

Análisis Dinámico y Evaluación Sísmica de la represa de contrafuertes Guayabal, en Puerto Rico

Jesús M. Núñez Rolón, EIT, M.S.

Universidad de Puerto Rico Recinto Universitario de Mayagüez, Mayagüez, Puerto Rico,
jesusmnunez@gmail.com

Luis E. Suárez Colche, Ph.D.

Universidad de Puerto Rico Recinto Universitario de Mayagüez, Mayagüez, Puerto Rico,
lsuarez@uprm.edu

RESUMEN

Este artículo presenta el análisis dinámico y la evaluación sísmica de la represa de contrafuertes Guayabal ubicada en el municipio de Juana Díaz, en Puerto Rico, para establecer conclusiones 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. La represa se sometió a un registro 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. 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 un municipio vecino en un estudio realizado por la compañía Dames-&Moore. Se estudió el comportamiento de los componentes críticos y más vulnerables como los puntales horizontales, los contrafuertes y las losas de hormigón armado. Examinando los esfuerzos máximos obtenidos del modelo de elementos finitos se establecieron conclusiones sobre la integridad estructural de la represa. Se observó que la demanda considerando las cargas últimas en parte de la losa de hormigón armado será mayor que su capacidad última a flexión.

Palabras claves: Análisis modal, Modelo de Elementos Finitos, Represa de Contrafuertes, Espectros de Diseño

ABSTRACT

This article presents the dynamic analysis and seismic evaluation of a buttress dam known as the Guayabal Dam, located in Juana Díaz County, in Puerto Rico, in order to establish conclusions regarding the structural integrity of the dam in the event that a high intensity earthquake strikes the site. For this purpose, a detailed 3D finite element model was generated with the program SAP2000. The dam was analyzed using as input a record of the San Salvador earthquake of 1986 and artificial accelerograms compatible with the UBC 97 and IBC 2006 design spectra. In addition, a response spectrum analysis using the spectra defined in these codes along with a spectrum proposed for a neighboring municipality by the company Dames-&Moore was used. The behavior of the critical components of dam, the struts, buttresses and reinforced concrete slabs, was studied, to establish conclusions about the structural integrity. By examining the maximum stresses from the finite element model, conclusions about the structural integrity of the Guayabal Dam were established. It was found that the demand imposed by the ultimate loads will be larger than the ultimate flexure capacity in portions of the reinforced concrete slab.

Keywords: Modal Analysis, Finite Element Models, Buttress Dam, Design Spectra

1. INTRODUCCION

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 18.089° N y longitud -66.503° 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 y la Figura 2 muestran las localizaciones del municipio de Juana Díaz y de la represa de Guayabal, respectivamente.



Figura 1: Localización del municipio de Juana Díaz en Puerto Rico



Figura 2: Localización de la represa Guayabal en el municipio de Juana Díaz

La construcción de la represa fue terminada en el año 1913. En 1950 se le aumentó la altura en 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 al 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 1y la Foto 2 muestran, respectivamente, las secciones de compuertas y contrafuertes de la represa Guayabal.



Foto 1: Sección de compuertas de la represa Guayabal



Foto 2: Sección de contrafuertes de la represa Guayabal

2. METODOLOGÍA

2.1. MODELADO DE LOS COMPONENTES DE LA REPRESA

La represa Guayabal está compuesta por 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. La Figura 3 y la Figura 4 muestran, respectivamente, las secciones de contrafuertes y de compuertas del modelo generado de la represa Guayabal.

