

DOS LECCIONES SISMOLÓGICAS DEL MEGA SISMO DE CHILE DE 2010 A SER TOMADAS EN CUENTA EN ESTUDIOS DE PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR

TWO SEISMIC LESSONS FROM THE MEGA EARTHQUAKE OF CHILE IN 2010 TO BE NOTICED IN STUDIES OF SEISMIC RISK IN ECUADOR

Roberto Aguiar Falconí ⁽¹⁾; Maximiliano Astroza Inostroza ⁽²⁾

(1) Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito-Ecuador.

raguiar@espe.edu.ec

(2) Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile. mastroza@ing.uchile.cl

Resumen

El mega sismo de Chile del 27 de febrero de 2010, ha dejado muchas lecciones importantes dentro de las cuales se pueden destacar dos relacionadas con los valores máximos de las intensidades sísmicas de un sismo interplaca tipo thrust de gran magnitud y con la relación entre la zona donde se ubican las réplicas, la longitud de ruptura y las isosistas.

El sismo tuvo una magnitud de momento $M_w = 8.8$, siendo uno de los sismos más fuertes registrados en el mundo, sin embargo los valores de las intensidades asignados a las isosistas de este evento son menores que los valores de las isosistas de sismos históricos registrados antes de 1960 en el Ecuador; tema que se analiza en este artículo toda vez que con la información macrosísmica destacada se han obtenido leyes de atenuación cuando no se cuenta con suficientes registros instrumentales y se ha inferido la magnitud de los sismos registrados antes de 1900.

De acuerdo con la información obtenida del terremoto del Maule, se comprueba que la longitud de ruptura de un sismo del tipo interplaca como el ocurrido el 27 de febrero de 2010, está relacionada con la isosista de intensidad VII, en contraste con lo propuesto por otros investigadores quienes la asocian con la isosista de intensidad VIII. Además se ha visto en este sismo que la longitud de la zona donde se concentran los mayores deslizamientos en el proceso de ruptura, si está asociada con la isosista de intensidad VIII.

Abstract

The mega earthquake of Chile occurred on February 27th, 2010, has left many important lessons, two of which can be emphasized in relation to the maximum values of the seismic intensity of a big "thrust" type interplate earthquake, and with relation between the zone where aftershock are located, the length of the rupture zone and the isoseismal curves. The earthquake had a moment magnitude $M_w=8.8$, being one of the strongest earthquakes registered around the world, although the values of the seismic intensities assigned the isoseismal curves of this event are lower than the values of the isoseismal curves from historic earthquakes registered before 1960 in Ecuador, issue that is analyzed in this article due to the importance of this macro seismic information when we don't have enough instrumental registers and when we need to infer the magnitude of earthquakes registered before 1900. According to the information gotten from Maule earthquake, it is proved that the length of the rupture zone of interplate earthquake like the occurred on February 27th, 2010, is related with the VII isoseismal curve. In addition, on this earthquake, it has been seen that the length of the zone where the maximum slip is concentrated during the rupture process, is associated with the VIII isoseismal curve.

Palabras-clave: Isosista, Interplaca, thrust.

Sin embargo vale la pena presentar y comentar las isosistas de sismos históricos del tipo intraplaca, que en algunos casos han sido sobrevalorados como en el sismo de 1797 (Aguiar, 1991).

Al analizar la historia sísmica del Ecuador, antes y después de 1900, se comprueba que en el pasado hubo una gran actividad sísmica que produjo la destrucción de la ciudad de Loja, el 20 de enero de 1749; de la antigua ciudad de Riobamba el 4 de febrero de 1797 y de la ciudad de Ibarra el 16 de agosto de 1868.

En las crónicas del Padre Juan de Velasco (1789), sobre el sismo de Loja, se indica que la Iglesia de San Francisco, construida en 1564, fue destruida por el terremoto. Considerando que en esa época la Iglesia era la estructura más importante del lugar y si está quedó destruida muy probablemente las demás construcciones de un piso, construidas con adobe, también fueron muy afectadas por el sismo. La Iglesia de San Francisco fue reconstruida por el Corregidor Pedro Valdivieso con paredes de adobe, tal vez más gruesas y todavía sigue en pie.

Con relación al sismo de 1797, cuya magnitud inferida es 8.1 (NEIC), destruyó completamente la ciudad de Riobamba la ya que se reconstruyó en la ciudad en Gatazo trasladándose luego al sitio actual de Riobamba debido a que el sitio de Gatazo tenía problemas de humedad por las intensas lluvias (Aguiar, 1991). En la Figura 2, se indica que la intensidad en la zona epicentral de este sismo es de X grado (Barahona, 2002).

Con relación al sismo de 1868, conocido como el sismo de Ibarra, hubo gran daño en las ciudades de Otavalo, Atuntaqui e Ibarra, aunque en esta última ciudad el daño fue menor. La magnitud inferida para este sismo fue de $M_w = 7.7$ (NEIC). En la Figura 3 se muestran las isosistas de este sismo, en las que se aprecian dos áreas con intensidad X (Observatorio Astronómico, 1960), es decir nuevamente las intensidades asignadas son altas.

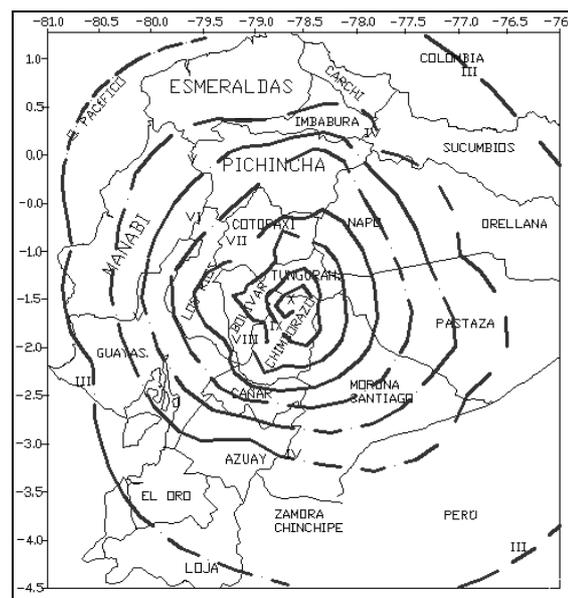


Figura 2. Isosistas del sismo de 1797.

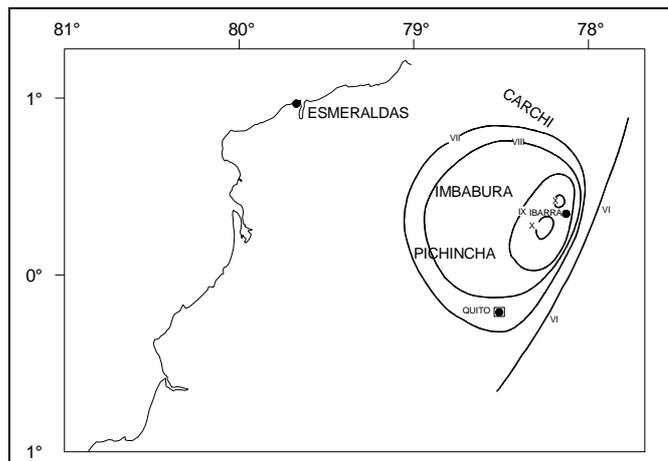


Figura 3. Isosistas del sismo de 1868.

Algo similar ha sucedido con algunos sismos fuertes registrados en el siglo XX, por citar uno, el sismo de Pelileo del 5 de agosto de 1949, que tuvo una magnitud $M_w = 6.93$. Este sismo destruyó la ciudad de Pelileo y causó un daño considerable en la ciudad de Ambato. La destrucción de Pelileo en parte se debió a los deslizamientos de los cerros que la rodean. A este sismo algunos investigadores le han asignado una intensidad epicentral de XI grados en la escala de Mercalli Modificada (CERESIS, 1981). En la Figura 4 se muestra las isosistas de este sismo donde se aprecia que la intensidad máxima es de X.

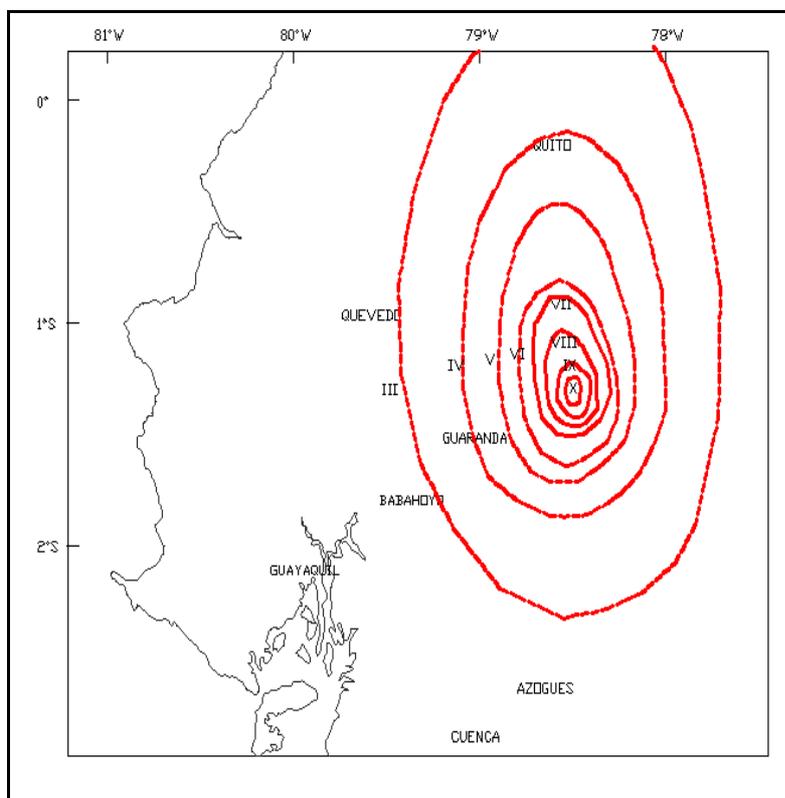


Figura 4. Isosistas del Sismo de Pelileo 1949.

La mayor parte de las viviendas que fueron afectadas por el sismo de 1949, eran de adobe o bahareque. Estas últimas tienen buen comportamiento sísmico siempre y cuando la

madera o caña de guadúa se encuentre en buen estado de conservación. En la Figura 5, a la izquierda se aprecian varias casas de adobe, destruidas por el sismo de 1949. A la derecha en cambio se ve como quedó la Catedral de Ambato, donde murieron 70 niños.



Figura 5 Daño registrados en el sismo de 1949.

Los sismos presentados son de tipo intraplaca y se han considerado en este trabajo con el propósito de ver la necesidad de volver a estudiar sus intensidades y si es del caso volver a definir sus parámetros macrosísmicos.

