido a que el esfuerzo principal máximo en tensión es menor que 530 psi el contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga. Esto puede interpretarse luego de comparar la distribución de colores del contrafuerte con la escala mostrada en la Tabla 8-7.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-263.203	-6.613	Red
2	-6.613	-1.179	Orange
3	-1.179	1.304	Yellow
4	1.304	5.271	Light Green
5	5.271	10.708	Green
6	10.708	16.125	Teal
7	16.125	20.944	Cyan
8	20.944	32.806	Blue
9	32.806	50.604	Dark Blue
10	50.604	383.322	Purple

Tabla 8-7 Escala de esfuerzos de la Figura 8-9

Del mismo modo la Figura 8-10 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{ORIG}$.

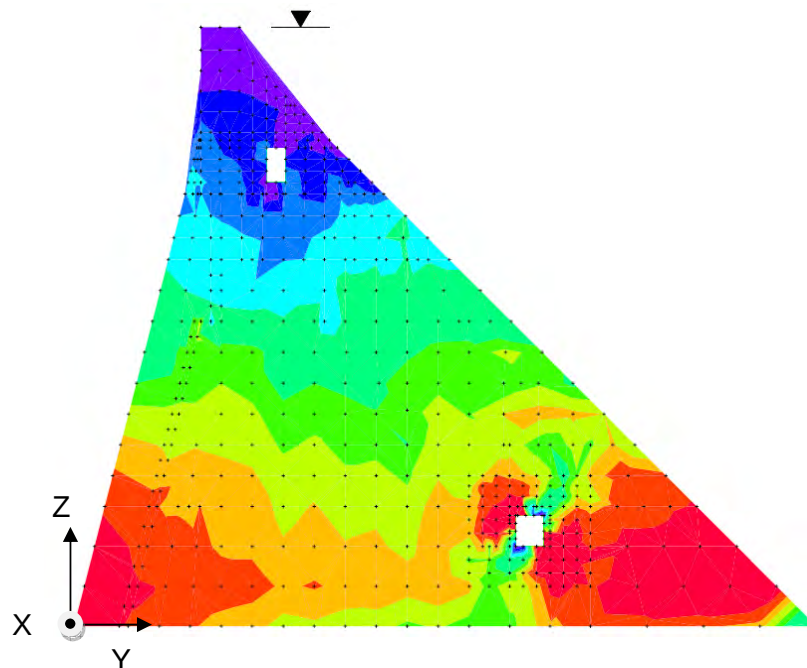


Figura 8-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{ORIG}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -1 a -1084 psi. Esto puede observarse en la escala mostrada en la Tabla 8-8.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1083.950	-328.470	
2	-328.470	-298.740	
3	-298.740	-273.390	
4	-273.390	-246.500	
5	-246.500	-222.170	
6	-222.170	-148.710	
7	-148.710	-107.220	
8	-107.220	-82.450	
9	-82.450	-50.880	
10	-50.880	-0.970	

Tabla 8-8 Escala de esfuerzos de la Figura 8-10

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$ fueron $F.S_T = 1.38$ y $F.S_C = 3.22$. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento debido a que el factor de seguridad es mayor que 1.0. Por otro lado, no se presentarán fallas por compresión en el contrafuerte para esta combinación de carga. La Tabla 8-9 presenta un resumen de los mínimos factores de seguridad en compresión y tensión obtenidos para el contrafuerte # 25 para cada combinación de carga usando como carga sísmica el acelerograma original del terremoto de San Salvador de 1986.

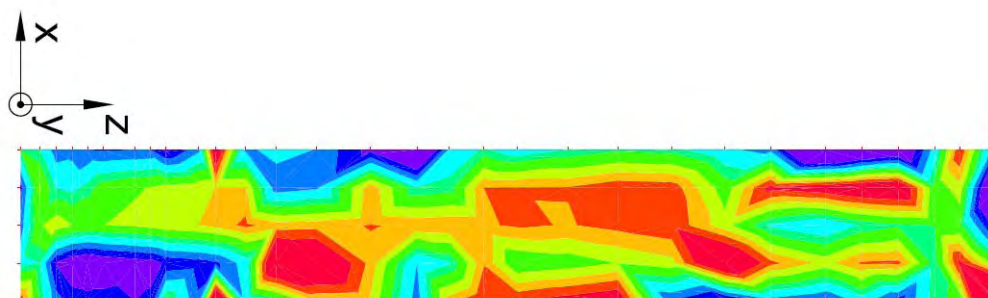
Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{ORIG}$	1.28	3.19
$D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$	1.29	3.16
$D + F + 0.714 EQY_{ORIG}$	2.67	3.45
$D + F - 0.714 EQY_{ORIG}$	1.38	3.22

Tabla 8-9 Resumen factores de seguridad mínimos en el contrafuerte # 25 para el registro original de San Salvador de 1986

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el mínimo factor de seguridad en tensión es $D + F + 0.714 EQX_{ORIG}$. Del mismo modo la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$ produce el mínimo factor de seguridad en compresión. Esto coincide con las respuestas obtenidas usando los espectros de respuesta de IBC 2006, UBC 97 y Dames & Moore, en los cuales dominan solamente las combinaciones que contienen los terremotos actuando en la dirección X. Además a diferencia de los otros casos estudiados anteriormente el contrafuerte # 25 no presentará agrietamiento para ninguna combinación de carga utilizada.

8.6 Respuesta de las losas a la combinación $D + F + 0.714 EQX_{ORIG}$

En la Figura 8-11 se ilustran los esfuerzos principales máximos obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la situación donde el sismo actúa en dirección longitudinal a la represa (eje X). Nótese que para ahorrar espacio la porción de la losa se muestra con los ejes rotados según se ilustra en la Figura 8-11.



**Figura 8-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D + F + 0.714
EQX_{ORIG} de parte de la losa**

Debido a que es la de mayor altura, esta losa de hormigón armado representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos. Los esfuerzos principales en tensión ilustrados en la Figura 8-11 tienen magnitudes en el rango de 0 a 566 psi. Esto puede observarse en la Figura 8-11 creada con el programa AutoCAD Civil 3D 2008. Es importante recordar que esta figura representa el instante de tiempo $t = 2.66$ seg, el cual se estima que es el tiempo de respuesta máxima de la represa Guayabal al terremoto original de San Salvador actuando en dirección del eje X global. Además se observa que un área de la losa de hormigón armado tendrá agrietamiento debido a que los esfuerzos principales en tensión son mayores a 530 psi. Estas zonas se identifican con el color violeta de la Figura 8-11.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-46.038	159.050	Red
2	159.050	189.259	Orange
3	189.259	216.440	Yellow
4	216.440	246.437	Light Green
5	246.437	281.213	Green
6	281.213	304.757	Light Blue
7	304.757	341.094	Blue
8	341.094	372.253	Dark Blue
9	372.253	405.101	Dark Blue
10	405.101	566.041	Purple

Tabla 8-10 Escala de esfuerzos de la Figura 8-11

Mientras tanto la Figura 8-12 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$.

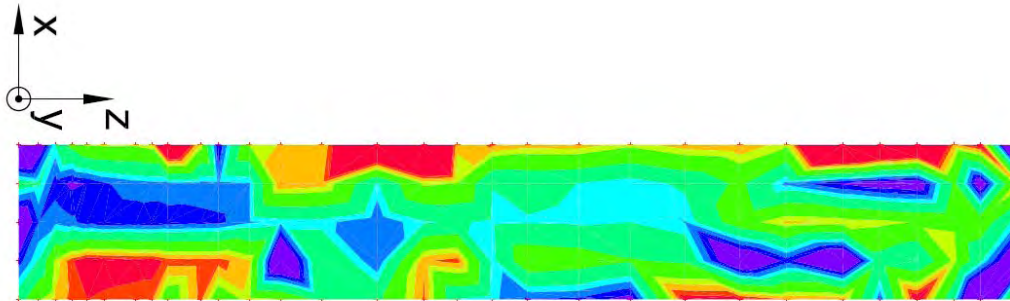


Figura 8-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$ de parte de la losa

Para esta combinación de carga los esfuerzos principales en compresión se encuentran entre 0 y -646 psi. El esfuerzo máximo en compresión equivale a solo el 18.5 % de la capacidad a compresión del hormigón.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-646.224	-409.068	Red
2	-409.068	-391.267	Orange
3	-391.267	-368.536	Yellow
4	-368.536	-347.132	Light Green
5	-347.132	-289.698	Green
6	-289.698	-234.773	Light Blue
7	-234.773	-213.746	Blue
8	-213.746	-187.995	Dark Blue
9	-187.995	-162.030	Very Dark Blue
10	-162.030	34.980	Purple

Tabla 8-11 Escala de esfuerzos de la Figura 8-12

Al analizar los resultados anteriores se obtuvieron factores de seguridad mínimos en tensión y compresión de $F.S_T = 0.93$ y $F.S_C = 5.41$,

respectivamente. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga la losa analizada tendrá agrietamiento. Por el contrario no existirán fallas por compresión debido a que el factor de seguridad a compresión es mayor que 1.0. El factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.06.

8.7 Respuesta de las losas a la combinación $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$

A continuación se muestran en la Figura 8-13 los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$.

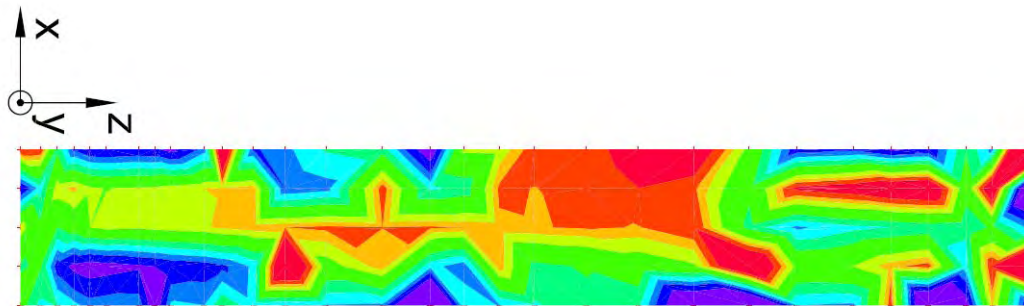


Figura 8-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$ de parte de la losa

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 630 psi. Como de costumbre, se incluye una tabla (Tabla 8-12) con el rango de esfuerzos asociados a cada color de la Figura 8-13. El máximo esfuerzo en tensión ocurre en los soportes de la losa de hormigón armado.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-19.909	208.057	Red
2	208.057	234.773	Orange
3	234.773	253.729	Yellow
4	253.729	278.724	Light Green
5	278.724	330.261	Green
6	330.261	360.557	Cyan
7	360.557	388.667	Blue
8	388.667	414.458	Dark Blue
9	414.458	453.222	Dark Blue
10	453.222	630.492	Purple

Tabla 8-12 Escala de esfuerzos de la Figura 8-13

Del mismo modo la Figura 8-14 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en la parte de la losa de hormigón armado considerada para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$, o sea invirtiendo la dirección de las cargas sísmicas.

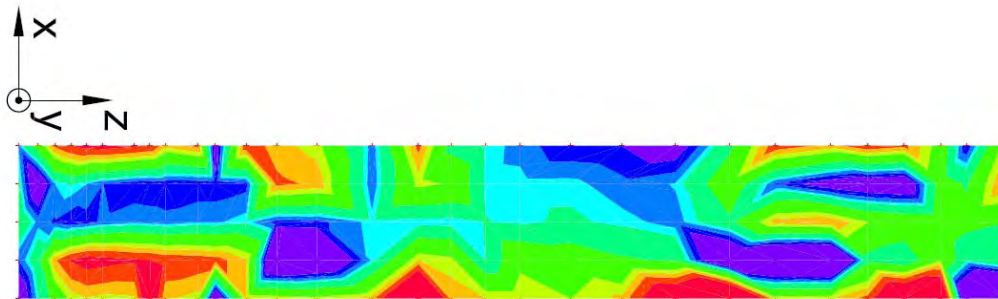


Figura 8-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{ORIG}$ de parte de la losa

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -575 psi. Esto puede observarse en la Figura 8-14 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 8-13.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-574.665	-378.095	
2	-378.095	-340.133	
3	-340.133	-313.600	
4	-313.600	-290.361	
5	-290.361	-233.926	
6	-233.926	-192.349	
7	-192.349	-179.713	
8	-179.713	-160.576	
9	-160.576	-138.537	
10	-138.537	48.293	

Tabla 8-13 Escala de esfuerzos de la Figura 8-14

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$ fueron $F.S_T = 0.84$ y $F.S_C = 6.09$. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.06. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga la losa analizada tendrá agrietamiento. Por otra parte no se presentarán fallas por compresión en la losa de hormigón armado analizada.

8.8 Respuesta de las losas a la combinación $D + F + 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$

La Figura 8-15 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$.

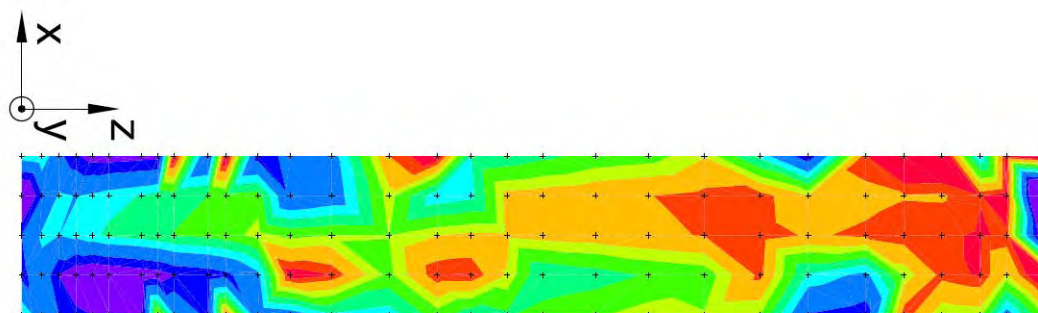


Figura 8-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación D + F + 0.714 EQY_{ORIG} de parte de la losa

Para este caso los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 36 a 584 psi. Esto puede comprobarse comparando los colores del contrafuerte en la Figura 8-15 con los que se ilustran en la Tabla 8-14.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	36.383	92.004	Red
2	92.004	112.366	Orange
3	112.366	148.961	Yellow
4	148.961	174.667	Light Green
5	174.667	209.679	Green
6	209.679	245.225	Teal
7	245.225	277.914	Cyan
8	277.914	334.849	Blue
9	334.849	372.803	Dark Blue
10	372.803	583.787	Purple

Tabla 8-14 Escala de esfuerzos de la Figura 8-15

A continuación la Figura 8-16 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio D + F + 0.714 EQY_{ORIG}.