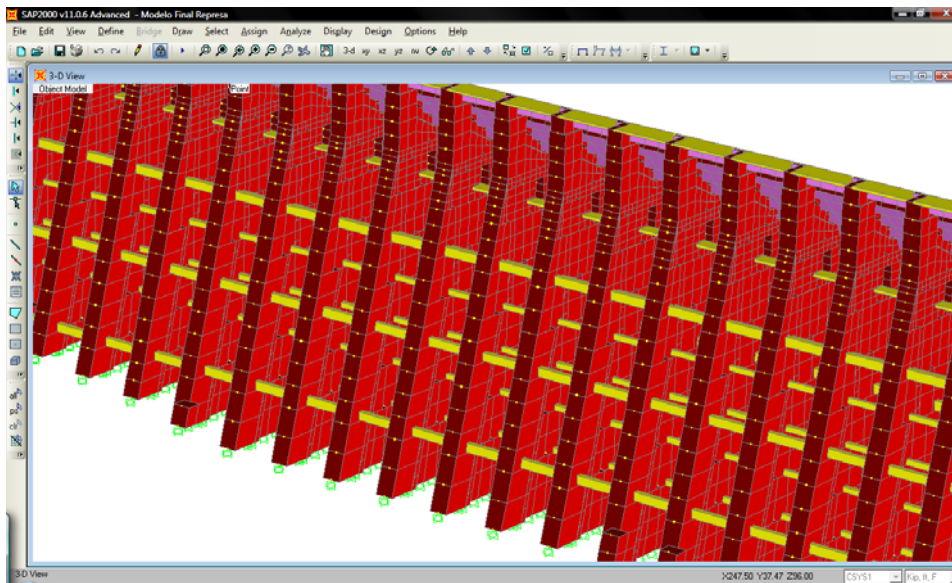


Figura 3: Sección de contrafuertes de la represa Guayabal

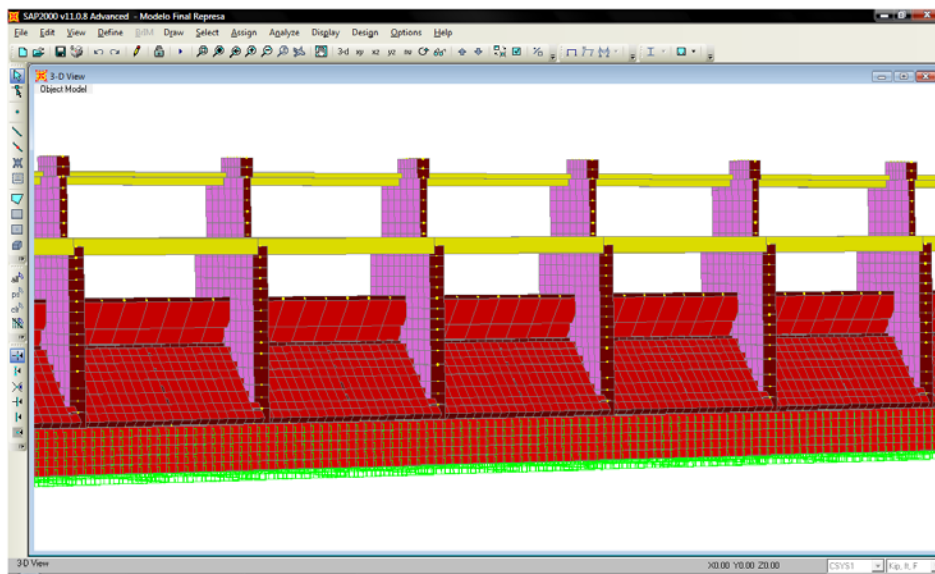


Figura 4: Sección de compuertas de la represa Guayabal

2.2. 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. Con esta distribución de presión el programa calculó la fuerza resultante de esta presión para cada elemento de cáscara y la distribuyó en igual proporción a cada uno de los cuatro nodos de los elementos.

2.3. DEFINICIÓN DE LA EXCITACIÓN SISMICA

La represa se sometió uno de los registros originales del terremoto de San Salvador de 1986 y a registros artificiales compatibles con los espectros de diseño sísmico recomendados por los códigos UBC 97 (Código de Edificación Uniforme) e IBC 2006 (Código de Edificación Internacional) que aplican a la zona de la represa. El registro de aceleración utilizado fue el obtenido en la estación del Instituto Geográfico Nacional de San Salvador Tegucigalpa, Honduras

June 4- June 6, 2008

en la dirección Este a Oeste durante terremoto de San Salvador del año 1986. Según Irizarry (1999) y Martínez-Cruzado et al. (2001), el terremoto de San Salvador de 1986 domina en casi todo el rango de periodos para la ciudad de Ponce, la más cercana a la represa entre las consideradas en estos estudios. Además se realizó un análisis de espectro de respuesta utilizando los espectros de diseño recomendados por los códigos UBC 97 e IBC 2006. 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 corresponde a 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 deberían ser comparables.