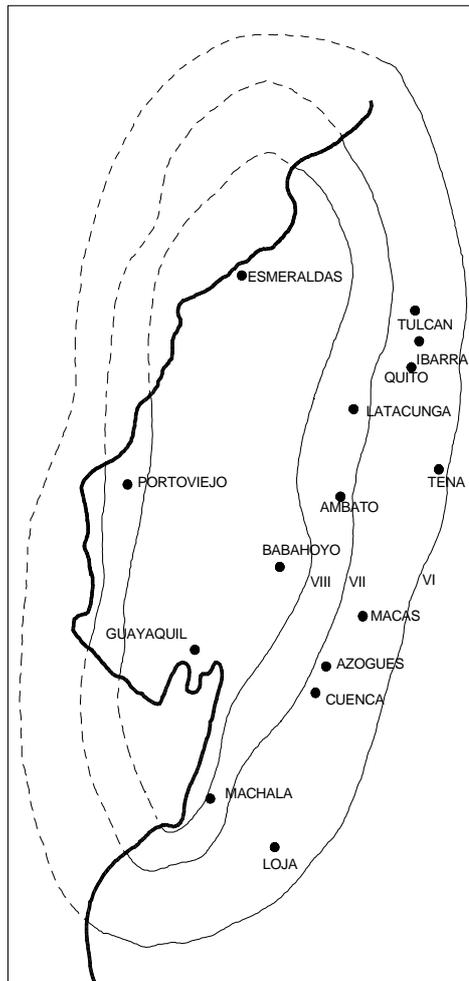


Figura 6. Isosista del sismo de Manabí de 1942, (Latitud -0.01 S. Longitud -81.12 W)
Fuente: Observatorio Astronómico.

Por otra parte, un sismo de subducción, en el cual se pueden aplicar las lecciones del sismo de Chile de 2010, es el de 1942, cuyo hipocentro se halla en zona de subducción central indicada en la Figura 1. En la Figura 6 se muestran las isosistas del sismo del 13 de mayo de 1942, denominado sismo de Manabí, que tuvo una magnitud de 7.90, una profundidad focal de 50 km., y las coordenadas epicentrales fueron latitud -0.01 S., longitud -81.12 W. (Fuente: NEIC). Se destaca que el Observatorio Astronómico (1942) asignó una profundidad focal entre 40 y 60 km.

Luego del sismo de 1942 se llegó a pensar que el Hormigón Armado no era un material adecuado para construir en zonas sísmicas debido al gran daño que tuvieron en Guayaquil las estructuras de 4 y 5 pisos, denominadas en la época como “*rasca nubes*” por su altura. El daño en estos edificios se debió a que se cimentaron en el primer estrato de suelos, no como ahora que se asientan sobre pilotes, por lo que hizo que los llamaran “*rasca lodos*” (Astudillo, 1942). Es probable que el daño registrado en estos edificios haya influido en la asignación de una intensidad en la escala de Mercalli de VIII.

2. LEYES DE ATENUACIÓN

En países donde no se dispone de suficiente información instrumental de sismos fuertes, no queda más opción que recurrir a la información macrosísmica para obtener leyes de atenuación de movimiento del suelo o para encontrar la longitud de ruptura de un sismo.

Existen varios modelos, para encontrar leyes de atenuación de la intensidad sísmica a partir de curvas isosistas, una de ellas es la propuesta por Sponheuer (1960), la que se indica a continuación.

$$I_0 - I_i = k \log\left(\frac{D_i}{h}\right) - b * (D_i - h) \quad (1)$$

Donde I_0 es la intensidad macrosísmica en el epicentro; I_i es la intensidad de la isosista con radio medio R_i ; D_i es la distancia hipocentral, $D_i = \sqrt{R_i^2 + h^2}$; h es la profundidad hipocentral; k, b son coeficientes que deben determinarse en base a las isosistas macrosísmicas.

Otro modelo es el propuesto por Shebalin(1968), el que fue derivado a partir de la atenuación de la energía disipada desde un foco puntual. La ecuación propuesta es la siguiente.

$$I_i - I_0 = A + B \ln R + C R \quad (2)$$

Donde A, B, C , son coeficientes a determinar de las curvas isosistas.

Otra ley basada en conceptos energéticos es la de Blake-Shebalin y es adecuada para atenuaciones físicas pequeñas; su ecuación es la siguiente (Shebalin, 1968).

$$I_i = I_0 - \gamma \log \sqrt{\frac{R_i^2 + h^2}{h^2}} \quad (3)$$

En este caso el coeficiente γ se determinará con las curvas isosistas disponibles.

En los tres modelos presentados no se incluye la magnitud del sismo en la ley de atenuación. Siendo éste un parámetro fundamental, de ahí la importancia del modelo propuesto por Howel y Schultz (1975) cuya expresión se indica a continuación.

$$I_i = A M + B \ln R + C R + D \frac{I_o}{R} \quad (4)$$

Donde M es la magnitud y A, B, C, D son los coeficientes a determinar con las isosistas disponibles.

A partir de la propuesta de Howel y Schultz se han realizado y obtenido leyes de atenuación para Venezuela (Grases, 1980; Gershanik y Gajardo 1983, Quijada *et al.* 1993); Ecuador (Aguiar, 1982, 1988, Aguiar y Castro 2009, Aguiar *et al.* 2010); Perú y Chile (Saragoni, 1980); Chile y Argentina (Saragoni *et al.* 1982). En todos los trabajos indicados se obtuvo en primer lugar una ley de atenuación de intensidades, con una formulación muy similar a la ecuación (4) pero posteriormente se empleó una relación entre intensidades y aceleración máxima del suelo. Para el caso de Ecuador se utilizó la propuesta por Saragoni *et al.* (1982), la que se indica a continuación.

$$\log A_{\max} = 0.345 I_{MM} - 0.222 \quad (5)$$

Donde A_{\max} es la aceleración máxima esperada; I_{MM} es la intensidad en la escala de Mercalli Modificada.

Aguiar *et al.* (2010), al trabajar con las isosistas de los sismos de Esmeraldas de 1906, 1958, 1976; Manabí 1942; Bahía de Caráquez 1956 y 1998 y Tumaco 1979. Todos ellos tipo interplaca, encontró la siguiente ley de atenuación.

$$I_{MM} = -1.484 + 1.402 * M_w - 0.545 * \ln(D + 10) \quad (6)$$

Donde D es la distancia al hipocentro.

Para Chile, Barrientos (1980) propuso a partir de los datos de intensidades de sismos ocurridos durante el siglo XX la ley de atenuación de la intensidad sísmica siguiente:

$$I = 1.3844 * M - 3.7355 * \log_{10}(D) - 0.0006 * D + 3.8461$$

Como se puede apreciar, las leyes de atenuación de intensidades se han obtenido a partir de las intensidades estimadas para sismos históricos y por ello se debe estar muy seguro que estos datos estén bien estimados.

En la figura 7 se presenta la ley de atenuación de las Intensidades, para un sismo de magnitud 8.8, aplicando las leyes de atenuación de Aguiar *et al.* (2010) para Ecuador y de Barrientos (1980) para Chile. Se aprecia que para distancias hipocentrales menores que 100 km., la ley de atenuación de Aguiar *et al.* (2010) reporta valores más bajos pero para distancias hipocentrales mayores a 100 km., reporta valores más altos.

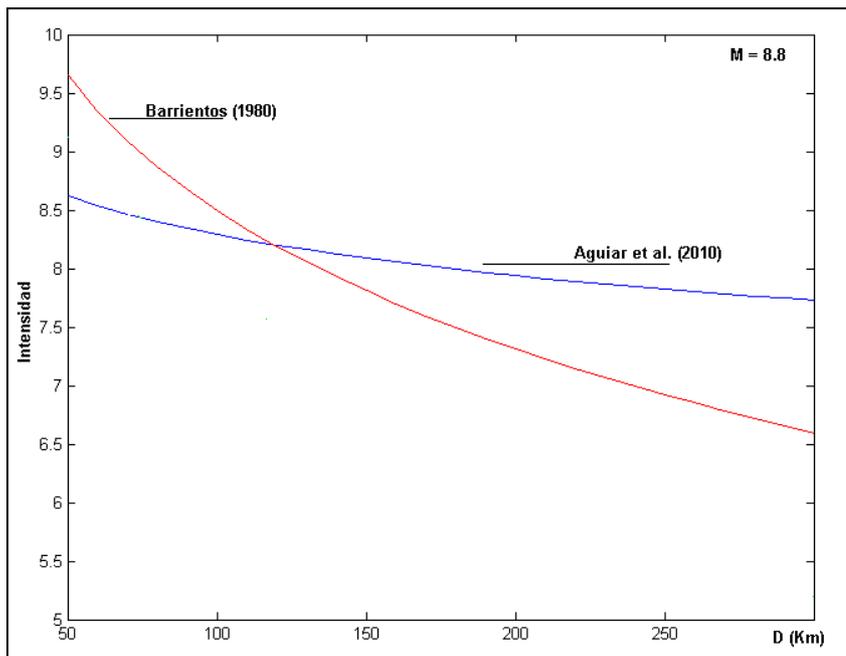


Figura 7. Leyes de atenuación para sismos Interplaca de Ecuador y Chile.

3. LONGITUD DE RUPTURA

Existen algunas fórmulas empíricas para encontrar la magnitud máxima de un sismo, en función de la longitud de ruptura L . La mayor parte de ellas tienen la forma siguiente:

$$M_{\max} = A \log L + B \quad (7)$$

Donde: M_{\max} es la magnitud máxima esperada; A y B son constantes que se obtienen por regresión lineal.

Investigadores como Acharya (1979), proponen calcular las constantes A y B , en función de la localización geográfica. Otros como, Slemmons (1977) recomiendan calcular estas constantes de acuerdo al tipo de falla.

Dorbath *et al.* (1990) propone calcular la longitud de ruptura L , midiendo el eje mayor de la curva de la isosista de intensidad VIII en la escala de Mercalli. Llegó a esta conclusión luego del estudio de las réplicas de varios sismos y demostró que la longitud mayor del área de las réplicas es aproximadamente igual a la longitud del eje mayor de la curva de isosistas de intensidad VIII. Se destaca que las réplicas se producen a lo largo de la longitud de ruptura y en los extremos de la misma, de tal manera que desde un punto visto riguroso, la longitud de ruptura es menor a la longitud de las réplicas. Retomando el tema se debe indicar que la ecuación propuesta por Dorbath *et al.* (1990) para hallar la magnitud máxima es la siguiente.

$$M_w = 1.62 \log L + 4.44 \quad (8)$$

Ccallo y Tavera (2002) incorporan un factor de ajuste K a la ecuación de Dorbath *et al* (1990) para poder encontrar la magnitud M_w a partir de isosistas de diferentes intensidades.

$$M_w = 1.62 \log\left(\frac{L}{K}\right) + 4.44 \quad (9)$$

Cuando se trabaja con la isosista de Intensidad VIII el valor de $K = 1$, para intensidad VII, se tiene $K = 2$. Para intensidad VI, el valor de $K = 4$. Lo importante es notar que se puede hallar la longitud de ruptura de un sismo, en forma aproximada, a partir de las curvas isosistas de intensidades.

Pero para sismos interplaca tipo thrust de gran magnitud (Chile 2010) como se destaca más adelante, la longitud de ruptura no está asociada con el eje mayor de la isosista de intensidad VIII sino a la de la isosista VI De ahí que es importante estudiar las lecciones sismológicas dejadas por este sismo.