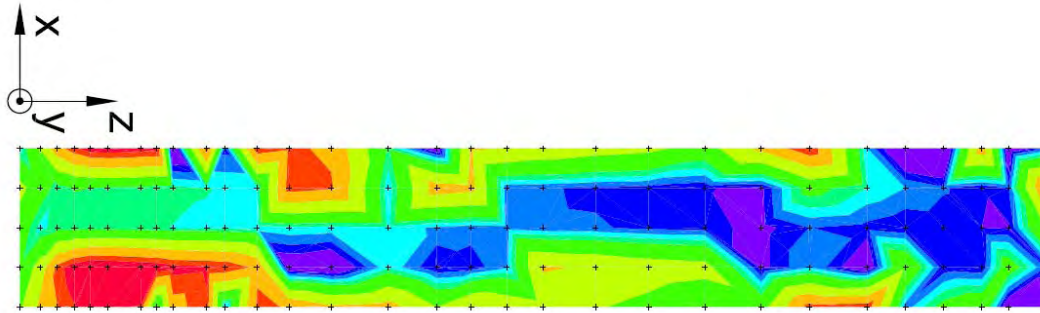


Figura 8-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación D + F + 0.714
EQY_{ORIG} de parte de la losa

Si se analizan los datos de la Tabla 8-15 se puede decir que los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -378 psi. Según la magnitud de estos esfuerzos, la porción de la losa de hormigón armado analizada no presentará fallas por compresión.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-377.677	-325.021	Red
2	-325.021	-290.564	Orange
3	-290.564	-229.662	Yellow
4	-229.662	-165.941	Light Green
5	-165.941	-106.996	Green
6	-106.996	-86.922	Light Blue
7	-86.922	-69.455	Blue
8	-69.455	-51.554	Dark Blue
9	-51.554	-35.351	Very Dark Blue
10	-35.351	20.139	Purple

Tabla 8-15 Escala de esfuerzos de la Figura 8-16

Para poder analizar mejor los resultados obtenidos se prosiguió a calcular factores de seguridad mínimos para los esfuerzos en tensión y compresión. Estos factores de seguridad en tensión y compresión fueron, respectivamente, $F.S_T = 0.90$ y $F.S_C = 9.26$. También se obtuvo un factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado, el que fue de 2.07. Luego de analizar estos resultados se

puede concluir que para esta combinación de carga la losa analizada tendrá agrietamiento. Del mismo modo no existirán fallas por compresión.

8.9 Respuesta de las losas a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$

A continuación se presenta el caso donde el sismo actúa en dirección negativa del eje Y. Para este caso se obtuvo la Figura 8-17, la cual muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado.

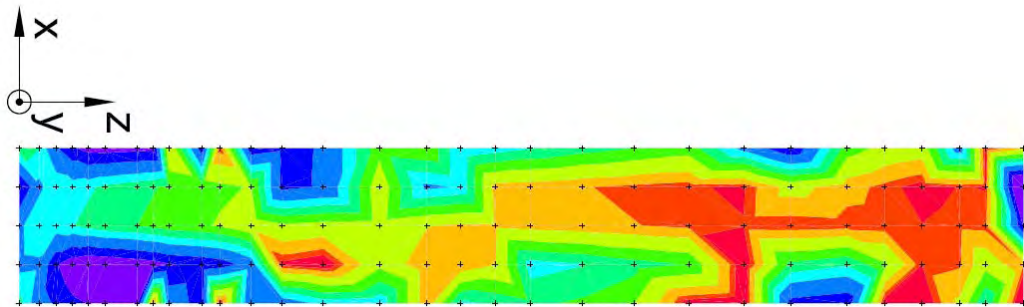


Figura 8-17 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$ de parte de la losa

Observando la Tabla 8-16 se puede deducir que los esfuerzos principales en tensión se encuentran entre los valores de 0 a 497 psi.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-25.713	31.811	Red
2	31.811	48.622	Orange
3	48.622	82.347	Yellow
4	82.347	132.741	Light Green
5	132.741	174.376	Green
6	174.376	214.964	Teal
7	214.964	253.059	Cyan
8	253.059	311.578	Blue
9	311.578	360.392	Dark Blue
10	360.392	497.091	Purple

Tabla 8-16 Escala de esfuerzos de la Figura 8-17

De la misma manera la Figura 8-18 muestra los esfuerzos principales mínimos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{ORIG}$.

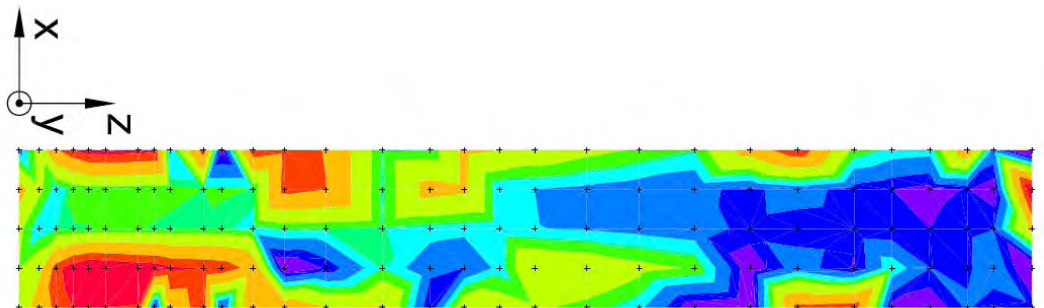


Figura 8-18 Esfuerzos principales mínimos (psi) combinación $D + F - 0.714 EQY_{D\&M}$ de parte de la losa

Estos esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -3 a -391 psi. El valor máximo obtenido para los esfuerzos en compresión representan sólo el 11.2 % de la capacidad a compresión del hormigón ($f_c = 3,500$ psi).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-390.742	-337.182	
2	-337.182	-294.979	
3	-294.979	-228.081	
4	-228.081	-172.525	
5	-172.525	-148.282	
6	-148.282	-142.447	
7	-142.447	-120.139	
8	-120.139	-86.439	
9	-86.439	-63.850	
10	-63.850	-3.205	

Tabla 8-17 Escala de esfuerzos de la Figura 8-18

Los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F - 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$ fueron $F.S_T = 1.06$ y $F.S_C = 8.95$. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.05. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga la losa analizada no tendrá agrietamiento, ni existirán fallas por compresión ni punzonamiento. La Tabla 8-18 presenta un resumen de los mínimos factores de seguridad en compresión y tensión obtenidos para la losa de hormigón armado en cada combinación de carga.

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$	0.93	5.41
$D + F - 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$	0.84	6.09
$D + F + 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$	0.90	9.26
$D + F - 0.714 EQY_{\text{ORIG}}$	1.06	8.95

Tabla 8-18 Resumen de los mínimos factores de seguridad en la losa de hormigón armado para el registro original de San Salvador de 1986

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el factor de seguridad mínimo en tensión es $D + F - 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$. Del mismo modo, la combinación de carga $D + F + 0.714 EQX_{\text{ORIG}}$ produce el factor de seguridad mínimo en compresión. Además el movimiento crítico para las losas de hormigón armado durante un terremoto ocurre en la dirección longitudinal de la represa (dirección X) al igual que para las respuestas obtenidas para los espectros de diseño del UBC 97, IBC 2006 y Dames & Moore. Debido a que existen zonas donde estos esfuerzos resultaron mayores que la capacidad en tensión del hormigón, se comparó la capacidad última de la losa incluyendo el acero de refuerzo con los momentos últimos obtenidos. Las Figuras 8-19 y 8-20 muestran la distribución de momentos máximos y mínimos, respectivamente, en parte de la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga.

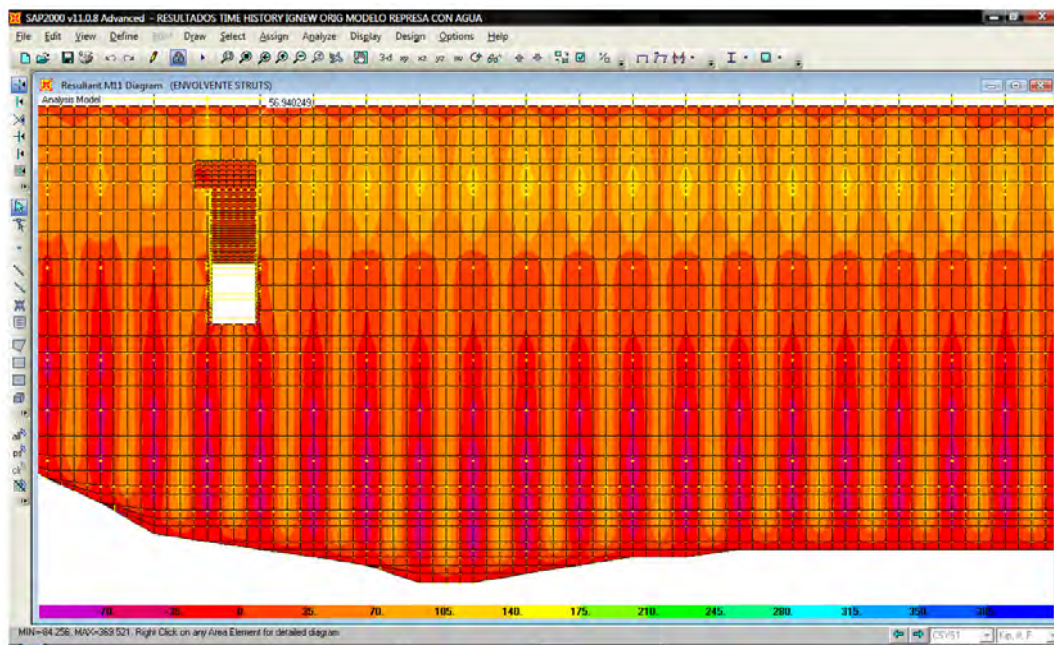


Figura 8-19 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el registro original de San Salvador de 1986

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-105	-70	
-70	-35	
-35	0	
0	35	
35	70	
70	105	
105	140	

Tabla 8-19 Escala de momentos de la Figura 8-19

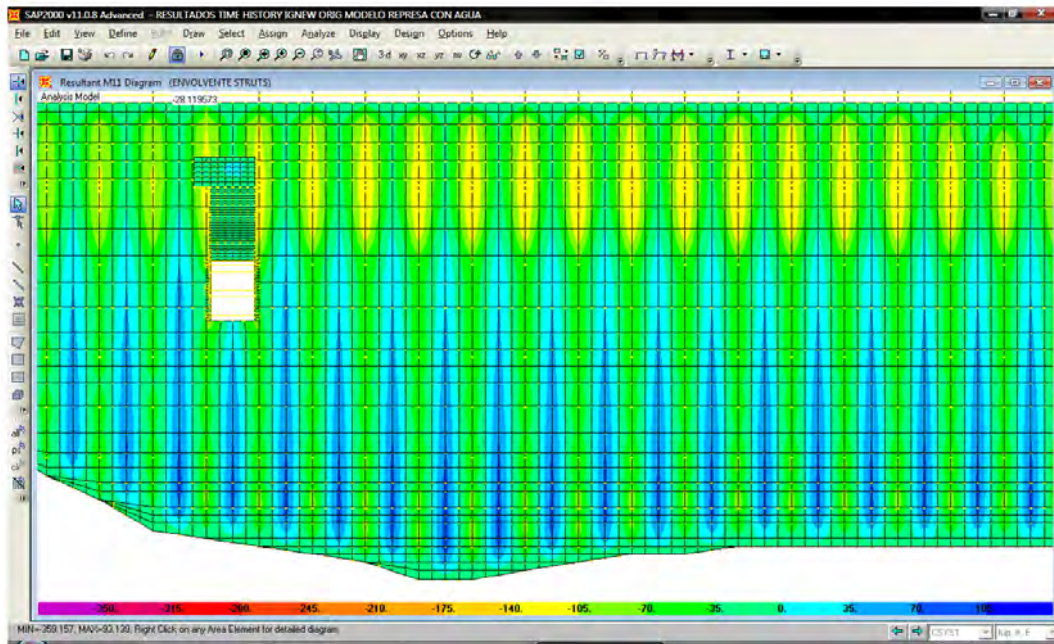


Figura 8-20 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de carga para el registro original de San Salvador de 1986

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-175	-140	
-140	-105	
-105	-70	
-70	-35	
-35	0	
0	35	
35	70	
70	105	

Tabla 8-20 Escala de momentos de la Figura 8-20

Al igual de los casos estudiados anteriormente, los momentos últimos máximos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft. Además la losa de hormigón armado será incapaz de soportar los momentos últimos mínimos debido a que fue diseñada como una losa en una dirección (one way). Debido a esto solo se proveyó una tercera parte del acero longitudinal positivo para resistir momentos negativos. La capacidad a momentos negativos es de 31 kip-ft-ft. Estas zonas, al igual que para los casos estudiados anteriormente, se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado. La falla de la losa de hormigón armado producirá descargas de agua adicionales en la represa Guayabal.

8.10 Esfuerzos en la zapata para el registro original de San Salvador de 1986 en $t = 1.86$ seg

La Figura 8-21 muestra la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25.

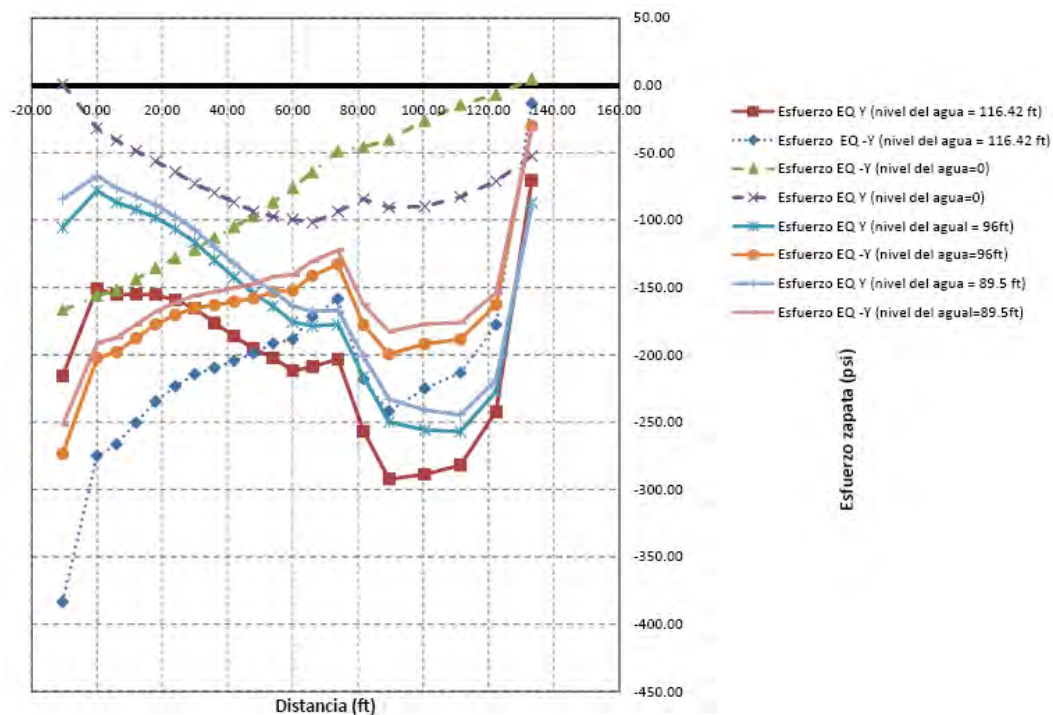


Figura 8-21 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el registro original de San Salvador de 1986

De la Figura 8-21 se observa que la zapata del contrafuerte # 25 no presentará tensión para ninguno de los niveles de agua considerados. Esto contrasta con lo obtenido en capítulos anteriores para los espectros de diseño de UBC 97, IBC 2006 y Dames & Moore, en los cuales se obtuvo tensión en la zapata para el caso extremo donde no existe agua en la represa (nivel del agua = 0).