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 de acuerdo a los códigos UBC 97 e IBC 2006. 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.

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. Luego de seleccionar el registro de aceleración, se utilizaron los programas ArtifQuakeLet.m y AccelCorrect.m generados por Montejo (2004). El primer programa genera registros artificiales compatibles con un espectro de diseño usando la transformada “wavelet”. 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.

2.4. ANÁLISIS DE LA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL DE LA REPRESA GUAYABAL

Para evaluar 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 si existía tensión en la zapata mediante los esfuerzos S_{22} (obtenidos del programa SAP200 v11), para el caso donde el sismo actúa en la dirección transversal de la represa, éste 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 12-9 del código UBC-97 mostrada a continuación:

$$u_s = D + F + \frac{E}{1.4} \quad (1)$$

donde D es la carga muerta, F es la carga hidrostática y E es 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:

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

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 (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:

$$\tau_s = 4\sqrt{f_c'} \quad (3)$$

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

Para el presente caso los esfuerzos usados para la comparación fueron los S_{13} y S_{23} (obtenidos del programa SAP200 v11). 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} . La capacidad última en flexión se calculó mediante la siguiente ecuación considerando cero cargas axiales:

$$\phi M_n = \phi_f A_s f_y \left(d_{ave} - \frac{a}{2} \right) = 94 \text{ kip}\cdot\text{ft}/\text{ft} \quad (4)$$

donde $\phi_f = 0.9$ según la sección 9.3.2.1 del código ACI 318-05, y las otras cantidades son:

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

$f_y = 30 \text{ ksi}$ (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)

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

$b = 12 \text{ in}$ (ancho de losa usado para el análisis).

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:

$$1.2D + 1.3F + EQY \quad (5)$$

$$1.2D + 1.3F + EQX \quad (6)$$

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:

$$\Phi P_{n,original} = 0.80 \Phi_c [0.85 f'_c (A_{g,original} - A_{st,original}) + f_y A_{st,original}] = -451.49 \text{ kip} \quad (7)$$

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

donde $\Phi_c = 0.65$ según la sección 9.3.2.2 del ACI 318-05, 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 construidos 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:

$$\Phi P_{c,original} = \frac{0.80 \Phi_c \pi^2 EI_{original}}{(kl_{u,original})^2} = -2,478.9 \text{ kip} \quad (8)$$

$$\Phi P_{c,modified} = \frac{0.80 \Phi_c \pi^2 EI_{modified}}{(kl_{u,modified})^2} = -10,779.2 \text{ kip}$$

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 construidos 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 construidos en las modificaciones del año 1950)

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

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 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:

$$\Phi P_{t,original} = \Phi_t A_{st,original} f_y = 64.94 \text{ kip} \quad (9)$$

$$\Phi P_{t,modified} = \Phi_t A_{st,modified} f_y = 275.67 \text{ kip} \quad (10)$$

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:

$$\phi_s V_c = 4 \phi_s \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11)$$

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

3. PROPIEDADES DINÁMICAS

La Tabla 1 presenta los periodos y coeficientes de masa efectiva correspondientes a los primeros 20 modos de vibración de la represa Guayabal utilizando la metodología de elementos finitos y calculados con el programa SAP2000 v11.

Tabla 1: Tabla de periodos y coeficientes de masa efectiva

Modo	Periodo (seg)	Γ_{xn}	Γ_{yn}	Γ_{zn}
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

De la Tabla 1 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 la dirección X global (eje longitudinal de la represa). Este modo está asociado al desplazamiento en la dirección del eje X de todos los contrafuertes. La Figura 5 muestra el modo de vibración # 2 de la represa Guayabal.