4. SISMO DE CHILE DE 2010

El mega sismo del 27 de febrero de 2010, ocurrió a las 03:34 hora local y tuvo una magnitud $M_w = 8.8$ siendo el mayor sismo registrado instrumentalmente en el mundo (Kanamori, 2010). El hipocentro o lugar donde se inicia la ruptura está ubicado en las coordenadas geográficas: $36^{\circ} 17' 23''$ S., y $73^{\circ} 14' 20''$ W, a una profundidad estimada de 30 km (Barrientos, 2010).

En la Figura 8 se indica el hipocentro del sismo (ver estrella roja) junto con las réplicas con magnitud mayor que 4.7. Por cierto, en el recuadro de la derecha se indica las réplicas y el tiempo transcurrido en días. Como era de esperarse a medida que pasa el tiempo la actividad sísmica fue disminuyendo pero hubo una gran cantidad de réplicas en los primeros 20 días. En los primeros tres meses se han registrado 283 sismos con magnitud $M_w > 5$ y 22 sismos con magnitud $M_w > 6$. No ha habido réplicas con magnitud $M_w > 7$.

El sismo ocurrió sobre el límite del contacto entre la placa de Nazca y la placa sudamericana, en un área que tiene una longitud aproximada de 450 km. por 150 km. de ancho (Barrientos, 2010). En el primer recuadro de la Figura 8 se aprecia la parte superficial de la fosa marina, la misma que se halla aproximadamente a 130 km., de la costa y es el límite del desplazamiento súbito de la placa que dio origen al sismo de 2010.

En la Figura 9 se indica la distribución de los desplazamientos en el contacto entre las placas de Nazca y de Sur América, encontrados por Bufforn, Pro y Madariaga usando el método de Kikuchis y Kanamori. (Lancieri *et al.* 2010). De esta figura, dos aspectos son importantes destacar por el momento, el primero que el deslizamiento máximo horizontal es de 9 m de acuerdo a este modelo, las flechas indican el sentido y la magnitud del deslizamiento; el segundo que aceptando una velocidad de ruptura de 3.5 km/s y que la ruptura se propagó en el área indicada en la Figura 9, la duración del terremoto es del orden de 120 segundos lo que está de acuerdo con los registros.

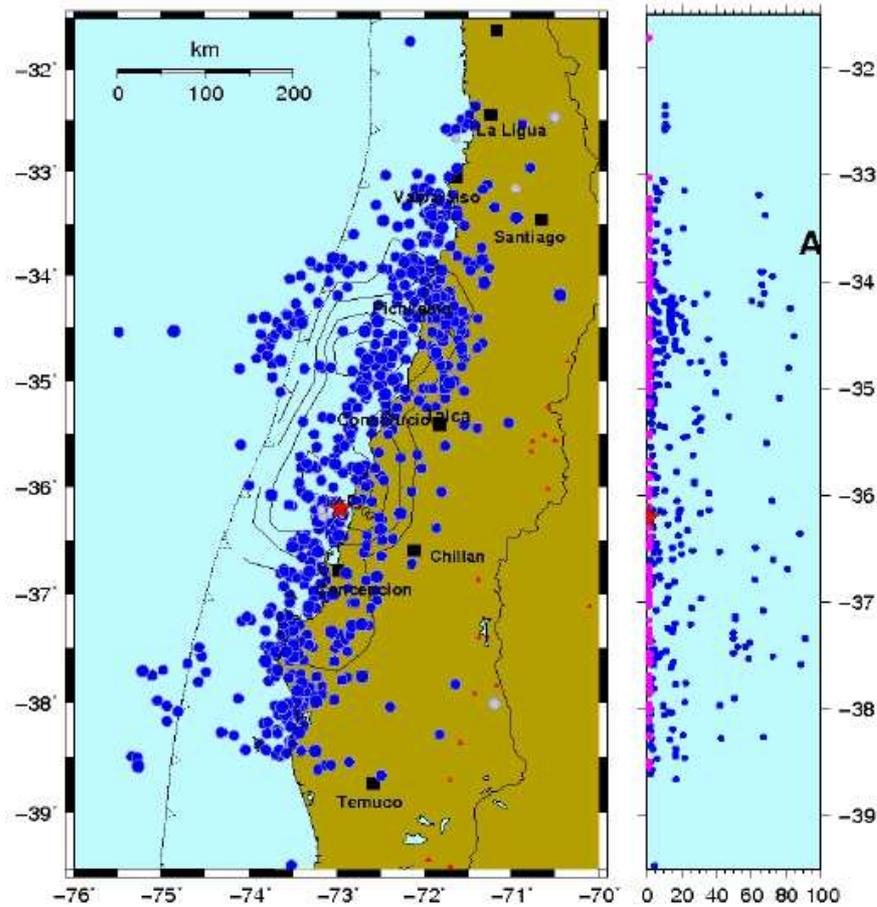


Figura 8. Réplicas del sismo del 27 de febrero de 2010.

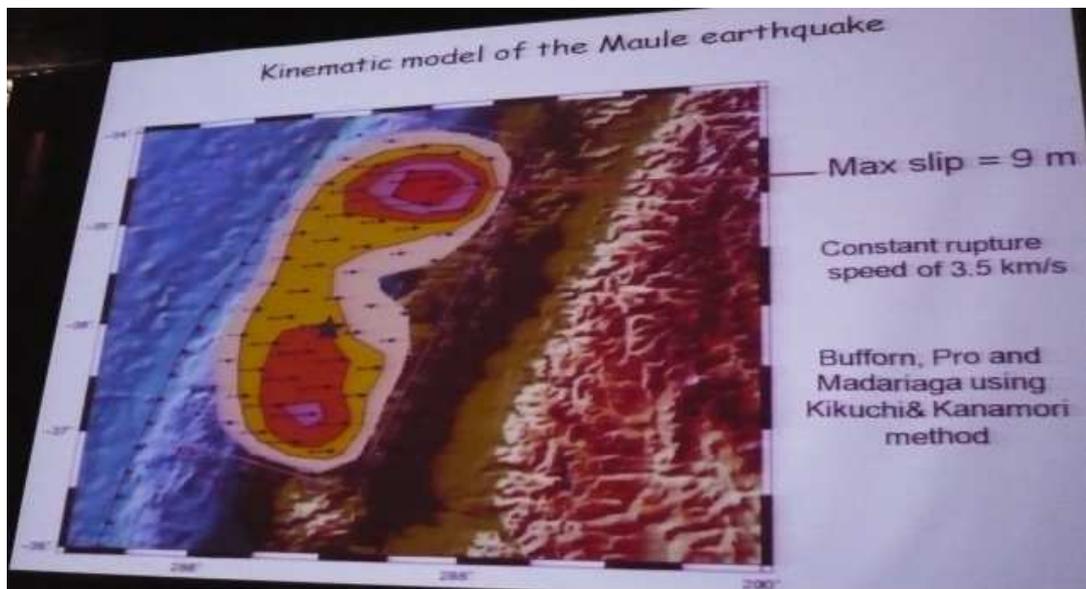


Figura 9. Deslizamiento de las placas tectónicas durante el sismo de 2010 (Lancieri *et al.*, 2010)

5. INTENSIDADES SÍSMICAS

Para determinar la intensidad sísmica se usó la relación entre la distribución del daño y la intensidad sísmica (Monge y Astroza, 1989). Esta metodología ha sido aplicada en Chile,

aceptando que las viviendas de adobe pertenecen a una Clase A de vulnerabilidad, las viviendas de albañilería sin refuerzo a una Clase B de vulnerabilidad y las viviendas de albañilería confinada a una Clase C de vulnerabilidad.

Las intensidades se determinaron en 98 localidades por inspección visual de los daños de una muestra de viviendas de adobe y albañilería confinada ubicadas en un sector vecino a la Plaza de Armas de cada localidad, siendo el valor estimado representativo de las condiciones locales del sector revisado (Astroza et al., 2010).

En la Figura 10 se muestran las intensidades estimadas y las curvas isosistas trazadas a partir de estas intensidades. La forma regular de estas isosistas se debe a que representan las intensidades en un suelo Tipo II, según la clasificación de la norma NCh433 (1996), y por lo tanto no consideran los efectos beneficiosos o desfavorables que produce otro tipo de suelo.

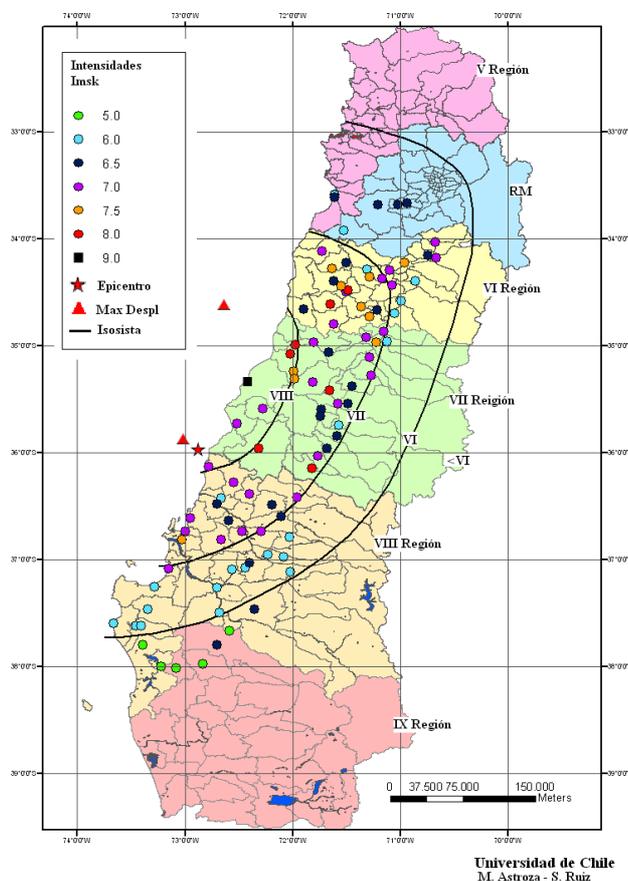


Figura 10. Intensidades en la escala MSK-64 e isosistas del terremoto del 27 de Febrero de 2010 (Astroza et al., 2010)

En la Figura 10 se observa que la intensidad sísmica más alta se produjo en la VI y VII Región de Chile y se comprueba que la longitud de la zona donde se produce una intensidad sísmica de VIII grados es del orden de 200 km, ubicándose aproximadamente entre las latitudes 34,5° Sur y 36,5° Sur. Al mirar las figuras 8 y 10 se concluye que la longitud de ruptura del sismo de Chile, es aproximadamente igual a la longitud mayor de la isosista de intensidad VII.

Además, el daño se atenúa rápidamente hacia el sur del epicentro, lo que es consecuencia de que el mayor deslizamiento en la zona de ruptura del contacto entre la placa de Nazca y Sudamericana se produjo mayoritariamente hacia el norte del epicentro como se muestra en la Figura 8.

6. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Se ha presentado información macrosísmica de sismos registrados en el Ecuador, la misma que incluye: mapas de isosistas, leyes de atenuación y forma de obtener la longitud de ruptura a partir de las isosistas de Intensidades. Por otra parte, se ha indicado datos importantes del mega sismo de Chile del 27 de febrero de 2010.

Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- Es importante volver a estudiar la información macrosísmica del Ecuador ya que de ella se puede obtener importantes datos para estudios de peligrosidad sísmica.
- Para sismos del tipo intraplaca la longitud de ruptura de un sismo se puede hallar a partir de la curva de Intensidad VIII, como lo propone Dorbath. Pero para sismos interplaca tipo thrust, se ha visto en el sismo de Chile, que está relacionada con la curva de Intensidad VII.

REFERENCIAS

1. Acharya H., (1979), "Regional variations in the rupture-length magnitude relationships and their dynamical significance", *Bulletin of Seismological Society of America*, **69** (6), 2063-2084.
2. Aguiar R., (1982), *Cuantificación de la amenaza sísmica del Ecuador en términos probabilísticos y mapa de zonificación*. Tesis de Maestría en Ciencias. Universidad Central de Venezuela, 179 p., más planos. Caracas.
3. Aguiar R., (1988), "Leyes de atenuación, una contribución a la zonificación sísmica del Ecuador", *IV Encuentro Nacional de Ingeniería Estructural. Politécnica del Ejército*, 364-379, Quito.
4. Aguiar R., (1991), "El sismo del 4 de febrero de 1797", *VI Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Escuela Politécnica Nacional*, 10 p., Quito.
5. Aguiar R., Castro C., (2009), "Ley de atenuación para estudios de peligrosidad sísmica en el Ecuador", *Revisa Ciencia. Escuela Politécnica del Ejército*, **12** (2), 122-145, Quito.
6. Aguiar R., García E., Villamarín J., (2010); "Leyes de atenuación para sismos corticales y de subducción para el Ecuador", *Revista CIENCIA. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, **13** (1), 1-18, Quito.
7. Astroza A., Cabezas F., Moroni M., Massone L., Ruiz S., Parra E. Cordero O., Mottadelli A., (2010) "Intensidades sísmicas en el área de daños del terremoto del 27 de febrero de 2010", *www.eqclearinghouse.org, Preliminary Report Now Available, EERI, Chile Earthquake Clearinghouse Magnitude 8.8 on February 27, 2010*.
8. Astudillo R., (1942) "Guayaquil zona sísmica y las predicciones del Coronel Ricardo Astudillo", *El Universo, pag., 19 del 18 de mayo de 1942*, Guayaquil.

9. Barahona D., (2002), *Zonificación Sísmica de los Suelos de Riobamba*, Tesis de Grado. Escuela Politécnica del Ejército, 128 p. Más Anexos. Quito.
10. Barrientos S., (2010), *Terremoto Cauquenes 27 de febrero de 2010. Informe Técnico actualizado 27 de mayo de 2010*, Servicio Sismológico. Universidad de Chile, 20 p. Santiago.
11. Barrientos S., (1980), *Regionalización Sísmica de Chile*. Tesis para optar grado de Magister en Ciencias con mención en Geofísica, Departamento de Geofísica, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.
12. Callo F., Tavera H., (2002), “Estimación de Mw a partir de isosistas de intensidad máxima para sismos de subducción ocurridos en el Perú”, *Compendio de trabajos de investigación, CNDG-Biblioteca, Instituto Geofísico del Perú*, **V. 3**, 59-70, Lima.
13. Dorbath L., Cisterna A., Dorbath C., (1990), “Assessment of the size of large and great historical earthquakes in Peru”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **80 (3)**, 551-576.
14. Grases J., (1980), *Investigación sobre los sismos destructores que han afectado al Centro y Occidente de Venezuela*, Proyecto INTEVEP, Caracas, Venezuela.
15. Howel H., y Schultz T., (1975), “Attenuation of modified Mercalli Intensity with distance from the epicenter”, *Bulletin of Seismological Society of America*, **62 (3)**, 651-665.
16. Kanamori H. (2010), “Sismología de grandes Terremotos”, *Conferencia Magistral dictada en la inauguración del X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica*. Universidad de Chile, Santiago de Chile.
17. Lancieri M., Ruiz S., Madariaga R., Bufforn E., Allgeyer S., Vigny Ch., Socquet A., Vilotte J:P., Campos J., and The Montessus de Ballore Team, (2010), “The Mw 8.8 Maule Earthquakes of 27 february 2010”, *X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica*. Universidad de Chile, Santiago de Chile.
18. Monge J. y M. Astroza, (1989), “Metodología para determinar el grado de intensidad a partir de los daños”, *5as Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Vol. **1**, 483-492, Santiago, Chile.
19. NCh433, (1996), *Norma Chilena NCh433, Diseño sísmico de edificios*, Primera Edición, Instituto Nacional de Normalización, INN-Chile.
20. NEIC (2010), *Información sobre el sismo del 27 de febrero de 2010*, Centro Nacional de Información del Servicio Geológico de los Estados Unidos. USGS.
21. Observatorio Astronómico, (1942), “Estudio preliminar del temblor del 13 de mayo de 1942”, *Área Macrosísmica*.
22. Quijada P., Gajardo E., Franke M., Kozuch J., Grases J., (1993), “Análisis de amenaza sísmica de Venezuela para el nuevo mapa de zonificación con fines de Ingeniería”, *Memorias del VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo Resistente*, Mérida, Venezuela.
23. Saragoni R. (1980), “Características de los movimientos sísmicos latinoamericanos y su influencia en el diseño sísmico de la región andina”, *Revista del Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza*, **60**, Argentina.
24. Saragoni R., Crempien J., y Ayala R., (1982), “Características experimentales de los movimientos sísmicos sudamericanos”, *Revista del IDIEM*, **21 (2)**, 67-86, México.
25. Shebalin N., (1968) “Método de utilización de datos ingeniero-geológicos en la zonificación sísmica de la URSS”, *Nauka*, 95-111.
26. Slemmons D., (1977), “State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States, Report 6. Faults and earthquake magnitude:U.S.”, *Army Corps of Engineers*,

- Waterways Experimental Station, Soil and Pavements Laboratory, Vicksburg, Mississippi, Miscellaneous Paper S-73-1, 129 p*
27. Sponheuer W. (1960), *Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik* (Methods for depths estimation in macroseismic), Freiburger Forschungs-Hefte **C-88**, 117 p., Akademie Verlag Berlin.
 28. Toulkeridis T., (2009), “Geodinámica y Vulcanología del Ecuador (Continental e Insular) Amenazas, Vulnerabilidad y Riesgos”, Encuentro Internacional sobre gestión del Riesgo Natural con énfasis en el Sector Eléctrico. Universidad San Francisco de Quito, Quito, Ecuador.
 29. Velasco J., (1789), *Historia moderna del Reino de Quito y crónica de la Provincia de la Compañía (1789)*, Imprenta de la Caja del Seguro 1941. Se encuentra en Internet.

DOS MODELOS DE ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADOS PARA PUENTES CON AISLADORES FPS. CASO DE PUENTE NORTE

Roberto Aguiar Falconí y Jorge Játiva Guerrero.

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
raguiar@espe.edu.ec
jljativa@hotmail.com

RESUMEN

Se realiza el análisis sísmico, del Puente Norte que tiene aisladores de base tipo péndulo de fricción FPS y que se halla ubicado en el estuario del río Esmeraldas en Ecuador, mediante dos modelos simplificados. En el primer modelo no se considera la presencia del suelo que está en la parte exterior de los estribos tipo cajón; en el segundo modelo si se considera este suelo y es modelado con elementos finitos rectangulares.

Por otra parte el FPS es modelado como un resorte cuya rigidez se obtiene en función del período objetivo y del radio de curvatura del aislador. En cambio en el segundo modelo a más del resorte se tomó en cuenta el amortiguamiento del aislador obtenido en forma experimental.

Se consideró un modelo elasto perfectamente plástico para definir las curvas carga deformación del suelo que rodea a los pilotes, el mismo que es modelado mediante resortes. Finalmente se debe indicar que se trabajó con elementos finitos lineales con masa uniforme distribuida en los pilotes y con elementos rectangulares en la pila central del puente.

Las respuestas encontradas fueron comparadas en término de desplazamientos y de fuerzas horizontales, generados con un acelerograma artificial compatible con el Espectro del Código Ecuatoriano de la Construcción, para el sitio en que se halla el puente Norte.

Palabras claves: (aisladores-FPS-espectro-desplazamientos-deformaciones-suelo-resorte)

ABSTRACT

Seismic analysis is performed, the North Bridge has a pendulum-type base isolators FPS bearings and which is located in the Esmeraldas River estuary in Ecuador, using two simplified models. In the first model does not consider the presence of soil that is on the outside of the box type brackets, the second model if one considers this land and rectangular finite-element-modeling.

Moreover the FPS is modeled as a spring whose stiffness is obtained according to the period goal and the radius of curvature of the insulator. In the second model change over spring took into account the damping of the isolator obtained experimentally.

It was considered a model for defining elastic perfectly plastic load deformation curves of the soil surrounding the piles, it is modeled by springs. Finally we should mention that we worked with linear finite elements with uniform mass distribution in the piles and rectangular

elements in the central pier of the bridge.

The responses found were compared in terms of displacement and horizontal forces generated by an artificial accelerogram compatible with the Ghost of the Ecuadorian Code of Construction, to the place where the bridge is North.

Key words: (insulator-FPS-spectrum-displacement-deformation-floor-spring)

1. INTRODUCCIÓN

Sobre el estuario del río Esmeraldas, en Ecuador se construyó tres puentes con aisladores de base tipo péndulo de fricción, denominados: Puente Sur, que tiene 160 m., de luz; Puente Norte de 120 m., de luz y Puente Norte 1, de 108 m., de luz. En este artículo se analiza el Puente Norte ante la acción de un sismo artificial que tiene una duración de 20 s., y es compatible con el espectro del Código Ecuatoriano de la Construcción, para la zona del proyecto en un perfil de suelo S2. El registro tiene una aceleración máxima de 0.4 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

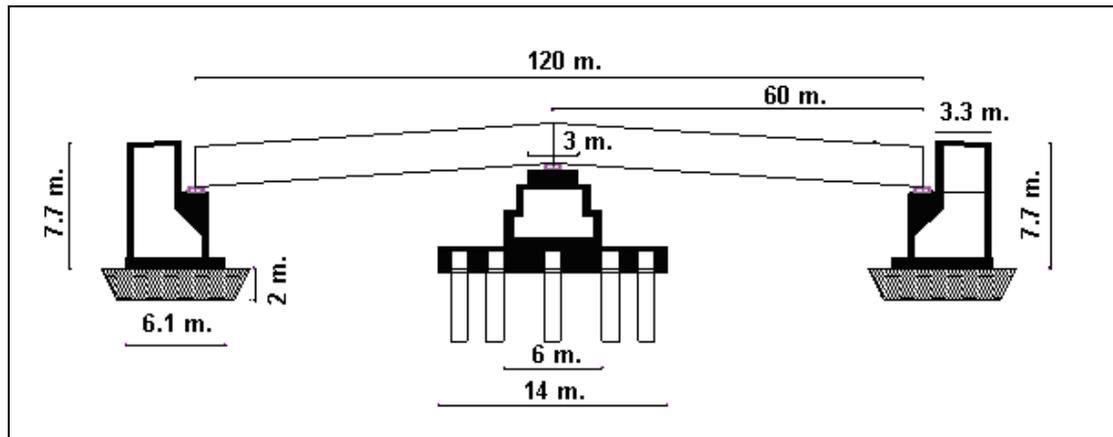


Figura 1 Geometría del Puente Norte.