8.11 Comportamiento de los puntales de arriostramiento para el registro original de San Salvador de 1986

Las capacidades a compresión, tensión y pandeo de los puntales de arriostramiento calculadas anteriormente en el Capítulo 3, fueron comparadas con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Primero se analizaron los puntales de la construcción original denotados por BM. Estas siglas describen a los puntales originales ("Before Modification"). Estos tienen dimensiones de 15" x 18" y son un total de 429. Para estos

puntales se obtuvieron una razón demanda/capacidad máxima a compresión de 0.72 y una demanda/capacidad máxima a tensión de 5.00. La cantidad de puntales que fallan por tensión son 259, lo cual representa un 60.4 % del total de estos puntales de arriostramiento. Luego se analizaron los puntales construidos durante las modificaciones del año 1950, los que se denotan como AM. Estos tienen dimensiones de 18" x 30" y son un total de 216. Para estos puntales de arriostramiento se obtuvieron una razón demanda/capacidad máxima a compresión de 0.19 y una demanda/capacidad máxima a tensión de 2.60. La cantidad de puntales que fallan por tensión son 85, lo cual representa un 39.4 % de estos puntales de arriostramiento. La Tabla 8-21 presenta un resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento.

	BM	AM
Número de puntales que exceden capacidad	259	85
% de puntales que exceden capacidad	60.4	39.4
Fuerza de compresión máxima en puntales, kip	-326.78	-720.65
Fuerza en tensión máxima en puntales, kip	324.91	715.82

Tabla 8-21 Resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento

Además, la capacidad a cortante fue calculada en la vecindad de los puntales de arriostramiento para establecer si la carga axial en los puntales puede causar fallas de punzonamiento en los contrafuertes. Estas capacidades a cortante fueron comparadas con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Para los puntales de la construcción original se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 1.45 y para los puntales construidos en las modificaciones se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 0.85. Para que exista esta falla por punzonamiento se debe dar el caso donde el puntal que llega al contrafuerte # 43 este sometido a compresión, debido a que la gran mayoría de los puntales no son capaces de transmitir las cargas en tensión que se generan durante la máxima respuesta

sísmica. Por tanto, de los factores de seguridad obtenidos anteriormente se puede concluir que los puntales de arriostramiento que excedan su capacidad, presentarán fallas por tensión y si el puntal que llega al contrafuerte # 43 está sometido a compresión, se producirá una falla en punzonamiento en este contrafuerte.

Capítulo 9 RESPUESTAS A LOS REGISTROS ARTIFICIALES COMPATIBLES CON LOS ESPECTRO DE DISEÑO UBC 97 E IBC 2006

9.1 Introducción

Al igual que el capítulo anterior en este capítulo se presenta la respuesta de la represa Guayabal a un registro de aceleración. Sin embargo estos registros de aceleración son registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 (véase Figura 3-15) e IBC 2006. Al igual que para todos los otros casos el análisis en el tiempo de la represa Guayabal fue efectuado en el programa SAP2000 v11. Para ambos casos se escogieron tiempos iguales a 2.64 seg y 2.68 seg para verificar la respuesta máxima de los contrafuertes, las losas de hormigón armado y los puntales de arriostramiento a los registros de aceleración aplicados en dirección del eje Y y X, respectivamente. A continuación se presentan los desplazamientos en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección de los ejes Y y X global, respectivamente. De la Figura 9-1 se corrobora que el desplazamiento máximo en dirección del eje Y global en el tope del contrafuerte ocurre en el instante de tiempo igual a 2.64 seg con un valor de -0.09743 in. Del mismo modo la Figura 9-2 confirma que el desplazamiento máximo en dirección del eje X global en el tope del contrafuerte ocurre en el instante de tiempo igual a 2.68 seg con un valor de -0.2342 in.

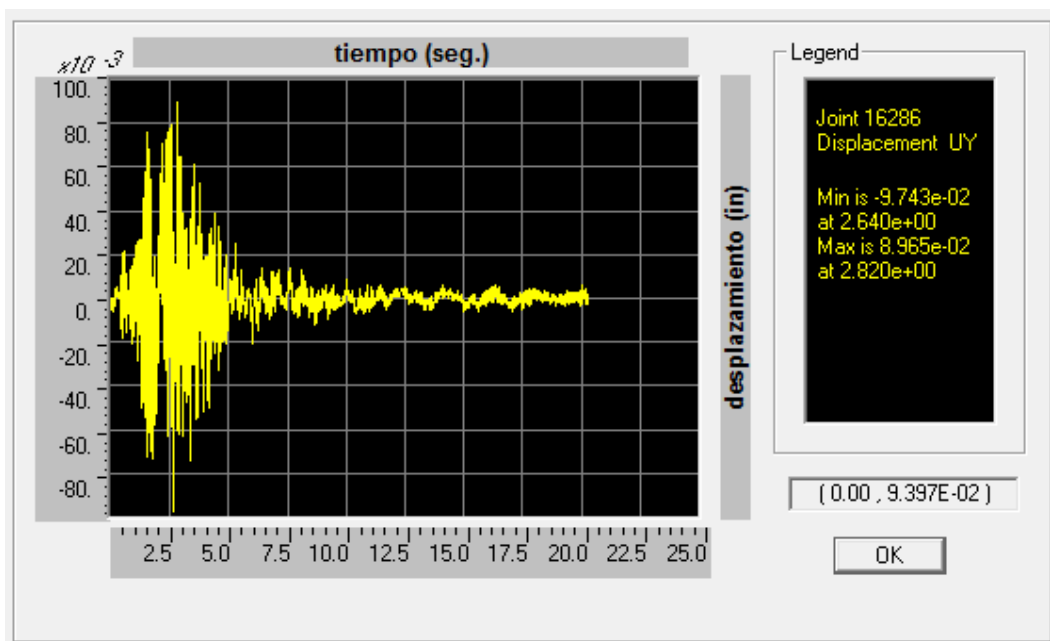


Figura 9-1 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje Y global

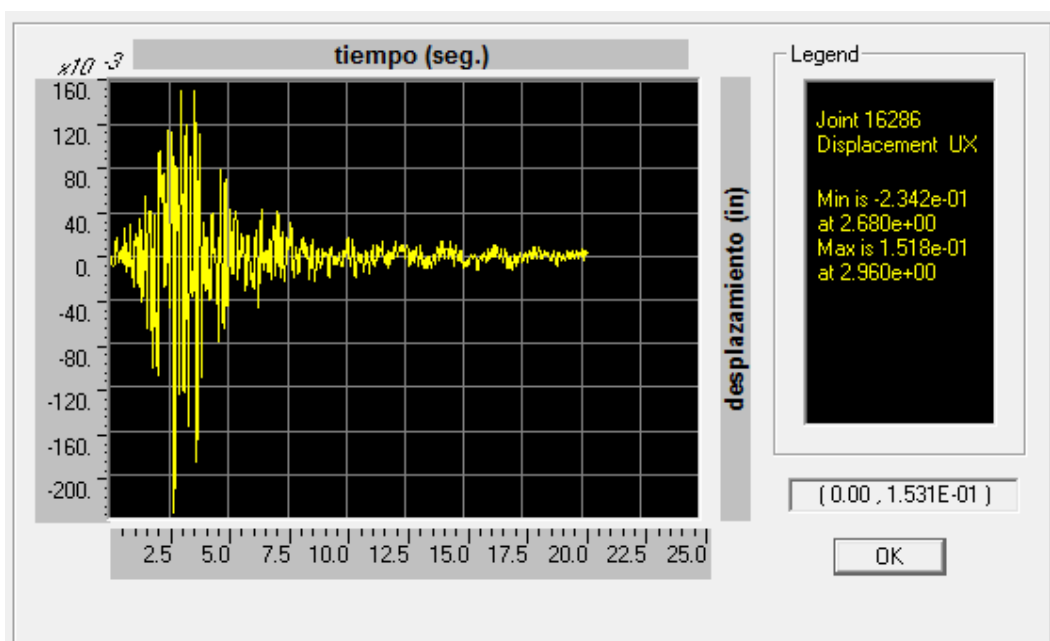


Figura 9-2 Desplazamiento en el tiempo del tope del contrafuerte al este someterse al sismo en dirección del eje X global

Al igual que para todos los casos analizados anteriormente se presentan diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos obtenidos para el contrafuerte # 25. La única diferencia con el capítulo anterior es que estos

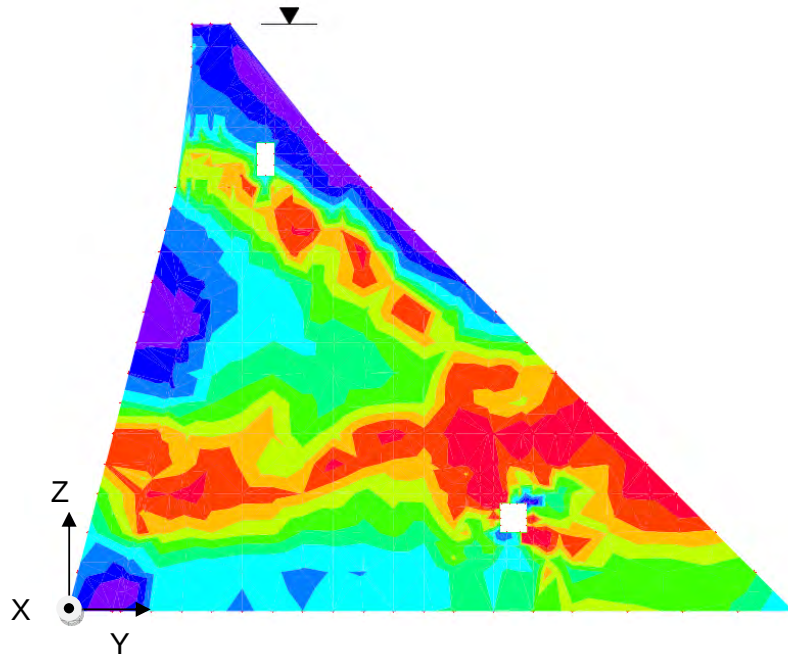
resultados corresponden a los instantes de tiempo iguales a 2.64 seg y 2.68 seg. También se ilustran diagramas de esfuerzos principales máximos y mínimos para la porción de la losa de hormigón armado considerada como la más crítica para verificar los esfuerzos. Al igual que para el caso estudiado en el capítulo 8 se utilizó el programa *datostimestep.m* generado en MATLAB para obtener los resultados de esfuerzos para los tiempos deseados ($t = 2.64$ seg y $t = 2.68$ seg). Luego, la manera de cómo se calcularon de los esfuerzos principales máximos y mínimos es la misma que se explicó anteriormente en la introducción del capítulo 6.

Además se muestra la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 al aplicarle el terremoto en dirección del eje Y a un tiempo $t = 2.64$ seg. Y en último se estudia el comportamiento de los puntales de arriostramiento indicando la cantidad de estos que fallan y su tipo de falla predominante.

9.2 Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F + 0.714

EQX_{IGNEW UBC97}

A continuación se presenta la respuesta del contrafuerte # 25 al terremoto artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97 en dirección longitudinal de la represa (eje X). Para este caso en particular la Figura 9-3 muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25.



**Figura 9-3 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F +0.714 EQX_{IGN EW UBC97} del contrafuerte # 25**

Al igual que para la respuestas anteriores este contrafuerte representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos principales. Si se observa detenidamente la Tabla 9-1 se puede decir que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 494 psi. Esto puede observarse en la Figura 9-3 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 9-1. De esta escala se observa que las zonas del contrafuerte con color violeta tendrán los esfuerzos principales mayores aunque estos no sean mayores a la capacidad en tensión del hormigón ($f_{ct} = 530$ psi).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-247.659	8.257	Red
2	8.257	26.789	Orange
3	26.789	40.532	Yellow
4	40.532	56.736	Light Green
5	56.736	76.283	Green
6	76.283	100.665	Teal
7	100.665	144.705	Cyan
8	144.705	207.926	Blue
9	207.926	287.907	Dark Blue
10	287.907	494.475	Purple

Tabla 9-1 Escala de esfuerzos de la Figura 9-3

Del mismo modo la Figura 9-4 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW UBC97}$.