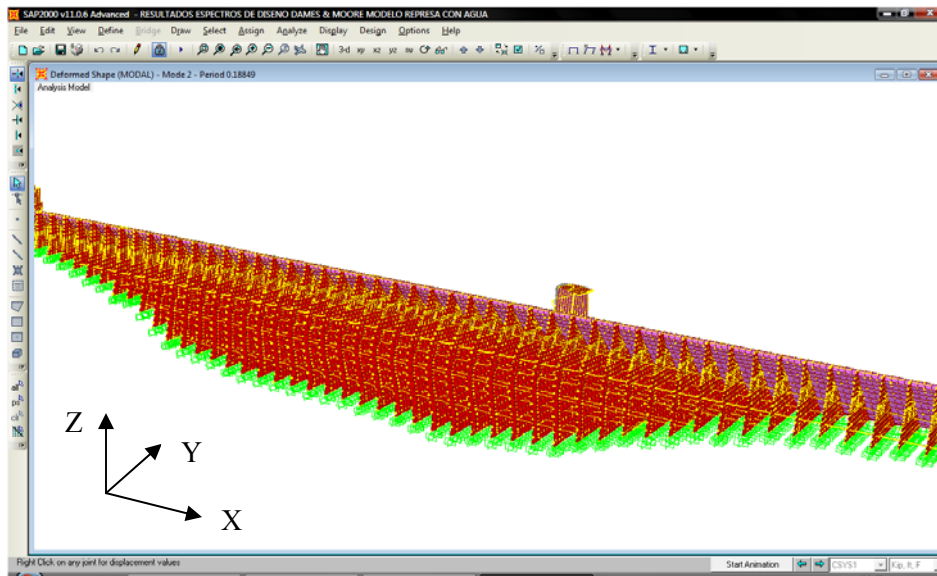


Figura 5: Modo de vibración # 2 de la represa Guayabal

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 (normal a la losa). Este modo tiene un coeficiente de masa efectiva $r_{y18} = 0.12$. La Figura 6 muestra el modo de vibración # 18 de la represa Guayabal.

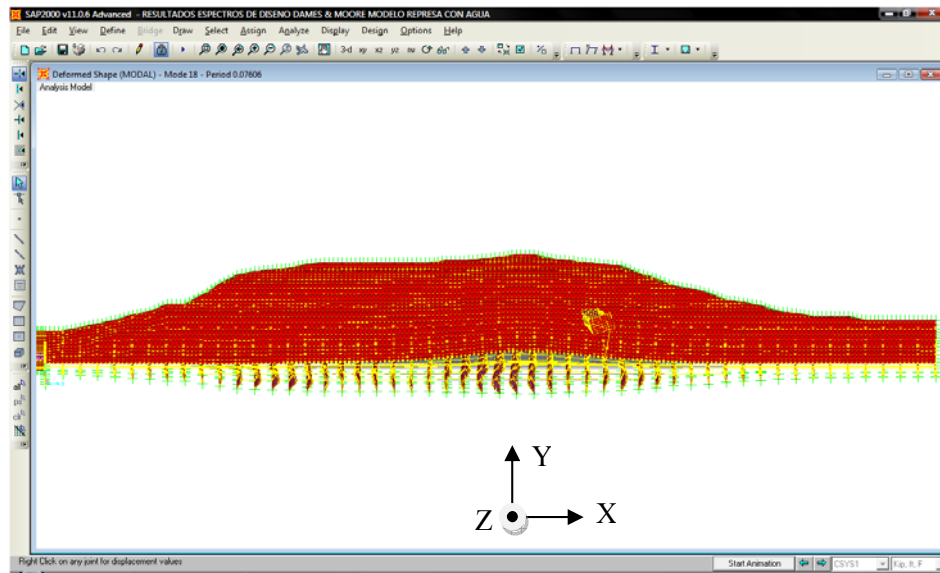


Figura 6: Modo de vibración # 18 de la represa Guayabal

4. RESPUESTA A LA EXCITACIÓN SÍSMICA

Para los análisis de espectro de respuesta realizados el contrafuerte # 25 presentó esfuerzos en tensión que sobrepasaron la capacidad en tensión del hormigón ($f_{ct} = 530 \text{ psi}$). 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 (US Geological Survey) ubicada en la represa. 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 69 % de los puntales construidos originalmente y el 53 % de los puntales construidos 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.