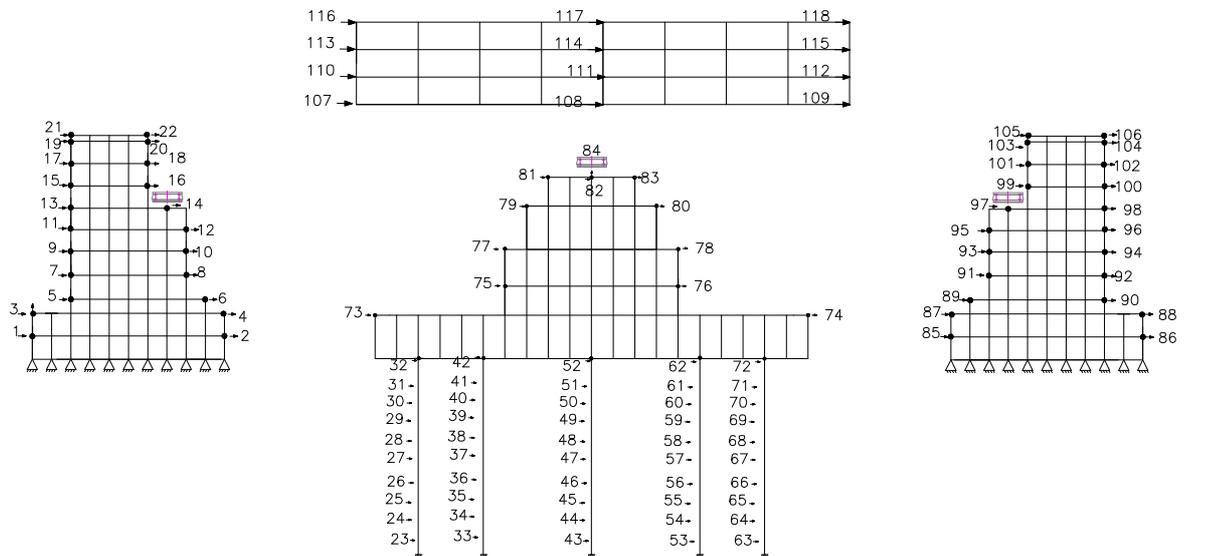
En la figura 1 se presenta la geometría del puente Norte, que está compuesto por dos estribos tipo cajón cerrados sobre una cimentación de hormigón ciclópeo de 2 m., de altura y una pila central que descansa sobre 10 pilotes de 1.22 m., de diámetro cimentados a 17 m., de profundidad. Por lo tanto, el puente tiene 3 apoyos y sobre cada uno de ellos se han colocado 3 aisladores FPS (Frictional Pendulum System), de tal manera que el puente tiene 9 aisladores tipo péndulo de fricción.

La superestructura está compuesta por 6 vigas de acero estructural ASTM A-588, con características especiales de resistencia a la oxidación, tipo *I*, de espesor variable los mismos que se apoyan sobre los 9 aisladores sísmicos. Sobre estas vigas se encuentra el tablero del puente, que es una losa maciza de hormigón armado de 0.25 m; luego se tiene una capa de asfalto de 0.075 m., con sus respectivas veredas y parterre central. El ancho del puente es de 18.90 m., que permite tener cuatro carriles.

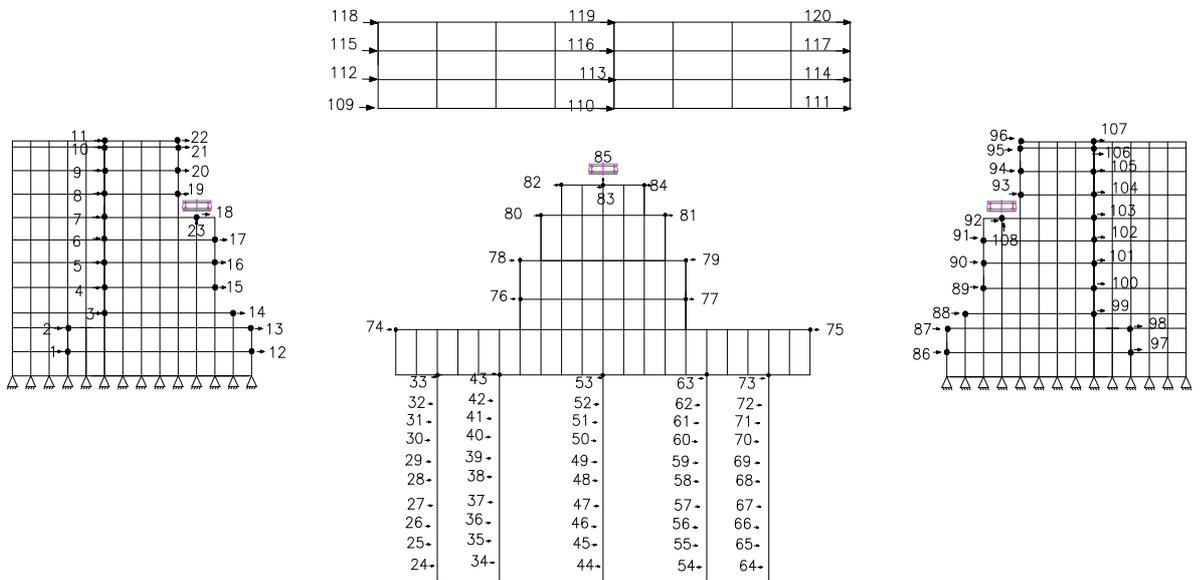
Se consideraron dos modelos de análisis, el primero no considera el suelo que existe en la parte exterior de los estribos y el segundo si toma en cuenta este suelo, el mismo que es modelado con elementos finitos rectangulares. En la figura 2 se muestran los dos modelos de análisis, con sus respectivos grados de libertad considerados para hallar la respuesta sísmica. El primer modelo tiene 118 coordenadas principales y el segundo 120. La diferencia se debe a que en el segundo modelo se incorporó como coordenada principal a la componente vertical donde se apoyan los FPS. El número de coordenadas secundarias superan fácilmente los dos mil grados de libertad.

En el modelo 2 indicado en la parte inferior de la figura 2 también se ha colocado los elementos finitos del suelo que se encuentra en la parte exterior de los estribos. No se ha

dibujado pero si se consideró en los dos modelos el suelo que rodea a los pilotes el mismo que fue modelado como un resorte con comportamiento no lineal.



MODELO 1



MODELO 2

Figura 2 Modelos de análisis sísmico de Puente Norte.

2. MARCO TEÓRICO

Los pilotes fueron modelados con elementos finitos lineales, con masa uniforme distribuida. Aguiar (1981). Las funciones de forma con las cuales se halla la matriz de rigidez y de masas, son las siguientes:

$$\begin{aligned} \phi_1(x) &= 1 - \frac{X}{L} & \phi_2(x) &= 1 - 3\frac{X^2}{L^2} + 2\frac{X^3}{L^3} & \phi_3(x) &= X\left(1 - \frac{X}{L}\right)^2 \\ \phi_4(x) &= \frac{X}{L} & \phi_5(x) &= \frac{X^2}{L^2}\left(3 - 2\frac{X}{L}\right) & \phi_6(x) &= -\frac{X}{L}\left(1 - \frac{X}{L}\right) \end{aligned} \quad (3)$$

Siendo L , la longitud del elemento y X la abscisa de un punto del elemento. Los elementos de la matriz de rigidez k , y de masas m de un elemento, se obtienen a partir de las funciones de forma, con las expresiones siguientes:

$$k(i, j) = \int_0^L EI \phi_i'' \phi_j'' dx \quad m(i, j) = \int_0^L \bar{m} \phi_i \phi_j dx \quad (4)$$

Donde EI es la rigidez a flexión del elemento; \bar{m} es la masa por unidad de longitud. Se obtuvo la matriz de rigidez y de masas por ensamblaje directo y luego se condensa estas matrices a los grados de libertad horizontales. Aguiar (2004, 2007).

Para los estribos y pila se trabajó con elementos finitos rectangulares; con dos grados de libertad por nudo, desplazamiento horizontal y vertical; con el propósito de contemplar la flexión en el centro de gravedad del elemento se consideró cuatro grados de libertad más. Las funciones de forma utilizadas en coordenadas naturales se presenta en la tabla 1. Oñate (1992), Cook *et al.* (2002).

Se trabajó con dos puntos de la cuadratura de gauss, en cada sentido, para hallar la matriz de rigidez del elemento finito, con la siguiente ecuación:

$$k = \int_V B^t E B dV \quad (5)$$

Donde k es la matriz de rigidez de un elemento finito; V es el volumen; B es la matriz que relaciona los esfuerzos con las deformaciones es una matriz de 3×12 ; E es la matriz de elasticidad para el caso de tensión plana. En función del espesor e del elemento, la ecuación (5) se transforma en:

$$k = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^t E B \det(J) e dA \quad (6)$$

Las variables no definidas son dA que es el diferencial de área; J la matriz Jacobiana; $\det(J)$ es el determinante de la matriz Jacobiana, que reporta el área de influencia en el punto de la cuadratura de gauss.

Para los elementos finitos del suelo se trabajó con las funciones de forma $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$ como un problema de deformación plana.

Por otra parte, el suelo que rodea a los pilotes se modeló como un resorte con comportamiento elasto perfectamente plástico. La curva de comportamiento del suelo se obtuvo de la curva carga deformación del suelo que se indica en la figura 3. Beltrán (2009)

Con relación a los FPS se debe manifestar que existen tres generaciones, el primero data de los años noventa en el cual se tiene una superficie cóncava, un deslizador y una superficie recta. Zayas *et al.* (1989). La segunda generación de los FPS es de finales del siglo XX y de principios del siglo XXI, en el cual se tiene doble curvatura y un deslizador. Fenz y Constantinou (2006).