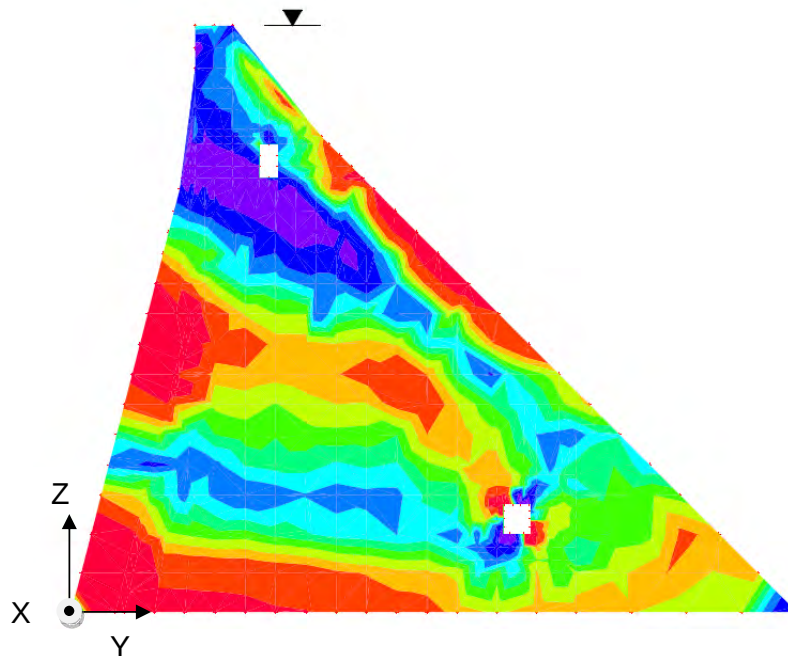


Figura 9-4 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW UBC97}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de -55 a -1098 psi. La distribución de esfuerzos en el contrafuerte # 25 puede interpretarse comparando los colores con los rangos de esfuerzos que se ilustran en la Tabla 9-2 para cada color.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1098.544	-520.704	
2	-520.704	-438.394	
3	-438.394	-407.392	
4	-407.392	-375.366	
5	-375.366	-347.577	
6	-347.577	-321.557	
7	-321.557	-291.337	
8	-291.337	-250.370	
9	-250.370	-177.034	
10	-177.034	-54.971	

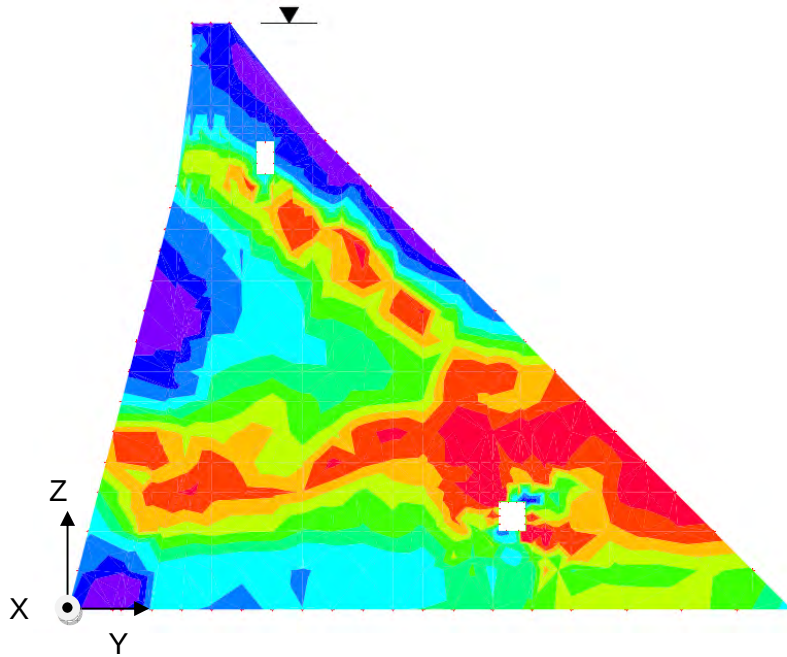
Tabla 9-2 Escala de esfuerzos de la Figura 9-4

Luego de interpretar los resultados obtenidos para esta combinación de carga se obtuvieron factores de seguridad mínimos en tensión y compresión $F.S_T = 1.07$ y $F.S_C = 3.18$. De estos resultados se concluye que no existen zonas en el contrafuerte donde va a existir agrietamiento debido a que el factor de seguridad mínimo en tensión es mayor a 1.0. Por otro lado, no existirán fallas por compresión en el contrafuerte debido a que el factor de seguridad mínimo para compresión es mayor que 1.0.

9.3 Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F - 0.714

EQX_{UBC97}

En esta sección se presenta el caso en donde se aplica el terremoto en dirección negativa del eje X. Para este caso en particular se obtuvo la Figura 9-5 la cual muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi para el contrafuerte # 25.



**Figura 9-5 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F - 0.714 EQX_{IGNEW UBC97} del contrafuerte # 25**

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 494 psi. Debido a que el esfuerzo principal máximo en tensión es menor que 530 psi el contrafuerte no presentará agrietamiento para esta combinación de carga.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-241.180	2.120	Red
2	2.120	21.560	Orange
3	21.560	35.860	Yellow
4	35.860	51.780	Light Green
5	51.780	73.610	Green
6	73.610	97.480	Teal
7	97.480	146.450	Cyan
8	146.450	215.910	Blue
9	215.910	286.660	Dark Blue
10	286.660	494.350	Purple

Tabla 9-3 Escala de esfuerzos de la Figura 9-5

Por otra parte la Figura 9-6 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$.

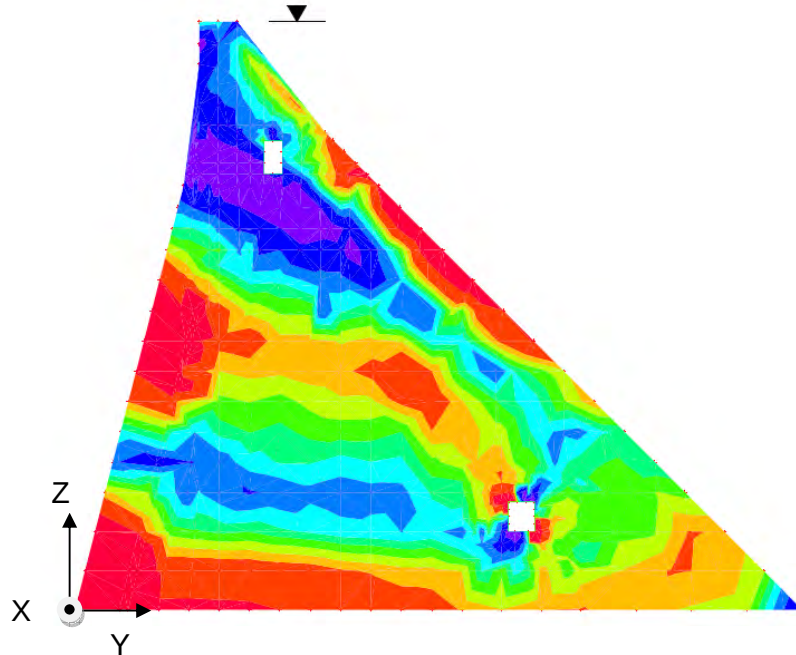


Figura 9-6 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$ del contrafuerte # 25

Analizando la Tabla 9-4 se puede argumentar que los esfuerzos principales en compresión tienen valores entre -54 y -1075 psi. El máximo esfuerzo en compresión equivale a solo el 30.7 % de la capacidad a compresión del hormigón. Nuevamente estos máximos esfuerzos en compresión se encuentran en las zonas modificadas en el año 1950.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1074.704	-516.981	
2	-516.981	-430.826	
3	-430.826	-400.392	
4	-400.392	-370.167	
5	-370.167	-341.244	
6	-341.244	-316.020	
7	-316.020	-284.493	
8	-284.493	-243.873	
9	-243.873	-169.131	
10	-169.131	-54.061	

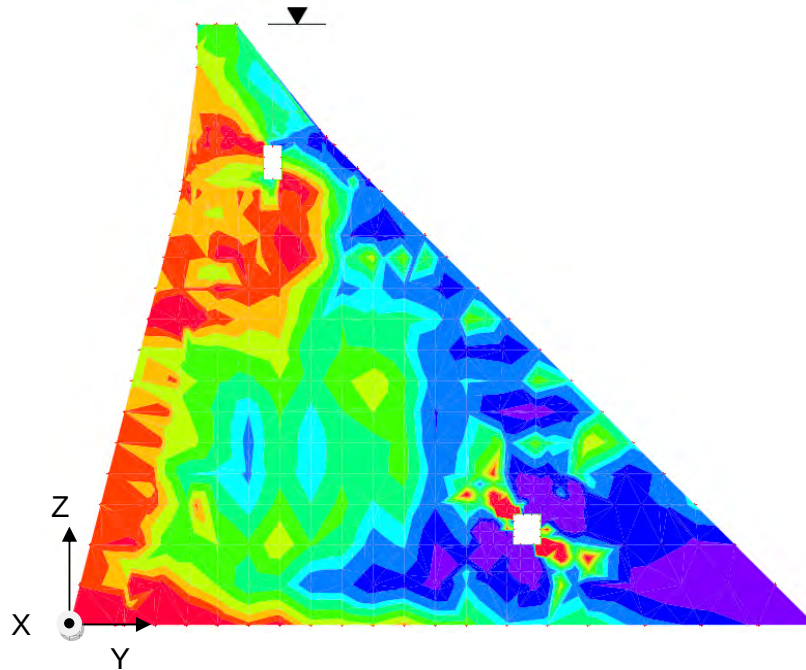
Tabla 9-4 Escala de esfuerzos de la Figura 9-6

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión obtenidos para el caso donde el sismo actúa en dirección negativa del eje fueron, respectivamente, $F.S_T = 1.07$ y $F.S_C = 3.25$. De estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento. Por otro lado no se presentarán fallas por compresión debido a que la demanda / capacidad máxima en compresión es menor que 1.0.

9.4 Respuesta de los contrafuertes a la combinación D + F + 0.714

EQY_{IGNEW UBC97}

A continuación se presenta el caso en donde se invierte el eje en que se aplican las cargas sísmicas. La Figura 9-7 muestra la respuesta del contrafuerte # 25 al terremoto aplicado en dirección del eje Y positivo. Esta respuesta es presentada en términos de los esfuerzos principales máximos.



**Figura 9-7 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F + 0.714 EQY_{IGNEW UBC97} del contrafuerte # 25**

Para esta combinación de carga los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 444 psi. Este contrafuerte no tendrá zonas donde se presente agrietamiento debido a que el máximo esfuerzo principal en tensión es menor que la capacidad a tensión del hormigón. Sin embargo la ubicación de las zonas con mayores esfuerzos en tensión se encuentra en el perímetro del agujero inferior del contrafuerte # 25.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-265.710	-2.030	Red
2	-2.030	2.900	Orange
3	2.900	8.770	Yellow
4	8.770	16.700	Light Green
5	16.700	25.420	Green
6	25.420	34.700	Teal
7	34.700	41.080	Cyan
8	41.080	54.500	Blue
9	54.500	70.350	Dark Blue
10	70.350	443.850	Purple

Tabla 9-5 Escala de esfuerzos de la Figura 9-7

Del mismo modo la Figura 9-8 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{IGNEW \text{ UBC97}}$.

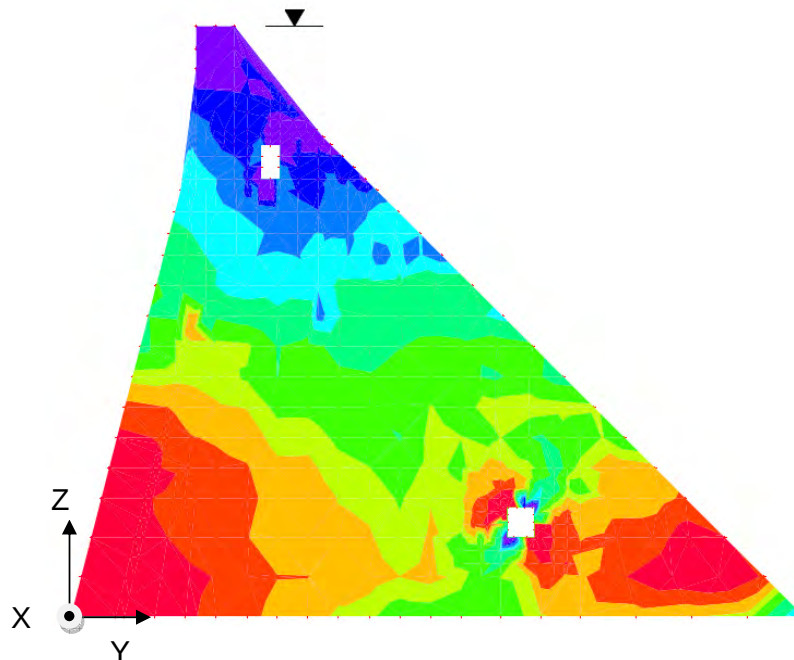


Figura 9-8 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{IGNEW \text{ UBC97}}$ del contrafuerte # 25

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -1107 psi. Esto puede observarse en la Figura 9-8 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la escala mostrada en la Tabla 9-6. Aunque existe un esfuerzo en compresión igual a -1107 psi vemos que este representa una razón de demanda / capacidad de 0.32. Por tanto, el contrafuerte no presentará fallas por compresión.

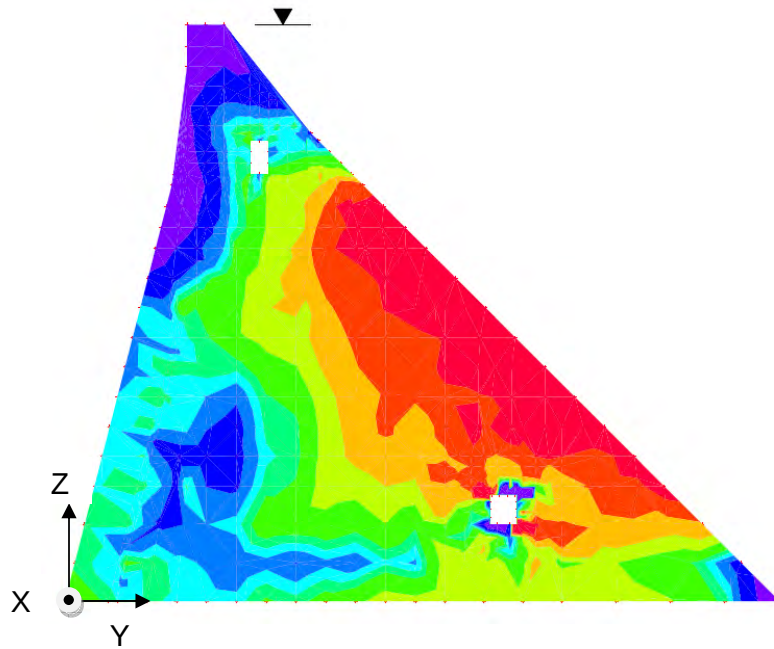
Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-1106.795	-362.269	
2	-362.269	-326.659	
3	-326.659	-294.077	
4	-294.077	-268.709	
5	-268.709	-231.410	
6	-231.410	-178.530	
7	-178.530	-144.032	
8	-144.032	-104.121	
9	-104.121	-80.480	
10	-80.480	7.271	

Tabla 9-6 Escala de esfuerzos de la Figura 9-8

A diferencia con la combinación de carga anterior los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$ fueron $F.S_T = 1.19$ y $F.S_C = 3.16$, respectivamente. Con estos resultados se puede decir que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentará agrietamiento. Al igual que no se presentarán fallas por compresión debido a que el factor de seguridad a compresión es mayor que 1.0.