Para verificar la respuesta máxima de los contrafuertes, las losas de hormigón armado y los puntales de arriostramiento utilizando el registro original del sismo de San Salvador de 1986 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. A base del mínimo factor de seguridad en tensión para el contrafuerte # 25 se concluye 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 tampoco 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 % de los puntales construidos originalmente y el 39 % 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.

Los registros artificiales compatibles con los espectros de diseño UBC 97 e IBC 2006 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 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, se escogieron tiempos iguales a 2.64 seg y 2.68 seg, respectivamente. En el contrafuerte # 25 no se observaron esfuerzos en tensión que sobrepasaran 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 % de los puntales construidos originalmente y el 61 % 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 antes,

la falla de la losa produciría descargas de agua adicionales en la represa Guayabal.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se describe un estudio abarcador cuyo objetivo fue evaluar la integridad estructural de una represa de contrafuertes existente en Puerto Rico y construida a comienzos del siglo pasado. Debido a su año de construcción, la represa no fue diseñada teniendo en cuenta las sollicitaciones sísmicas que se esperan para la zona. De hecho, la información sobre la estructura es muy limitada y se reduce a una serie de planos con distinto grado de deterioro. Como Puerto Rico es una zona sísmica, se consideró necesario hacer una verificación de la capacidad de la represa a resistir cargas sísmicas usando métodos modernos e información actualizada. Además, aunque no se describe en este artículo, la represa está siendo instrumentada con una serie de acelerómetros. Para el análisis dinámico se construyó un modelo de elementos finitos tridimensional basado en una inspección minuciosa de los planos y también en visitas al sitio. Con tal fin se escogió el programa SAP2000 versión 11.0 y se usaron dos formas de definir la carga sísmica: mediante espectros de respuestas y a través de registros de aceleraciones. En todos los casos se consideró la carga sísmica combinada con el peso propio y la presión hidrostática.

De acuerdo a todos los casos estudiados se puede concluir que de ocurrir sismos similares a los considerados, la represa presentará daños estructurales importantes en la losa de hormigón armado que retiene el agua de la reserva. Esto implica que la losa de hormigón armado tendrá que ser reparada luego de que ocurra el evento sísmico para eliminar las descargas adicionales que se van a producir como consecuencia de la falla de la losa de hormigón armado. Se halló además que el contrafuerte más crítico (el de mayor altura) sufrirá agrietamiento pero esto no va a comprometer su seguridad. También se observaron fallas en los puntales que unen los contrafuertes, pero estas fallas no representan una amenaza importante comparadas con las de la losa.

6. REFERENCIAS

- ACI 318-05 (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- Dames and Moore. (1998). "Probabilistic Seismic Hazard Analysis of Puerto Rico and Recommended Revisions to the Seismic Coefficients of the ANSI/ASCE 7-95 Standard", Report 39150-001-004 to the College of Engineers and Land Surveyors of Puerto Rico, Dames and Moore, Seattle, Washington, USA.
- IBC (2006). "Chapter 16 - Structural Design." International Building Code, International Code Council, Inc., Country Clubs Hills, Illinois, USA.
- 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, Puerto Rico.
- Martínez-Cruzado, J. A., Irizarry, J., Portela, G. (2001). "Espectros de Diseño para las Ciudades Principales de Puerto Rico Basado en Registros de Aceleración Mundiales", Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 1, Nro. 1, pp. 21-31.
- Madera, V. (2005). "Guayabal Dam, Puerto Rico. Dam Safety Studies. Static and Dynamic Structural Analysis." Report GUA-D8110-DSS-2005-1, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, USA.
- 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, Puerto Rico.
- UBC (1997). "Structural Engineering Design Provisions." Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA.
- USACE (1995). "Engineering and Design, Gravity Dam Design", U.S. Army Corps of Engineers, Technical Manual EM 1110-2-2200, USA.