Tabla 1 – Funciones de forma para elementos finitos rectangulares

Coordenada natural	Coordenada Centroidal	Deformada elemental	Función de Forma
1		$u1$	$\phi_1 = 0.25(-s+1)(-t+1)$
		$v1$	$\phi_1 = 0.25(-s+1)(-t+1)$
2		$u2$	$\phi_2 = 0.25(s+1)(-t+1)$
		$v2$	$\phi_2 = 0.25(s+1)(-t+1)$
3		$u3$	$\phi_3 = 0.25(s+1)(t+1)$
		$v3$	$\phi_3 = 0.25(s+1)(t+1)$
4		$u4$	$\phi_4 = 0.25(-s+1)(t+1)$
		$v4$	$\phi_4 = 0.25(-s+1)(t+1)$
	5	$u5$	$\phi_5 = 1 - s^2$
		$v5$	$\phi_5 = 1 - s^2$
	6	$u6$	$\phi_6 = 1 - t^2$
		$v6$	$\phi_6 = 1 - t^2$

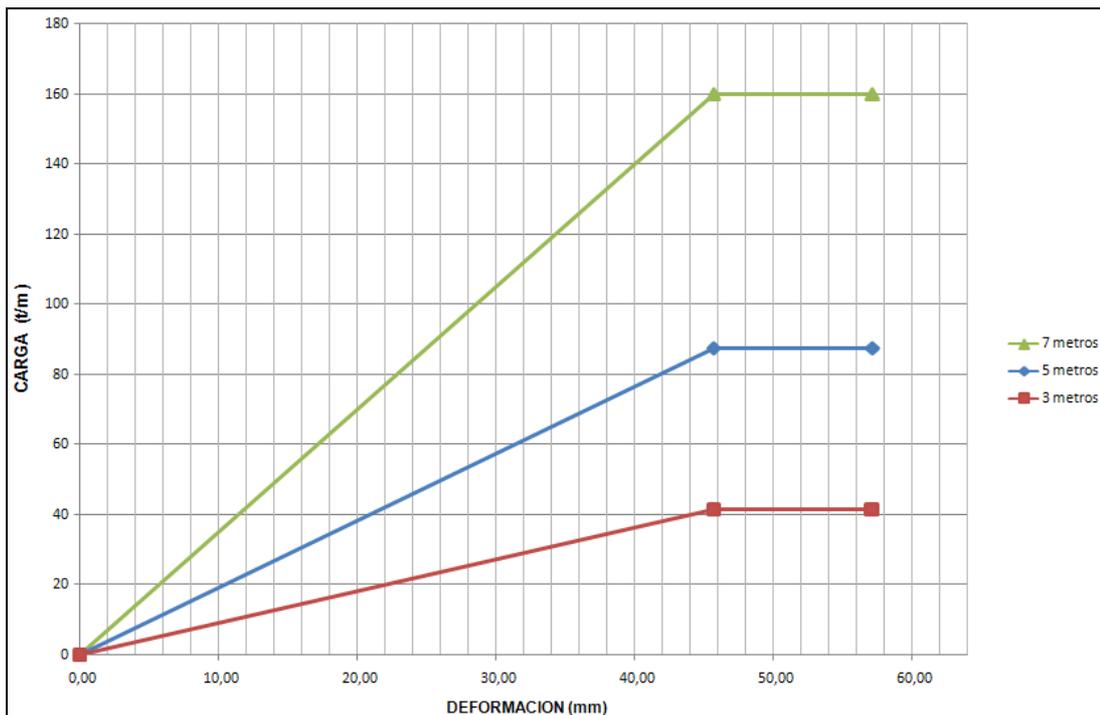


Figura 3 Modelo bilineal del suelo del Puente Norte.

Los de la tercera generación, corresponde al utilizado en los puentes de Esmeraldas, son dos aisladores de doble curvatura en uno solo dispositivo. En la figura 4 se aprecian los tres tipos de FPS.

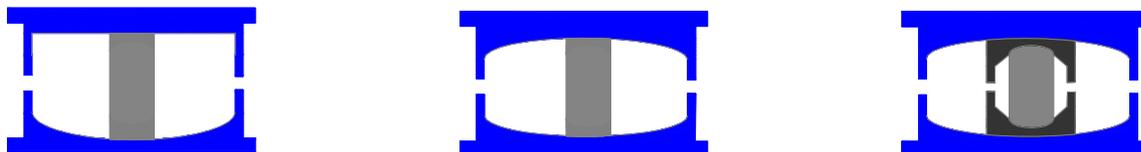


Figura 4 Aisladores de base FPS.

En todos los aisladores las superficies son de acero inoxidable muy bien pulidas para permitir del deslizamiento del deslizador. Ahora bien en el FPS de la tercera generación en la parte central se tiene el deslizador, que es otro FPS. Ante movimientos sísmicos de pequeña intensidad trabaja únicamente el aislador interior y ante movimientos sísmicos muy fuertes trabajan los dos deslizadores el interior y el interior de éste. Los aisladores vienen recubiertos por una goma que impide la entrada de polvo que podrían impedir el movimiento de los deslizadores.

Se ensayaron varios aisladores para ver su curva constitutiva y sobre todo para encontrar el factor de amortiguamiento ξ_b . En la figura 5 se muestra la curva de histéresis de uno de ellos encontrando que $\xi_b = 0.291$. En el análisis sísmico realizado en este artículo se trabajó con $\xi_b = 0.25$.

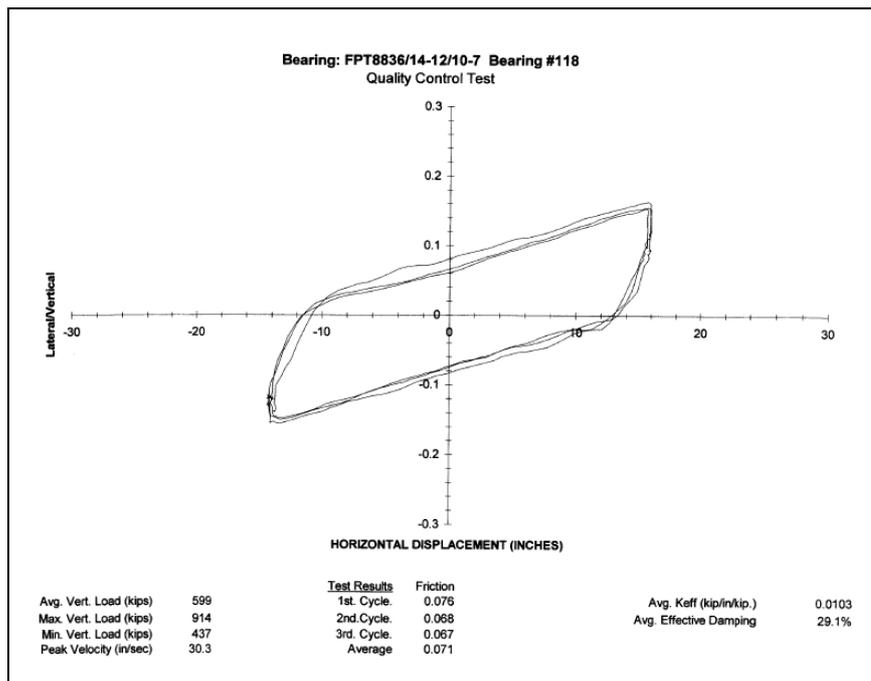


Figura 5 Comportamiento de un aislador FPS

En la figura 6 se presenta la forma como fue modelado un aislador FPS, en forma aproximada; mediante un resorte de rigidez k_b y un amortiguamiento c_b . Los mismos que se calcularon de la siguiente forma.

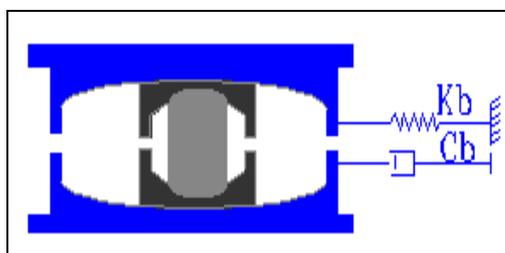


Figura 6 Modelo aproximado utilizado para el FPS.

$$k_b = \frac{m_b g}{R} \quad (7)$$

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (8)$$

$$C_b = 2 \xi_b \sqrt{m_b k_b} \quad (9)$$

Donde m_b es la masa, proveniente de la superestructura del puente, que gravita sobre el aislador; g es la aceleración de la gravedad; R es el radio de curvatura del FPS; T es el período objetivo del sistema de aislamiento que en el diseño se consideró 3 s.; ξ_b es el factor de amortiguamiento, que se tomo igual a 0.25.

3. RESULTADOS

La respuesta que se obtuvo con los dos modelos es prácticamente la misma como se observa en las figuras 7 y 8 que corresponden a uno de los estribos y al apoyo central. En estas dos figuras se presentan las respuestas máximas de desplazamientos y fuerzas versus la altura de la estructura.

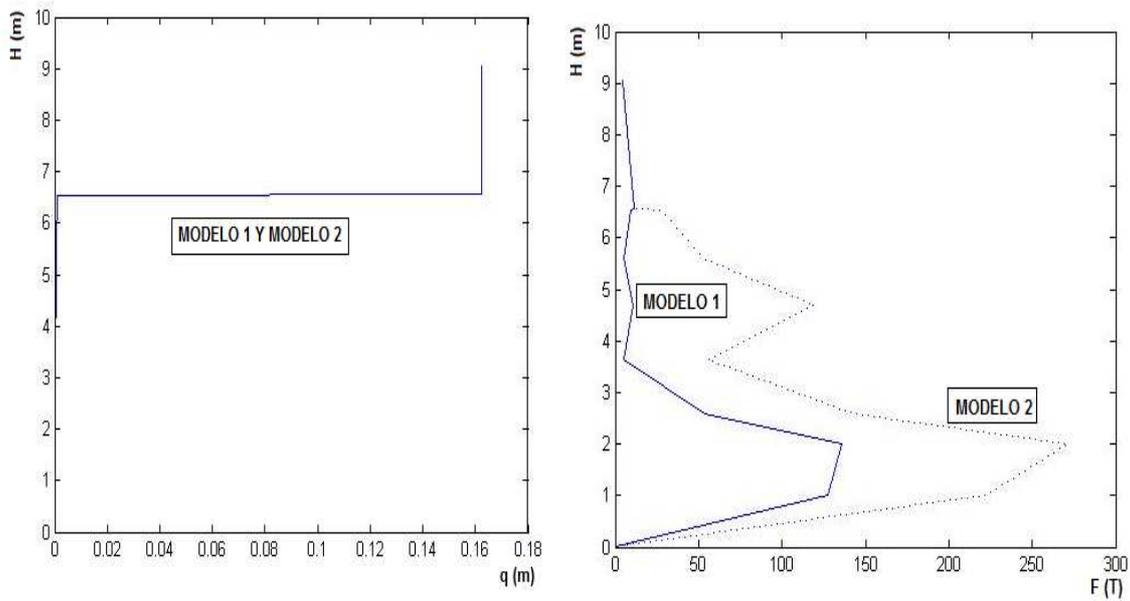


Figura 7 Respuestas máximas en el Estribo.

Se destaca que la altura total del estribo es de 9 m., talvez por esto es que no influye el suelo que se encuentra en la parte exterior, en la respuesta. Además de ello los estribos son muy rígidos.

Es muy interesante ver el comportamiento del estribo; hasta una altura de 6.5 m., aproximadamente el desplazamiento lateral es muy bajo (ver figura 7) esto es debido a que de alguna forma el FPS influye en el desplazamiento lateral de la subestructura. A los 6.5 m., se encuentra el FPS y es este quien se deforma alrededor de 16 cm., luego la superestructura no se deforma prácticamente nada, por este motivo es que se tiene una línea vertical.