9.5 Respuesta de los contrafuertes a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$

La Figura 9-9 muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$.



**Figura 9-9 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D +F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97} del contrafuerte # 25**

Los esfuerzos principales en tensión luego de analizar los datos presentados en la Tabla 9-7 tienen magnitudes en el rango de 0 a 153 psi. Debido a que el máximo esfuerzo principal en tensión es menor que 530 psi el contrafuerte no presentara agrietamiento para esta combinación de carga. La distribución de estos esfuerzos puede observarse en la Figura 9-9 presentada anteriormente.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-231.622	-73.431	Red
2	-73.431	-49.567	Orange
3	-49.567	-28.738	Yellow
4	-28.738	-15.704	Light Green
5	-15.704	-3.479	Green
6	-3.479	1.574	Light Blue
7	1.574	6.418	Blue
8	6.418	13.458	Dark Blue
9	13.458	29.106	Dark Blue
10	29.106	153.407	Purple

Tabla 9-7 Escala de esfuerzos de la Figura 9-9

De la misma manera la Figura 9-10 ilustra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en el contrafuerte # 25 para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97}$.

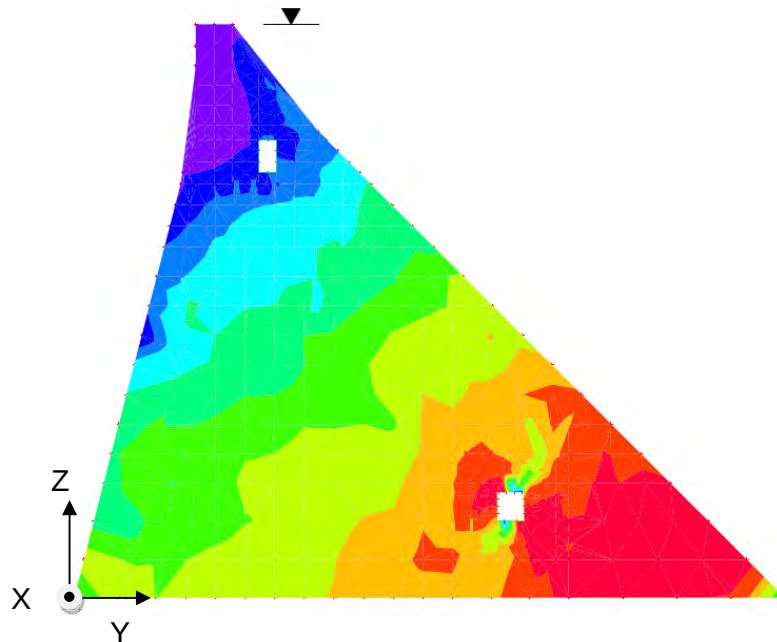


Figura 9-10 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97}$ del contrafuerte # 25

Estos esfuerzos principales en compresión tienen valores en el rango de -8 a -994 psi. Esto puede observarse Tabla 9-8 si se analizan detenidamente los rangos de esfuerzos que esta muestra.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-994.000	-331.230	
2	-331.230	-268.449	
3	-268.449	-236.290	
4	-236.290	-194.276	
5	-194.276	-158.755	
6	-158.755	-115.900	
7	-115.900	-72.973	
8	-72.973	-55.810	
9	-55.810	-37.644	
10	-37.644	-7.665	

Tabla 9-8 Escala de esfuerzos de la Figura 9-10

Para este caso en particular los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión fueron $F.S_T = 3.46$ y $F.S_C = 3.52$, respectivamente. Con estos resultados se concluye que para esta combinación de carga el contrafuerte no presentara agrietamiento ni fallas en compresión, debido a que los factores de seguridad son mayores que 1.0. La Tabla 9-9 y la Tabla 9-10 presentan, respectivamente, un resumen de los factores de seguridad mínimos en compresión y tensión obtenidos para el contrafuerte # 25 para cada combinación de carga de los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$	1.07	3.18
$D + F - 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$	1.07	3.25
$D + F + 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$	1.19	3.16
$D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$	3.46	3.52

Tabla 9-9 Resumen de los factores de seguridad mínimos en el contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ IBC2006}$	1.36	3.08
$D + F - 0.714 EQX_{IGNEW\ IBC2006}$	1.36	3.02
$D + F + 0.714 EQY_{IGNEW\ IBC2006}$	2.75	3.30
$D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ IBC2006}$	1.06	2.98

Tabla 9-10 Resumen de los factores de seguridad mínimos en el contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el factor de seguridad mínimo en tensión para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97 fue $D + F - 0.714 EQX$. Del mismo modo la combinación de carga $D + F + 0.714 EQY$ produce el factor de seguridad mínimo en compresión. Esto no coincide con lo encontrado en la respuesta de los contrafuertes al espectro de diseño UBC 97 discutido anteriormente donde solo dominaba la dirección en X. Por otra parte, la combinación de carga $D + F - 0.714 EQY$ produce los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006. Esto nos indica que no necesariamente el movimiento crítico durante un terremoto es en la dirección longitudinal de la represa (dirección X). Esta diferencia encontrada en el análisis de los resultados se puede deber al uso del método del espectro de respuesta. Para este método se combinan las máximas respuestas modales mediante una regla

de combinación modal lo cual es una aproximación. Para los espectros de diseño UBC 97, IBC 2006 y Dames & Moore en particular se utilizó la regla CQC (Complete quadratic combination). Por tal razón la dirección crítica obtenida mediante el análisis en el tiempo no coincide con la encontrada para los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006. Además se encontró que el contrafuerte # 25 no presentará agrietamiento para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

9.6 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$

La Figura 9-11 muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$.

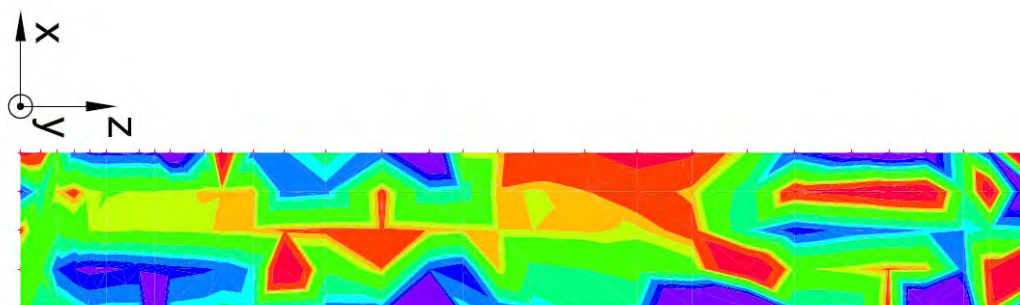


Figura 9-11 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$ de parte de la losa

Esta losa de hormigón armado debido a que es la de mayor altura representa el caso más crítico para verificar la magnitud de los esfuerzos. Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 736 psi. Esto puede observarse en la Figura 9-11 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 9-11. De esta figura se observa que un área considerable de la losa de hormigón armado tendrá agrietamiento debido a que los esfuerzos principales en tensión son mayores a 530 psi.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-23.212	227.254	Red
2	227.254	272.516	Orange
3	272.516	284.097	Yellow
4	284.097	299.227	Light Green
5	299.227	359.242	Green
6	359.242	399.953	Light Blue
7	399.953	417.496	Blue
8	417.496	451.685	Dark Blue
9	451.685	485.934	Very Dark Blue
10	485.934	735.734	Purple

Tabla 9-11 Escala de esfuerzos de la Figura 9-11

Del mismo modo la Figura 9-12 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW \text{ UBC97}}$.

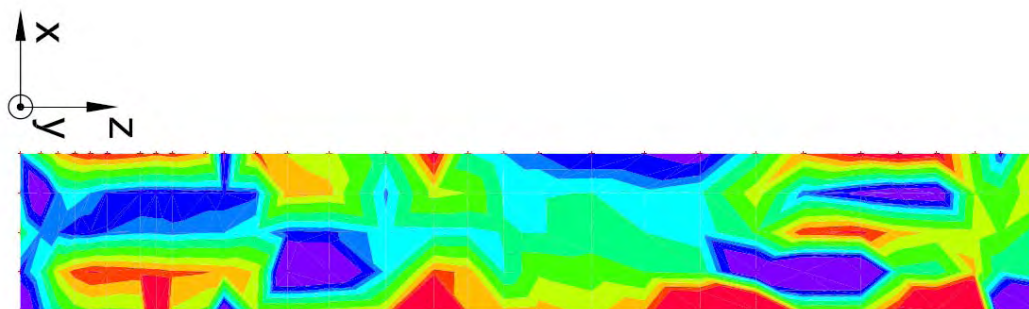


Figura 9-12 Esfuerzos principales mínimos (psi) combinación $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW \text{ UBC97}}$ de parte de la losa

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes en el rango de 0 a -687 psi. Esto puede observarse en la Figura 9-12 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 9-12.

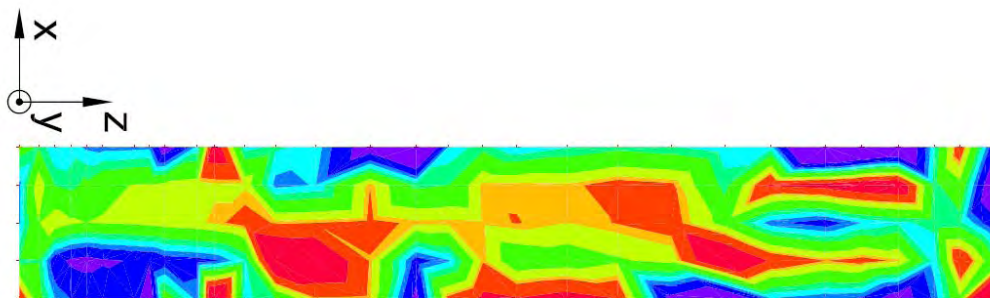
Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-686.915	-405.969	
2	-405.969	-375.173	
3	-375.173	-344.646	
4	-344.646	-312.630	
5	-312.630	-266.834	
6	-266.834	-226.511	
7	-226.511	-196.396	
8	-196.396	-177.988	
9	-177.988	-144.643	
10	-144.643	57.323	

Tabla 9-12 Escala de esfuerzos de la Figura 9-12

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F + 0.714 EQX_{IGNEW \text{ UBC97}}$ fueron $F.S_T = 0.72$ y $F.S_C = 5.09$. Además el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.06. De estos resultados se concluye que un área considerable de la losa de hormigón armado tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas por compresión para esta combinación de carga debido a que el factor de seguridad mínimo para compresión es mayor que 1.0.

9.7 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F - 0.714 EQX_{IGNEW \text{ UBC97}}$

A continuación se presenta la Figura 9-13 la cual muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQX_{IGNEW \text{ UBC97}}$.



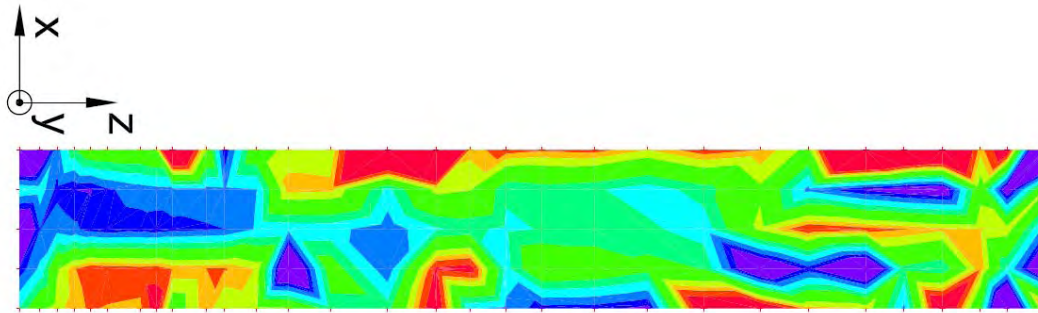
**Figura 9-13 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D + F - 0.714 EQX_{IGNEW UBC97} de parte de la losa**

Observando detenidamente la Tabla 9-11 se puede decir que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 663 psi. Por tanto, existirán zonas en la losa analizada que van a tener agrietamiento debido a que algunos esfuerzos principales en tensión son mayores a la capacidad a tensión del hormigón (530 psi).

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-54.540	171.870	Red
2	171.870	220.200	Orange
3	220.200	232.310	Yellow
4	232.310	264.300	Light Green
5	264.300	316.440	Green
6	316.440	343.060	Teal
7	343.060	369.730	Cyan
8	369.730	393.590	Blue
9	393.590	444.860	Dark Blue
10	444.860	663.300	Purple

Tabla 9-13 Escala de esfuerzos de la Figura 9-13

De la misma manera la Figura 9-14 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio D + F - 0.714 EQX_{IGNEW UBC97}.



**Figura 9-14 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación
D +F - 0.714 EQX_{IGN EW UBC97} de parte de la losa**

Para esta combinación de carga los esfuerzos principales en compresión obtenidos se encuentran entre 0 y -752 psi, respectivamente. Debido a que el máximo esfuerzo en compresión es menor que 3,500 psi la losa analizada no presentará fallas en compresión.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-751.755	-456.137	Red
2	-456.137	-425.018	Orange
3	-425.018	-403.775	Yellow
4	-403.775	-374.778	Light Green
5	-374.778	-311.193	Green
6	-311.193	-278.851	Light Blue
7	-278.851	-242.356	Blue
8	-242.356	-209.953	Dark Blue
9	-209.953	-183.596	Very Dark Blue
10	-183.596	38.931	Purple

Tabla 9-14 Escala de esfuerzos de la Figura 9-14

Para esta combinación de carga en particular se obtuvieron factores de seguridad mínimos en tensión y compresión de $F.S_T = 0.79$ y $F.S_C = 4.65$, respectivamente. También se obtuvo un factor de seguridad de 2.06 para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado. Con estos resultados se concluye que la losa de hormigón armado analizada tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas por

compresión para esta combinación de carga debido a que ningún esfuerzo principal en compresión es mayor o igual a la capacidad en compresión del hormigón.

9.8 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F + 0.714$

$EQY_{IGNEW\ UBC97}$

A continuación se presenta el caso en que se invierte la dirección en que se aplican las cargas sísmicas. La Figura 9-15 muestra los esfuerzos principales máximos en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714\ EQY_{IGNEW\ UBC97}$.

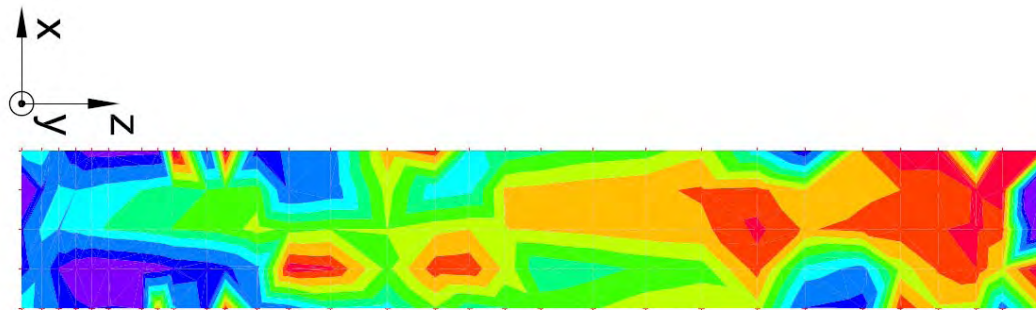


Figura 9-15 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación $D + F + 0.714\ EQY_{IGNEW\ UBC97}$ de parte de la losa

Estudiando detenidamente la imagen generada en el programa AutoCAD Civil 3D 2008, se encuentra que los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes que van de 49 a 595 psi. Para facilitar la identificación de las zonas con mayores esfuerzos, se preparó la Tabla 9-15 donde se muestra el rango de esfuerzos asociado a cada color de la Figura 9-15.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	49.113	87.311	Red
2	87.311	115.634	Orange
3	115.634	151.839	Yellow
4	151.839	183.700	Light Green
5	183.700	218.147	Green
6	218.147	250.784	Light Blue
7	250.784	285.621	Blue
8	285.621	338.506	Dark Blue
9	338.506	376.211	Very Dark Blue
10	376.211	595.101	Purple

Tabla 9-15 Escala de esfuerzos de la Figura 9-15

Mientras que la Figura 9-16 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F + 0.714 EQY_{IGNEW \text{ UBC97}}$.

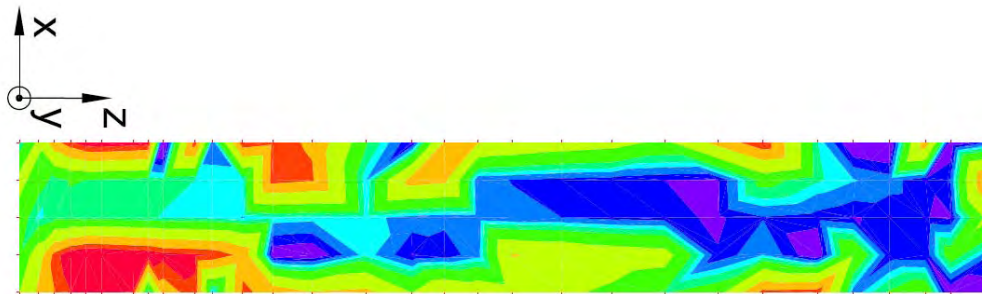


Figura 9-16 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación $D + F + 0.714 EQY_{IGNEW \text{ UBC97}}$ de parte de la losa

Los esfuerzos principales en compresión para el sismo aplicado en la dirección positiva del eje Y tienen magnitudes en el rango de 0 a -375 psi. Esto puede observarse en la Figura 9-16 comparando los colores del contrafuerte con los que se ilustran en la Tabla 9-16.

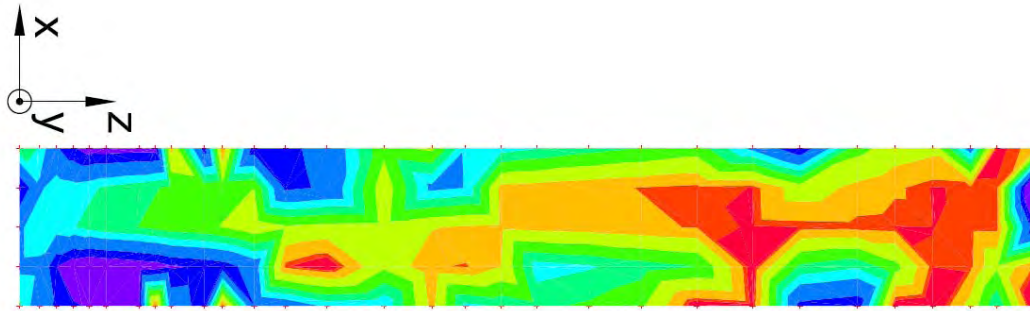
Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-374.606	-320.815	Red
2	-320.815	-287.016	Orange
3	-287.016	-226.391	Yellow
4	-226.391	-153.510	Light Green
5	-153.510	-100.900	Green
6	-100.900	-78.671	Light Blue
7	-78.671	-64.159	Blue
8	-64.159	-43.299	Dark Blue
9	-43.299	-25.876	Dark Blue
10	-25.876	17.561	Purple

Tabla 9-16 Escala de esfuerzos de la Figura 9-16

Los factores de seguridad mínimos en tensión y compresión para la combinación de carga $D + F + 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$ fueron $F.S_T = 0.89$ y $F.S_C = 9.34$, respectivamente. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado fue de 2.05. De estos resultados se concluye que la losa de hormigón armado analizada tendrá agrietamiento. Por otro lado, no existirán fallas por compresión para esta combinación de carga debido a que el factor de seguridad mínimo para compresión es mayor que 1.0.

9.9 Respuesta de las losas de hormigón a la combinación $D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$

A continuación se presenta el caso en que se invierte la dirección en que se aplican las cargas sísmicas. La Figura 9-17 muestra los máximos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio $D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$.



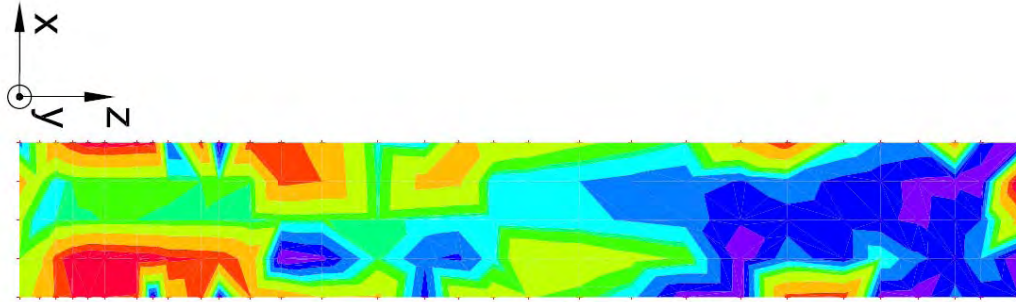
**Figura 9-17 Esfuerzos principales máximos (psi) para la combinación
D + F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97} de parte de la losa**

Los esfuerzos principales en tensión tienen magnitudes en el rango de 0 a 486 psi. Esto puede comprobarse comparando los colores del contrafuerte en la Figura 9-17 con los que se ilustran en la Tabla 9-17.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-21.454	22.562	Red
2	22.562	34.342	Orange
3	34.342	70.686	Yellow
4	70.686	120.460	Light Green
5	120.460	167.039	Green
6	167.039	207.344	Teal
7	207.344	244.368	Cyan
8	244.368	309.143	Blue
9	309.143	353.813	Dark Blue
10	353.813	485.781	Purple

Tabla 9-17 Escala de esfuerzos de la Figura 9-17

Del mismo modo la Figura 9-18 muestra los mínimos esfuerzos principales en unidades de psi, obtenidos en parte de la losa de hormigón armado para la combinación en servicio D + F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97}.



**Figura 9-18 Esfuerzos principales mínimos (psi) para la combinación
D +F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97} de parte de la losa**

Los esfuerzos principales en compresión tienen magnitudes que fluctúan de -10 a -399 psi. Esto puede comprobarse observando la Figura 9-18 y comparando los colores asociados a los distintos esfuerzos con la escala que se ilustra en la Tabla 9-18.

Escala de Esfuerzos (psi)			
Número	Esfuerzo Mínimo	Esfuerzo Máximo	Color
1	-399.360	-341.138	Red
2	-341.138	-301.143	Orange
3	-301.143	-235.846	Yellow
4	-235.846	-181.402	Light Green
5	-181.402	-156.986	Green
6	-156.986	-148.933	Light Blue
7	-148.933	-123.455	Blue
8	-123.455	-90.694	Dark Blue
9	-90.694	-61.051	Dark Blue
10	-61.051	-10.305	Purple

Tabla 9-18 Escala de esfuerzos de la Figura 9-18

El factor de seguridad mínimo en tensión fue $F.S_T = 1.09$ mientras que para compresión fue $F.S_C = 8.76$ para la combinación de carga D + F - 0.714 EQY_{IGNEW UBC97}. Además, el factor de seguridad mínimo para el esfuerzo de punzonamiento producido por el contrafuerte en la losa de hormigón armado más crítica fue de 2.07. De estos resultados se concluye que la losa de hormigón armado analizada no tendrá agrietamiento para esta combinación de

carga. Por otro lado, no existirán fallas por compresión para esta combinación de carga debido a que el factor de seguridad mínimo para compresión es mayor que 1.0. La Tabla 9-19 y la Tabla 9-20 presentan, respectivamente, un resumen de los factores de seguridad mínimos en compresión y tensión obtenidos para la losa de hormigón armado en cada combinación de carga para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$	0.72	5.09
$D + F - 0.714 EQX_{IGNEW\ UBC97}$	0.79	4.65
$D + F + 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$	0.89	9.34
$D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ UBC97}$	1.09	8.76

Tabla 9-19 Resumen factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97

Combinación de carga	Mínimo factor de seguridad	
	Tensión	Compresión
$D + F + 0.714 EQX_{IGNEW\ IBC2006}$	0.96	5.81
$D + F - 0.714 EQX_{IGNEW\ IBC2006}$	0.87	6.37
$D + F + 0.714 EQY_{IGNEW\ IBC2006}$	1.09	8.75
$D + F - 0.714 EQY_{IGNEW\ IBC2006}$	0.89	9.14

Tabla 9-20 Resumen factores de seguridad mínimos en la losa de hormigón armado para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006

De este resumen se puede observar que la combinación de carga que produce el factor de seguridad mínimo en tensión para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97 es $D + F + 0.714 EQX$. Del mismo modo la combinación de carga $D + F - 0.714 EQX$ produce el factor de seguridad mínimo en compresión. Además se puede concluir al igual que el movimiento crítico para las losas de hormigón armado durante un terremoto

ocurre en la dirección longitudinal de la represa (dirección X). Esto coincide también con lo encontrado en la respuesta de las losas de hormigón al espectro de diseño de Dames & Moore. Por otro lado, la combinación de carga que produce el factor de seguridad mínimo en tensión para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006 es $D + F - 0.714 \text{ EQX}$. Esto coincide con lo encontrado anteriormente para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97. Del mismo modo la combinación de carga $D + F + 0.714 \text{ EQX}$ produce el factor de seguridad mínimo en compresión. Debido a que existen zonas donde estos esfuerzos resultaron mayores a la capacidad en tensión del hormigón se comparó la capacidad última de la losa incluyendo el acero de refuerzo con los momentos últimos obtenidos. La Figura 9-19 y la Figura 9-20 muestran, respectivamente, la distribución de momentos máximos y mínimos en parte de la losa debido a los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

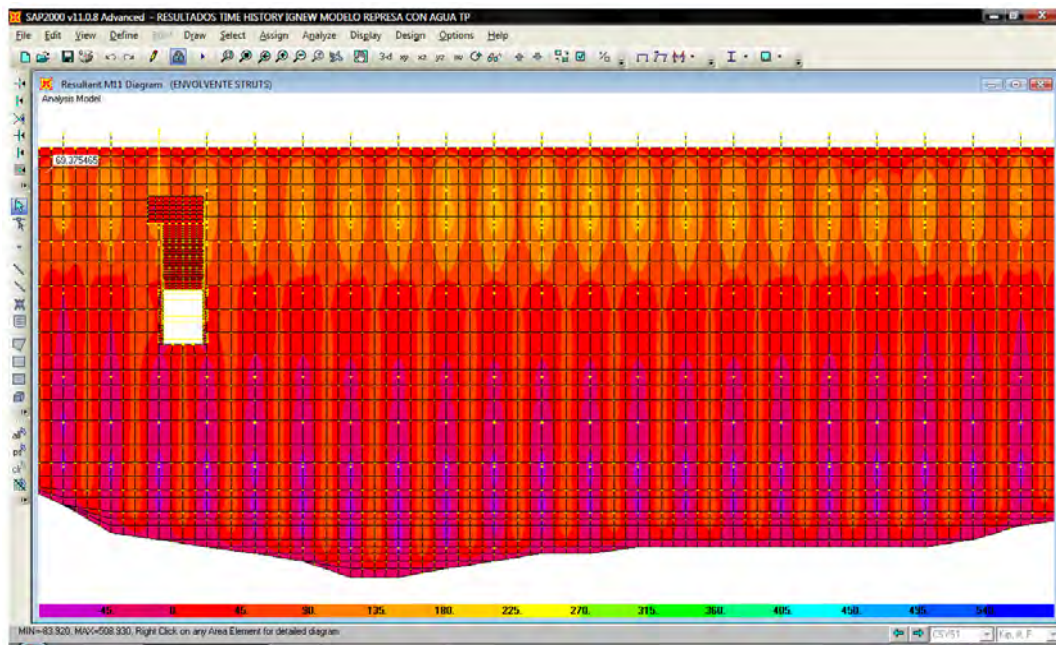


Figura 9-19 Momentos últimos máximos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de cargas del registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-90	-45	
-45	0	
0	45	
45	90	
90	135	
135	180	
180	225	