Con esto se comprueba que son los FPS los que más se desplazan durante un sismo y el resto de elementos estructurales experimentan desplazamientos muy pequeños.

En la figura 8 se muestra la respuesta de desplazamiento máximo de desplazamientos y fuerzas, halladas con los dos modelos en el apoyo central, con un comportamiento similar al de los estribos. En efecto, a la izquierda de la figura 7 se aprecia que hasta los 20 m., de altura los desplazamientos laterales son muy bajos, a esta altura existe un desplazamiento lateral del orden de 1 cm., hasta llegar al FPS, quien experimenta un considerable desplazamiento lateral, llegando a los 16 cm., y la superestructura no tiene desplazamiento relativo con respecto al FPS (línea vertical).

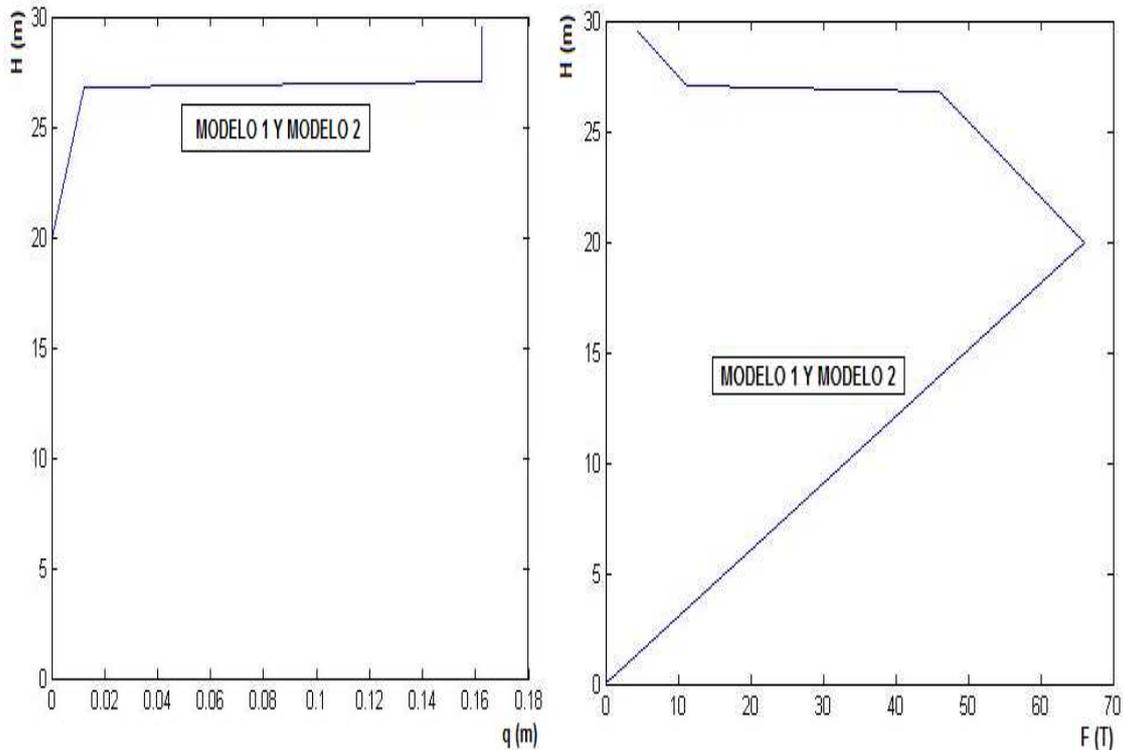


Figura 8 Respuestas máximas en apoyo Central.

Los desplazamientos laterales máximos obtenidos no superan los 17 cm., esto es muy bueno debido a que se está trabajando con un acelerograma que tiene una aceleración máxima del suelo del 40 % de la aceleración de la gravedad. Si no existirían los FPS los desplazamientos laterales serían mucho más grandes y los desplazamientos relativos considerables.

En las figuras 9 y 11 se muestran las respuestas en el tiempo halladas con los dos modelos, para las fuerzas horizontales, para diferentes grados de libertad. Se destaca que los grados de libertad están indicados en la figura 2. Por otra parte en las figuras 10 y 12 se presentan los desplazamientos y fuerzas máximas en valor absoluto en el estribo y pila con cada uno de los modelos.