Tabla 9-21 Escala de momentos de la Figura 9-19

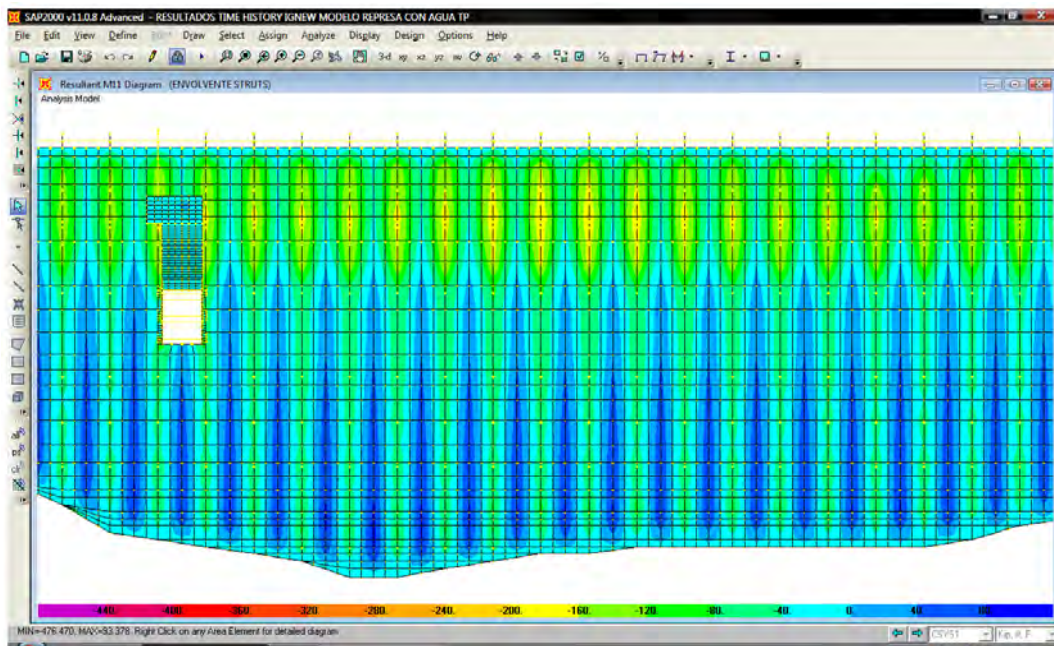


Figura 9-20 Momentos últimos mínimos (kip-ft/ft) en la losa debido a la envolvente de las combinaciones de cargas del registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97

Escala de momentos (kip-ft / ft)		
Momento mínimo	Momento máximo	Color
-200	-160	
-160	-120	
-120	-80	
-80	-40	
-40	0	
0	40	
40	80	
80	120	

Tabla 9-22 Escala de momentos de la Figura 9-20

De estas figuras se observa que existen zonas donde los momentos últimos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft. Estas zonas se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado. La falla de la losa de hormigón armado producirá descargas de agua adicionales en la represa Guayabal. Debido a que los factores de seguridad para los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 son aproximadamente iguales, lo antes mencionado ocurrirá también en las losas de hormigón analizadas mediante el espectro de diseño IBC 2006. Debido a que para todos los casos antes estudiados se obtienen momentos últimos mayores a la capacidad en flexión de la parte superior de la losa de hormigón armado se verificó la falla por cortante de la losa en esta zona. Para esto se calcularon los momentos probables que se pueden generar en la losa según el Capítulo 21 del código ACI 318-05. LaFigura 9-21 muestra que el rango de profundidades sombreado presentará fallas por cortante para los sismos considerados. Esta zona de falla en cortante puede ser mayor a 30 ft debido a la redistribución de momentos que va a ocurrir en la losa.

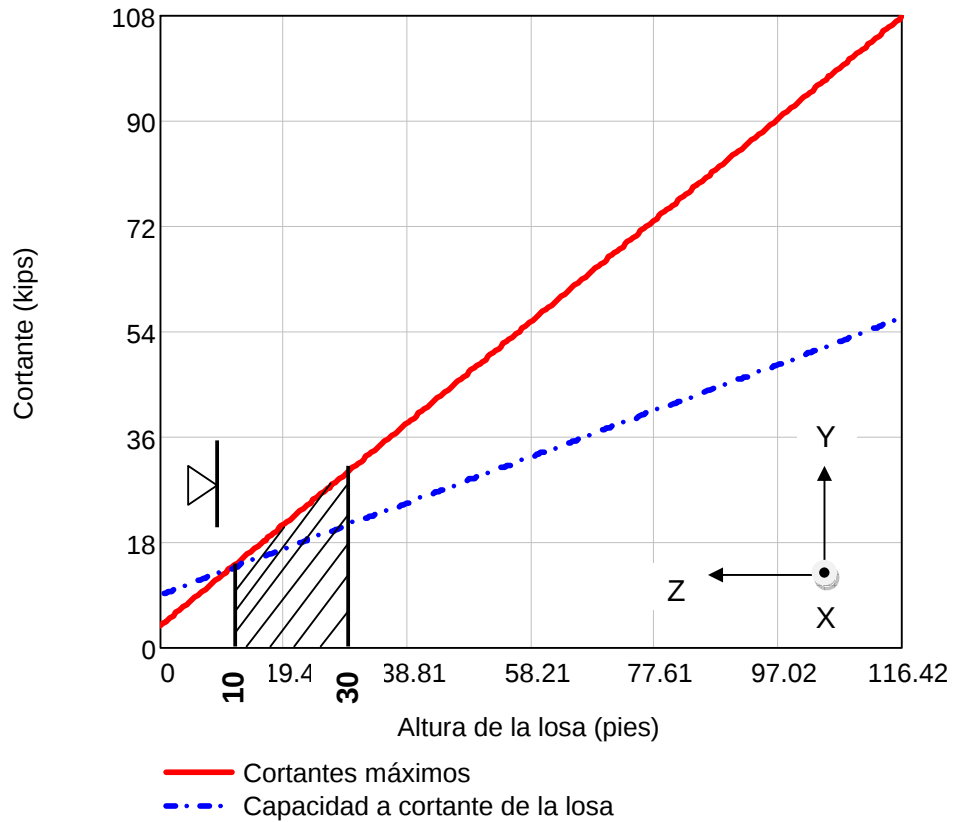


Figura 9-21 Comparación entre cortantes máximos y capacidad a cortante en la losa de mayor altura estudiada

9.10 Esfuerzos en la zapata para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 a $t = 2.64$ seg

La Figura 9-22 y la Figura 9-23 muestran, respectivamente, la distribución de esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006. Para esto se analizaron los mismos casos utilizados para todos los casos estudiados anteriormente.

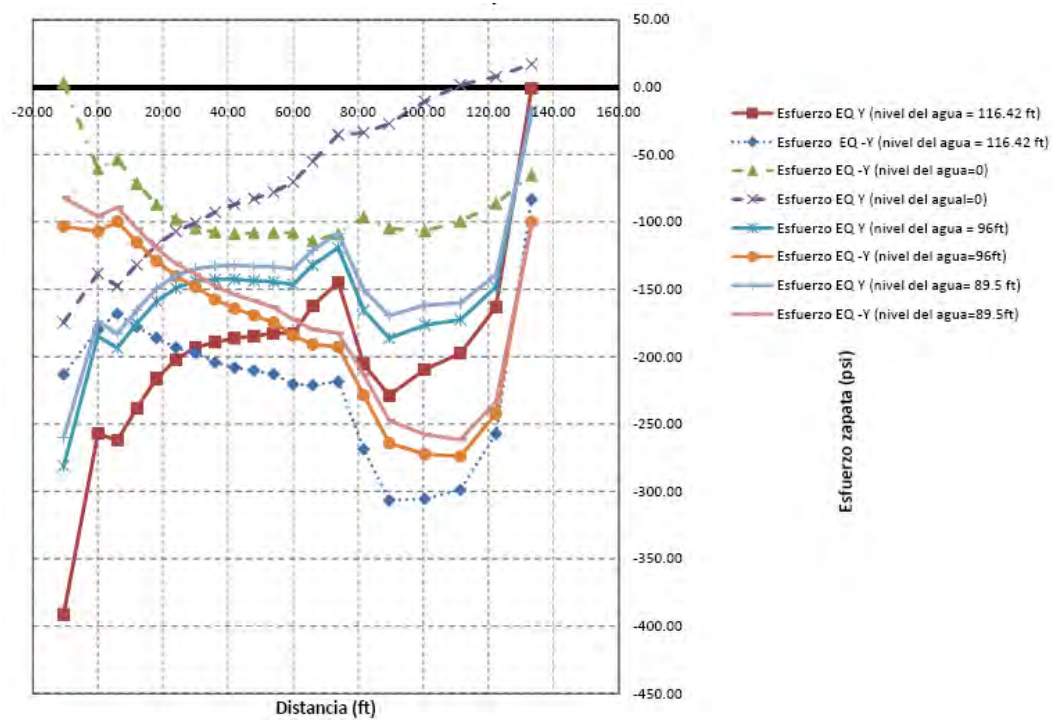


Figura 9-22 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC97

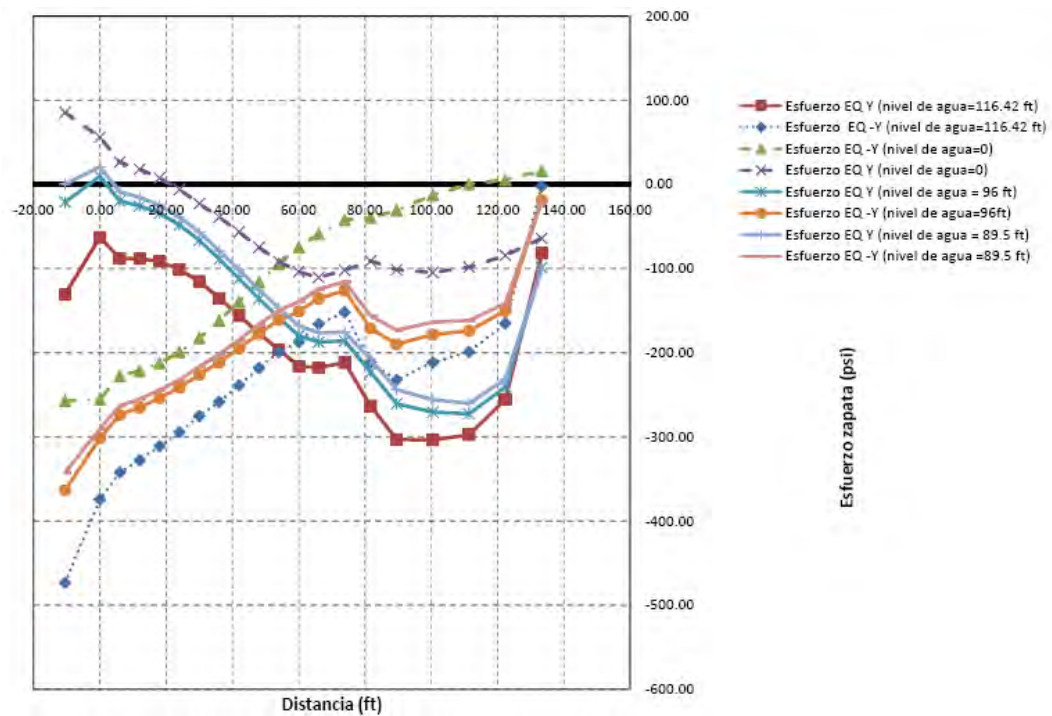


Figura 9-23 Esfuerzos en la zapata del contrafuerte # 25 para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006

De la Figura 9-22 y la Figura 9-23 se observa, respectivamente, que la zapata del contrafuerte # 25 tendrá una parte en tensión para el caso donde el nivel del agua = 0. También para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006 se presenta tensión cuando el nivel del agua = 89.5 ft.

9.11 Comportamiento de puntales de arriostramiento para los registros de aceleración compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006

Las capacidades a compresión, tensión y pandeo de los puntales de arriostramiento calculadas anteriormente en el Capítulo 3, fueron comparadas con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Primero se analizaron los puntales de la construcción original denotados por BM. Estos tienen dimensiones de 15" x 18" y son un total de 429. Para los registros de aceleración compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 se obtuvieron, respectivamente, una demanda/capacidad máxima a compresión de 0.87 y 0.74. También se obtuvieron una demanda/capacidad máxima a tensión de 6.55 y 5.08. La cantidad de puntales que fallan por tensión para los registros de aceleración compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 son, respectivamente, 314 y 304. Esto representa un 73.2 % de los puntales de arriostramiento para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97 y un 70.9 % para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006. Luego se analizaron los puntales contruidos en las modificaciones del año 1950 denotados como AM. Estos tienen dimensiones de 18" x 30" y son un total de 216. Para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e ICB 2006 se obtuvieron, respectivamente, una demanda/capacidad máxima a compresión de 0.24 y 0.20. También se obtuvieron una demanda/capacidad máxima a tensión de 3.46 y 2.71. La cantidad de puntales que fallan por tensión para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 son, respectivamente, 132 y 111. Esto representa un 61.1 % de los puntales de arriostramiento para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97 y un 51.4 % para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006. La Tabla 9-23 y la Tabla 9-24 presentan,

respectivamente, un resumen del comportamiento de los puntales de arriostramiento para los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006.

	BM	AM
Número de puntales que exceden capacidad	314	132
% de puntales que exceden capacidad	73.2	61.1
Fuerza de compresión máxima en puntales, kip	-394.85	-887.16
Fuerza en tensión máxima en puntales, kip	425.39	954.11

Tabla 9-23 Resumen comportamiento de puntales de arriostramiento para el registro artificial compatible con el espectro de diseño UBC 97

	BM	AM
Número de puntales que exceden capacidad	304	111
% de puntales que exceden capacidad	70.9	51.4
Fuerza de compresión máxima en puntales, kip	-332.54	-751.06
Fuerza en tensión máxima en puntales, kip	329.81	746.23

Tabla 9-24 Resumen comportamiento de puntales de arriostramiento para el registro artificial compatible con el espectro de diseño IBC 2006

Además, la capacidad a cortante fue calculada en la vecindad de los puntales de arriostramiento para establecer si la carga axial en los puntales puede causar fallas de punzonamiento en los contrafuertes. Estas capacidades a cortante fueron comparadas con las cargas últimas obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga. Para los puntales de la construcción original según los registros artificiales compatibles con los

espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 se obtuvieron, respectivamente, un factor de seguridad mínimo de 1.19 y 1.52. Además para los puntales construidos en las modificaciones se obtuvieron factores de seguridad mínimos de 0.68 y 0.88. Aunque el primer factor de seguridad es igual a 0.68, para que exista esta falla por punzonamiento se debe dar el caso donde el puntal que llega al contrafuerte # 43 este sometido a compresión, debido a que la gran mayoría de los puntales no son capaces de transmitir las cargas en tensión que se generan durante la máxima respuesta sísmica. Por tanto, de los factores de seguridad obtenidos anteriormente se puede concluir que los puntales de arriostramiento que excedan su capacidad, presentarán fallas por tensión y si el puntal que llega al contrafuerte # 43 está sometido a compresión, se producirá una falla en punzonamiento en este contrafuerte.

Capítulo 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 Resumen y Conclusiones

Se presentan aquí una serie de conclusiones que se pueden establecer a base a los resultados obtenidos mediante el modelo 3D de elementos finitos generado para la represa Guayabal con el programa SAP2000 v11. Se incluye además un breve resumen de las actividades desarrolladas durante el estudio.

- Se obtuvieron las propiedades físicas y geométricas de la represa Guayabal de los planos disponibles. Debe mencionarse que estos planos datan entre los años 1913 al 1950 y su condición es precaria. Además no hay otros datos disponibles además de éstos (como memorias de cálculo, etc.).
- Se realizó una inspección ocular a la represa Guayabal para tener una proyección clara de ésta en tres dimensiones y modelarla de la forma más realista posible. Se tomaron numerosas fotografías para ayudar a interpretar los planos al momento de generar el modelo.
- Se obtuvieron las propiedades dinámicas de la represa Guayabal, en particular las frecuencias naturales y los modos de vibración asociados con sus respectivos factores de participación modal utilizando el programa SAP2000 v11. De los modos de vibración obtenidos se encontró que el modo # 2 y el modo # 18 eran los más importantes para la respuesta modal de la estructura. Específicamente el modo # 2 (véase la Figura 4-1) tiene una contribución importante a la respuesta modal de la estructura cuando se le aplica un sismo en dirección X (a lo largo del eje longitudinal de la represa). Por otra parte, el modo # 18 (véase la Figura 4-3) es importante para la respuesta dinámica de la estructura cuando se le aplica un sismo en dirección transversal a la represa (eje Y). Para los modos de vibración # 2 y # 18 se

obtuvieron, respectivamente, coeficientes de masa efectiva de $r_{x2} = 0.31$ y $r_{y18} = 0.12$. Los respectivos periodos de vibración para estos dos modos de vibración fueron $T_2 = 0.1885$ seg y $T_{18} = 0.0761$ seg. De estos resultados se pudo observar que no necesariamente los primeros modos de vibración son los de mayor importancia en la respuesta dinámica de la represa Guayabal (excepto por el segundo modo).

- Se realizaron diagramas de esfuerzos principales en el contrafuerte # 25 y en la porción de losa estudiada con el programa AutoCAD Civil 3D 2008. Estos diagramas no son generados por el programa SAP 2000 v11 para combinaciones de carga con terremoto.
- Se obtuvo la respuesta sísmica mediante el método del espectro de respuesta usando los espectros de diseño de los códigos UBC 97, IBC 2006 y de un estudio encargado a la consultora Dames & Moore. Para cada análisis se verificó la integridad estructural de los componentes críticos o más vulnerables de la represa como los contrafuertes, los puntales horizontales y las losas de hormigón armado. Se obtuvieron los mínimos factores de seguridad en tensión y compresión para cada espectro de diseño. Se halló que el contrafuerte # 25 presentó esfuerzos en tensión que sobrepasaron la capacidad en tensión del hormigón ($f_{ct} = 530$ psi). Por tal razón este contrafuerte presentará agrietamiento. Sin embargo, no se encontró que estas zonas de agrietamiento puedan crear algún mecanismo de falla en este contrafuerte. Debido a que este contrafuerte es el crítico para la verificación de esfuerzos, se estima que los otros contrafuertes no presentarán problemas. Además los resultados indican que el contrafuerte no presentará levantamiento de la fundación para condiciones donde exista un nivel de agua en la represa mayor o igual al mínimo registrado por la estación del USGS. Por otro lado, los puntales de arriostramiento presentaron fallas por tensión para los tres

espectros de diseño antes mencionados y la cantidad de éstos que fallan varían de acuerdo al espectro de diseño que se esté analizando. Para el espectro de diseño UBC 97 fallan la mayor cantidad de puntales de arriostramiento. Específicamente, fallan 68.8 % de los puntales contruidos originalmente y el 53 % de los puntales contruidos después de las modificaciones realizadas en el año 1950. Es importante recalcar que la falla de estos elementos no compromete la capacidad estructural de la represa a las cargas estáticas. Cuando se analizaron las losas de hormigón armado se observó que existen zonas donde los momentos últimos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft para todos los espectros de diseño. Estas zonas se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado y se concentran mayormente entre los contrafuertes de mayor altura. La falla de la losa de hormigón armado podría producir descargas de agua adicionales en la represa Guayabal que, dependiendo de las circunstancias, podría poner en riesgo la seguridad de las personas que viven aguas abajo de la misma.

- Se realizó un análisis en el tiempo utilizando el registro original del sismo de San Salvador de 1986 medido en la estación del Instituto Geográfico Nacional de San Salvador en la dirección Este a Oeste. Para verificar la respuesta máxima de los contrafuertes, las losas de hormigón armado y los puntales de arriostramiento se escogieron dos instantes de tiempo. El primer instante de tiempo es $t = 1.86$ seg. Para este instante de tiempo se obtiene el máximo desplazamiento en el caso donde el sismo actúa en dirección del eje Y. Por otra parte, del instante de tiempo $t = 2.66$ seg se obtiene el máximo desplazamiento cuando el sismo actúa en dirección del eje X global. El mínimo factor de seguridad en tensión para el contrafuerte # 25 indica que los esfuerzos en tensión son menores a la capacidad en tensión del hormigón ($f_{ct} = 530$ psi). Por tal razón este contrafuerte no presentará agrietamiento. Debido a que este contrafuerte es el

más crítico para la verificación de esfuerzos, se estima que los otros contrafuertes no presenten agrietamiento. Tampoco en este caso el contrafuerte presentará levantamiento de la fundación, al menos cuando el nivel de agua en la represa sea mayor o igual al mínimo histórico registrado por la estación del USGS. Los puntales de arriostramiento presentaron fallas por tensión; específicamente fallan 60.4 % de los puntales construidos originalmente y el 39.4 % de aquellos construidos después de las modificaciones. Al analizar las losas de hormigón armado, se encontró que existen zonas donde los momentos últimos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft. Al igual que para los espectros de diseño estas zonas se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado y se concentran entre los contrafuertes de mayor altura. Como se mencionó anteriormente para la carga sísmica definida por espectros, la falla de la losa de hormigón armado en estas zonas produciría descargas adicionales en la represa Guayabal.

- Se realizaron dos análisis en el tiempo utilizando los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006. Estos registros se obtuvieron modificando el registro de la estación del Instituto Geográfico Nacional de San Salvador en la dirección Este a Oeste hasta que su espectro fuera aproximadamente igual a los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006. Para esto se utilizaron los programas *ArtifQuakeLet.m* y *AccelCorrect.m* generados por Montejo (2004). Para ambos casos se escogieron tiempos iguales a 2.64 seg y 2.68 seg para verificar la respuesta máxima de los contrafuertes, las losas de hormigón armado y los puntales de arriostramiento a los registros de aceleración aplicados en dirección del eje Y y X, respectivamente. En el contrafuerte # 25 no existen esfuerzos en tensión que sobrepasaron 530 psi, por lo que este contrafuerte no presentará agrietamiento. Debido a que este contrafuerte es el más crítico para la verificación de esfuerzos, se estima que los otros

contrafuertes no presentarán agrietamiento. Además el contrafuerte no presentará levantamiento de la fundación para un nivel de agua en la represa mayor o igual al mínimo registrado por la estación del USGS ubicada en el sitio. Los puntales de arriostramiento presentaron fallas por tensión para los dos registros antes mencionados y la cantidad de puntales que fallan varía de acuerdo al registro que se esté considerando. Para el registro artificial compatible con el espectro de diseño de UBC 97 fallan la mayor cantidad de puntales de arriostramiento. Específicamente fallan 73.2 % de los puntales construidos originalmente y el 61.1 % de los puntales construidos después de las modificaciones. Al igual que en los casos anteriores cuando se analizaron las losas de hormigón armado, se observó que para ambos registros existen zonas donde los momentos últimos son mayores a la capacidad última de la losa de 94 kip-ft/ft. Estas zonas se encuentran principalmente en la parte superior de la losa de hormigón armado entre los contrafuertes de mayor altura. Como se comentó anteriormente, la falla de la losa produciría descargas de agua adicionales en la represa Guayabal.

- Se recomendó la localización y dirección de los sensores sísmicos basándose en los modos de vibración y sus respectivos coeficientes de masa efectiva. Se determinó que es crucial localizar sensores sísmicos en la sección de contrafuertes que tengan la capacidad de registrar movimientos en la dirección de los ejes Y y X definidos anteriormente (véase Figura 3-16). Preferiblemente, estos sensores sísmicos deben ubicarse entre el contrafuerte # 18 y el contrafuerte # 30. Por otro lado, la conveniencia de instalar sensores sísmicos en la sección de compuertas que puedan registrar movimiento en la dirección longitudinal de la represa debe ser evaluada con otros criterios debido a que el coeficiente de masa efectiva en esta dirección es muy pequeño. Para la dirección transversal a las compuertas no se encontró ningún modo de vibración entre los primeros 20 que

haga vibrar las torres de las compuertas en esta dirección. Es por esto que para la dirección transversal de la sección de compuertas (eje Y) no se recomienda usar ningún instrumento sísmico.

- Los resultados obtenidos se compararon con los del estudio realizado por Madera (2005). El modelo presentado en este estudio no puede ser comparado directamente con el desarrollado en el presente estudio debido a que en ese estudio se trató la sección de compuertas y la sección de contrafuertes por separado. Por tal razón el periodo de vibración para el primer modo de vibración obtenido por el estudio realizado por Madera (2005) fluctúa entre 0.4 y 0.5 seg. Al comparar este valor con el obtenido en este estudio ($T_{\text{Núñez}} = 0.19 \text{ seg}$) se observa que el modelo de Madera estima que la represa Guayabal es más flexible. Además, en el presente estudio se encontró que los elementos más vulnerables a un movimiento sísmico son las losas de hormigón armado que se encuentran entre los contrafuertes de mayor altura. Estas losas de hormigón armado no fueron analizadas para cargas sísmicas en el estudio realizado por Madera (2005) porque según su estudio las losas se encuentran cargadas a su capacidad máxima con sólo las cargas estáticas. También su estudio concluye que tanto los contrafuertes de mayor altura como todos los puntales de arriostramiento estarán cargados sobre su capacidad. Esto contrasta con lo encontrado en nuestro estudio en donde los esfuerzos en los contrafuertes son menores y la cantidad de puntales que exceden su capacidad no es el 100 %. Estas diferencias también pueden ser debido a que en el estudio realizado por Madera (2005) se utilizó un terremoto con un periodo de recurrencia de 50,000 años, lo cual se estima que es exagerado.
- De acuerdo a todos los casos estudiados se puede concluir que la represa presentará daños estructurales importantes en la losa de

hormigón armado que retiene el agua de la reserva. Estos daños se presentarán en la zona sombreada mostrada en la Figura 9-21 y como se demostró anteriormente serán fallas en cortante. Además estas zonas donde la losa falla en cortante pueden presentarse a una profundidad mayor debido a la redistribución de momentos que va a ocurrir en la losa. Esto implica que la losa de hormigón armado tendrá que ser reparada luego de que ocurra el evento sísmico para eliminar descargas adicionales que se van a producir como consecuencia de la falla de la losa de hormigón armado.

- Existe una cantidad considerable de puntales que fallan por tensión.
- Va a existir agrietamiento en los contrafuertes.
- Los análisis detallados se hicieron para la losa y el contrafuerte más críticos. Es muy probable que para otros con menor altura, el comportamiento estructural frente a los sismos considerados sea mejor.

10.2 Recomendaciones para trabajo futuro

En este estudio se utilizó el programa SAP2000 v11 para calcular las propiedades dinámicas de la represa Guayabal, en particular las frecuencias naturales, los modos de vibración asociados y otras cantidades importantes como los coeficientes de masa efectiva. Siempre existen incertidumbres en los modelos analíticos y numéricos, debido a que no se pueden representar en forma precisa las condiciones de frontera, o a que hay que truncar el modelo (por ejemplo, la fundación), o a que con frecuencia no se conocen las verdaderas propiedades de los materiales (módulos de elasticidad, pesos unitarios, etc.). En el caso de que los acelerómetros que se van a instalar en la represa registren un movimiento sísmico, estos registros se pueden usar para estimar las mismas propiedades dinámicas (frecuencias naturales y modos) antes calculadas con el modelo numérico. Con las propiedades medidas se puede calibrar el modelo de elementos finitos y se dispondrá de un modelo

confiable que permitirá, si se desea, rehacer los cálculos de la respuesta sísmica con mayor confiabilidad. Además se recomienda:

- 1) Realizar un análisis de vibración ambiental para determinar las frecuencias de vibración importantes de la represa Guayabal.
- 2) Verificar agrietamiento existente en la losa y en el contrafuerte # 25.
- 3) Realizar estudios de SASW. Reflexión y refracción sísmica para determinar la velocidad de onda S en el suelo de la represa.

LITERATURA CITADA

- ACI 318-05. (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Bureau of Reclamation. (1976). *Manual for Concrete Gravity Design*, United States Department of the Interior, Denver, CO.
- Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., and Witt, R. J. (2001). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.
- CSI. (2007). *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000*, Computers & Structures, Inc., Berkeley, California.
- DamesandMoore. (1998). "Probabilistic Seismic Hazard Analysis of Puerto Rico and Recommended Revisions to the Seismic Coefficients of the ANSI/ASCE 7-95 Standard." 39150-001-004, Report to the College of Engineers and Land Surveyors of Puerto Rico, Dames and Moore, Seattle, Washington.
- IBC. (2006). "Chapter 16 Structural Design." International Building Code, International Code Council inc., Country Clubs Hills, Illinois.
- Irizarry, J. (1999). "Design Earthquakes and Design Spectra for Puerto Rico's Main Cities Based on Worldwide Strong Motion Records " Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering and Surveying, University of Puerto Rico, Mayagüez.
- Madera, V. (2005). "Guayabal Dam, Puerto Rico. Dam Safety Studies. Static and Dynamic Structural Analysis." GUA-D8110-DSS-2005-1, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Montejo, L. A. (2004). "Generation and Analysis of Spectrum-Compatible Earthquake Time-Histories using Wavelets," Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering and Surveying, University of Puerto Rico, Mayagüez.
- Motsonelidze, N. S. (1987). *Stability and Seismic Resistance of Buttress Dams*, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Nuss, L. K. "Comparisons Between Complete and Slice Finite Element Models of a Multiple Arch and Buttress Dam." *Proceedings of the International Conference on Hydropower - Waterpower*, San Francisco, California, 2137-2146.
- Pataky, T. J., and Kemp, B. G. (1993). "Rehabilitation of the Jordan River Concrete Buttress Dam for Seismic Loads." *Concrete International*, 15(5), 55-60.

- Priscu, R. (1985). *Earthquake Engineering for Large Dams*, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Suárez, L. E. (2003). *Análisis de Estructuras con Cargas Dinámicas*, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez.
- UBC. (1997). "Structural Engineering Design Provisions." Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- USACE. (1995). "*Engineering and Design, Gravity Dam Design*", U.S. Army Corps Of Engineers, EM 1110-2-2200.