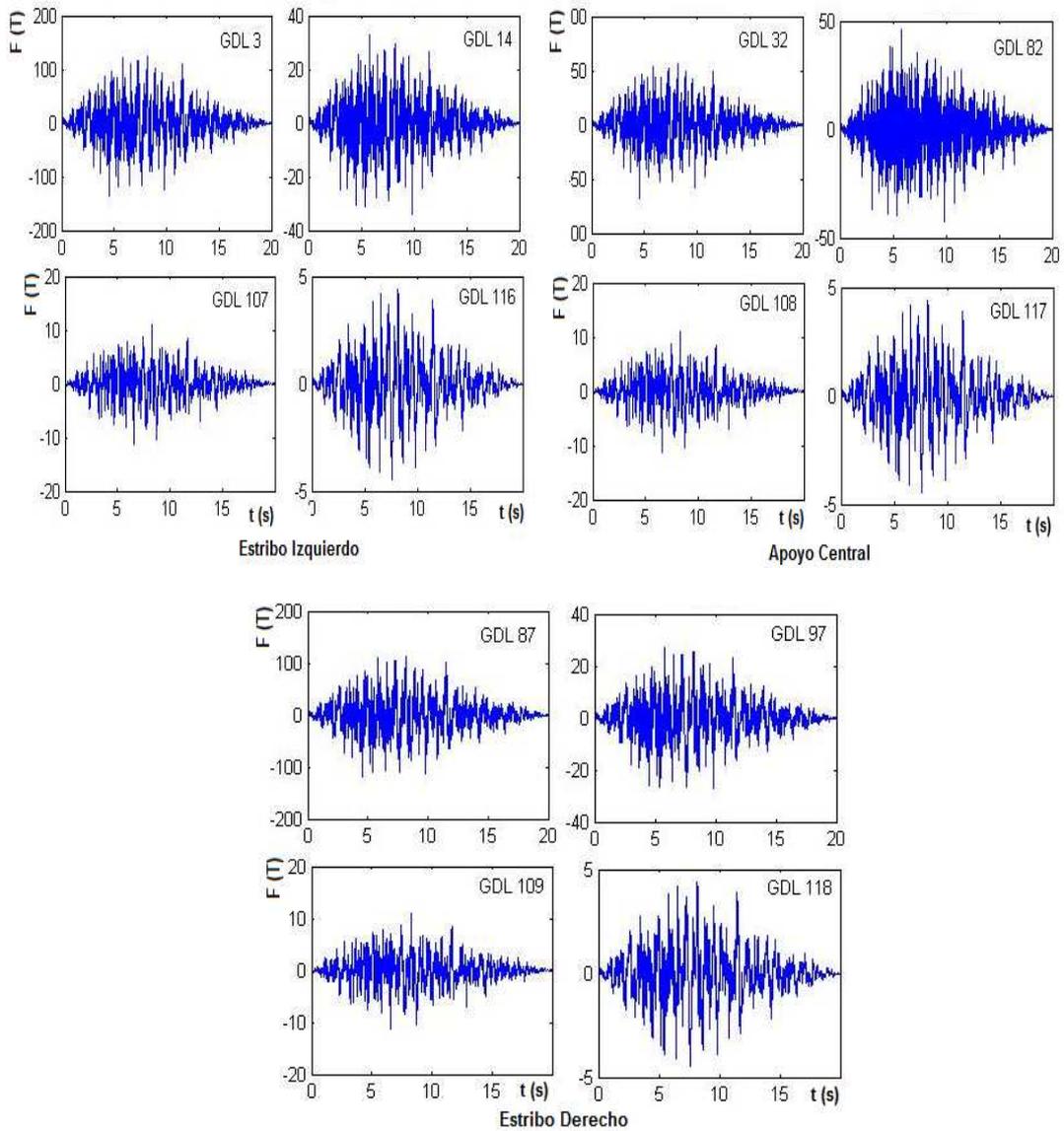


Figura 9 Respuestas en el tiempo de las fuerzas horizontales. Modelo 1

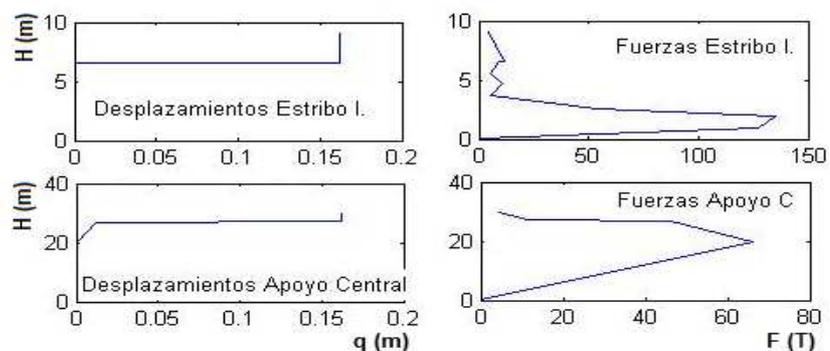


Figura 10 Respuestas máximas encontradas con el Modelo 1

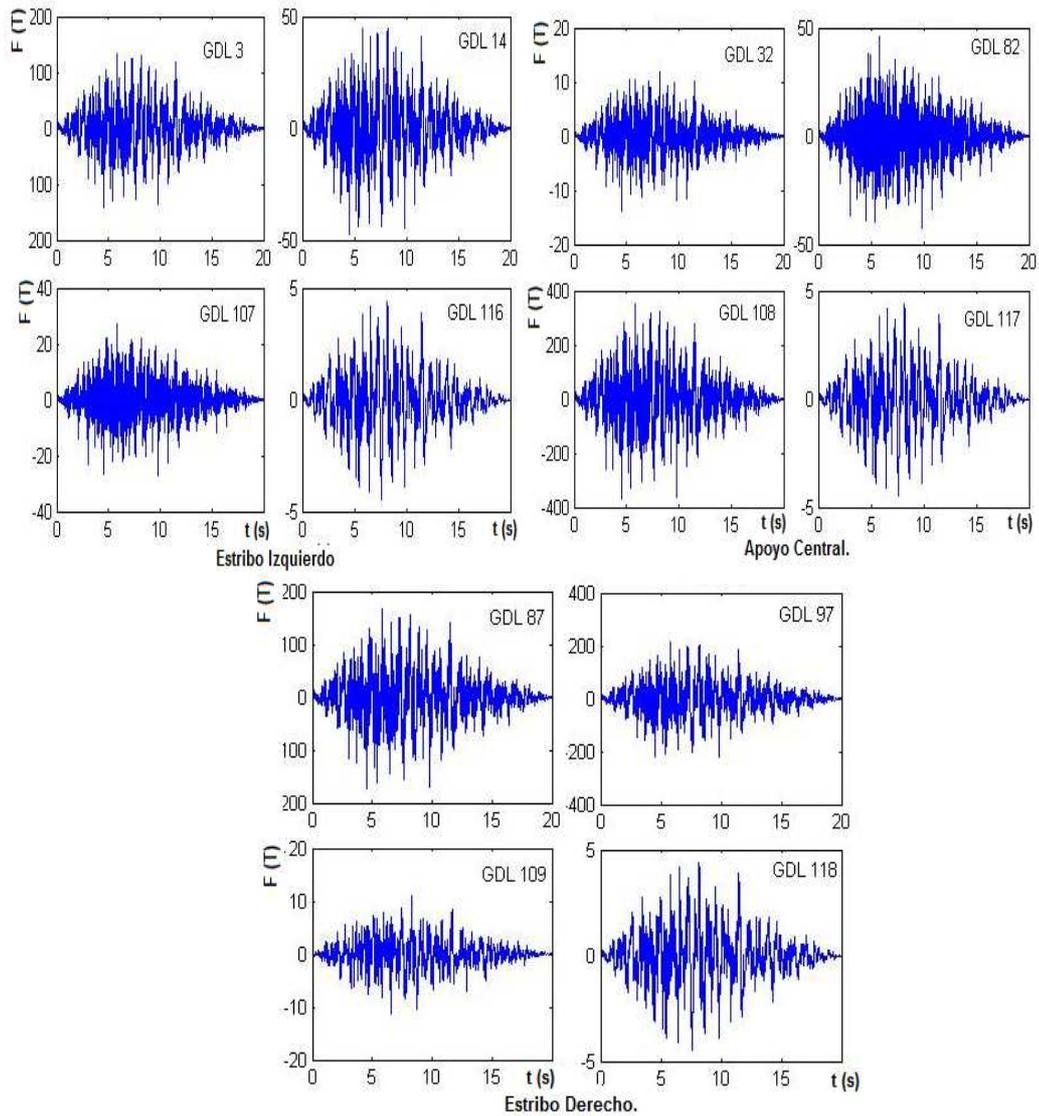


Figura 11 Respuestas en el tiempo de las fuerzas horizontales. Modelo 2

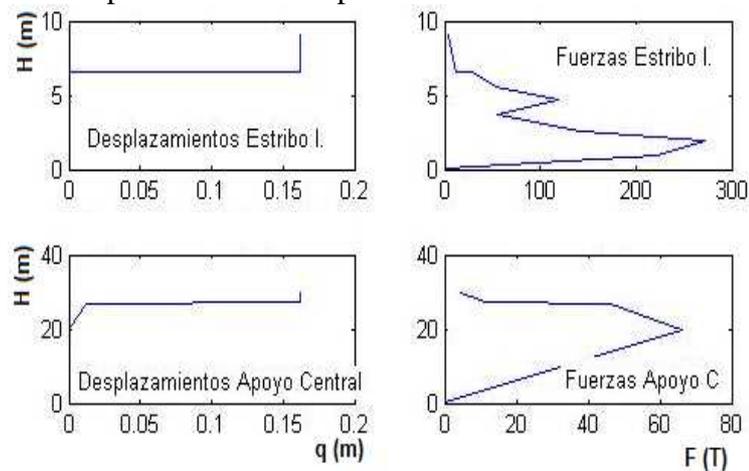


Figura 12 Respuestas máximas encontradas con el Modelo 1

4. CONCLUSIONES

Se ha realizado el análisis sísmico en sentido longitudinal del Puente Norte, considerando y sin considerar el suelo que se encuentra en la parte exterior de los estribos del puente, ante un sismo artificial compatible con el espectro de diseño del Código Ecuatoriano de la Construcción para el sitio del puente. El suelo exterior ha sido modelado elásticamente con elementos finitos rectangulares y el suelo que rodea a los pilotes con resortes con comportamiento no lineal.

Para los dos casos el FPS fue modelado aproximadamente con resortes de rigidez que depende del peso que gravita sobre el aislador y del radio de curvatura hallado para un período de 3 s. Adicionalmente se consideró un amortiguamiento viscoso para el FPS. Del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- El suelo que se encuentra en la parte exterior de los estribos no influye en la respuesta sísmica del puente. De tal manera que este suelo no se puede considerar en el análisis con lo que se simplifica el cálculo.
- Los FPS influyen notablemente en la respuesta sísmica de la subestructura (elementos que se hallan debajo de los FPS) y de la superestructura (elementos sobre los FPS). Son los FPS los que se mueven bastante durante un sismo, disipando de esta forma la energía que ingresa al Puente por el sismo.

AGRADECIMIENTO

La investigación realizada forma parte del proyecto: Aisladores de base de fricción de triple péndulo, financiado por la Escuela Politécnica del Ejército, por lo que los autores desean dejar constancia de su agradecimiento al Sr. Rector, Crnl. Ing. Carlos Rodríguez Arrieta.

REFERENCIAS

- Aguiar (1981), “Elementos finitos lineales con masa uniforme distribuida” *Post Grado en Ingeniería Sismo Resistente. Prof. Simón Lamar. Materia: Dinámica de Estructuras. Universidad Central de Venezuela, Caracas.*
- Aguiar (2004), *Análisis Matricial de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
- Aguiar (2007), *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.
- Beltrán (2009), “Informe de Suelos del Proyecto Esmeraldas”, *Cuerpo de Ingenieros del Ejército. Grupo Vial Manabí.*
- Cook R., Malkus D., Plesha M., Witt R., (2002), *Concepts and applications of Finite Element Analysis*, John Wiley & Sons, Inc., Fourth Edition, 720 p., University of Wisconsin, Madison.
- Fenz D., Constantinou M., (2006), “Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**, 1403-1424.
- Oñate E., (1992) *Cálculo de estructuras por el Método de Elementos Finitos. Análisis Estático Lineal*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Primera Edición, 838 p., Barcelona.

- Zayas V., Low S., Bozzo L., Mahin S., (1989), *Feasibility and performance studies on improving the earthquake resistance of new and existing buildings using the friction pendulum system*, Earthquake Engineering Research Center. University of California at Berkeley. **Report N.- UCB/EERC-89/09**, 308 p., Berkeley, California.



RIESGO SÍSMICO DEL HOSPITAL REGIONAL JOSÉ MARÍA CABRAL Y BÁEZ DE REPÚBLICA DOMINICANA

Roberto Aguiar Falconí ⁽¹⁾; Elvin Cabrera Bonilla ⁽²⁾

(3) Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito-Ecuador.
raguiar@espe.edu.ec

(4) Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Tecnológica de Santiago,
Santiago de los Caballeros-República Dominicana

Resumen

El Hospital Regional José María Cabral y Báez, de Santiago de los Caballeros es uno de los más importantes hospitales de República Dominicana, tiene una capacidad de 525 camas y recibe pacientes de toda la región del Cibao, razón por la cual se hizo un estudio de peligrosidad sísmica considerando una probable activación de la falla Septentrional y se generó un espectro elástico.

Posteriormente se hizo un estudio de vulnerabilidad sísmica determinando en cada uno de los bloques estructurales la excentricidad estática; la respuesta ante el espectro elástico hallado en el estudio de peligrosidad y se obtuvo la deriva de piso, encontrando que el Hospital no resiste el sismo seleccionado cuya magnitud es $M_w = 7.1$. En este artículo se describe brevemente el reforzamiento de uno de los bloques estructurales del Hospital.

Finalmente, se analizan los Elementos de Riesgo encontrando que en caso de un sismo habrá demasiadas víctimas debido a que tres de las cuatro escaleras existentes, en la planta baja se encuentran cerradas con candado y la falta de una señalización adecuada que indique la forma como salir del Hospital.

Palabras-clave: Espectro, Peligrosidad Sísmica, Vulnerabilidad Sísmica, Elementos de Riesgo.

Abstract

The Regional Hospital Jose Maria Cabral y Baez, Santiago de los Caballeros is one of the largest hospitals in the Dominican Republic, has a capacity of 525 beds and receives patients from throughout the region of Cibao, which is why a study was made seismic hazard considering a probable activation of the fault Septentrional and was generated elastic spectrum.

He later became a determining seismic vulnerability study in each of the building blocks static eccentricity, the elastic response spectrum found in the study was obtained hazard and drift floor, finding that the Hospital can not withstand the quake selected as magnitude. This article briefly describes the strengthening of one of the building blocks of the hospital.

Finally, we analyse the elements of risk and found that IF na earthquake victims Will be too because three of the four existing stairs on the ground floor are locked and the lack of appropriate signs showing the way out Hospital.

1. INTRODUCCIÓN

Antes de describir el riesgo sísmico del Hospital Regional José María Cabral y Báez, conviene presentar algunas definiciones de UNDR0 (1979) con las cuales se unificaba la definición de las variables involucradas en la cuantificación del riesgo sísmico. Estas definiciones, son:

- a. *Amenaza, peligro o peligrosidad (H)*: Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.
- b. *Vulnerabilidad (V)*: Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, se cuantifica de 0 a 1, la primera cantidad significa que no hay daño y la última que significa el colapso de la estructura.
- c. *Riesgo Específico (Rs)*: Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular. Es igual al producto de la Peligrosidad con la Vulnerabilidad.
- d. *Elementos en Riesgo (E)*: Son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada. Cardona y Barbat (2000).
- e. *Riesgo Total (Rt)*: Es el producto del riesgo específico, *Rs*, por los elementos expuestos *E*. Para el caso del Hospital Regional José María Cabral y Báez será el número de muertos, heridos que están hospitalizados o que están de visita, en caso de que se produzca un terremoto. Es las pérdidas que se esperan por daño de la estructura, por daño de los equipos consecuencia del terremoto.

$$R_t = R_s * E = H * V * E \quad (1)$$

Una vez que se han presentado las definiciones básicas, se presenta a continuación datos generales del Hospital José María Cabral y Báez, que está ubicado en Santiago de los Caballeros, en la República Dominicana. Es un hospital que fue construido a finales de la década de los años setenta del siglo pasado, tiene una capacidad de 525 camas y atiende diariamente en consulta externa a 800 personas, cuenta con un personal de 3,400 empleados de los cuales 250 son médicos especialistas y 305 residentes. El hospital cuenta con 22 residencias médicas y se imparte docencia de 35 especialidades. Vera (2010).

Este centro hospitalario recibe pacientes de casi toda la región del Cibao especialmente de las provincias de Santiago de los Caballeros, Valverde Mao, Moca, Montecristi, Dajabón, Santiago Rodríguez, Puerto Plata, Sanfrancisco de Macorís y la Vega.

2. PELIGROSIDAD SÍSMICA

En la parte superior izquierda de la figura 1 se muestra los epicentros de los sismos más destructivos que han afectado a la Isla la Española, se tienen alrededor de 30 sismos, de estos los registrados en 1562, 1615, 1842 y 1897 han causado mucho daño en Santiago de los Caballeros. O'Reilly y López (2009), Reglamento Dominicano (2008).

Dos son las fuentes de los sismos y son los de subducción y los corticales debido principalmente a la potencial activación de la falla transcurrente sinistral Septentrional que atraviesa la isla en la parte superior como se aprecia en la parte superior derecha de la figura

1. Esta falla se mueve a una velocidad de $12.8 \pm 2.5 \text{ mm/año}$ y se espera en un período de retorno de 475 años un sismo de magnitud $M_w = 7.1$. O'Reilly y López (2009).

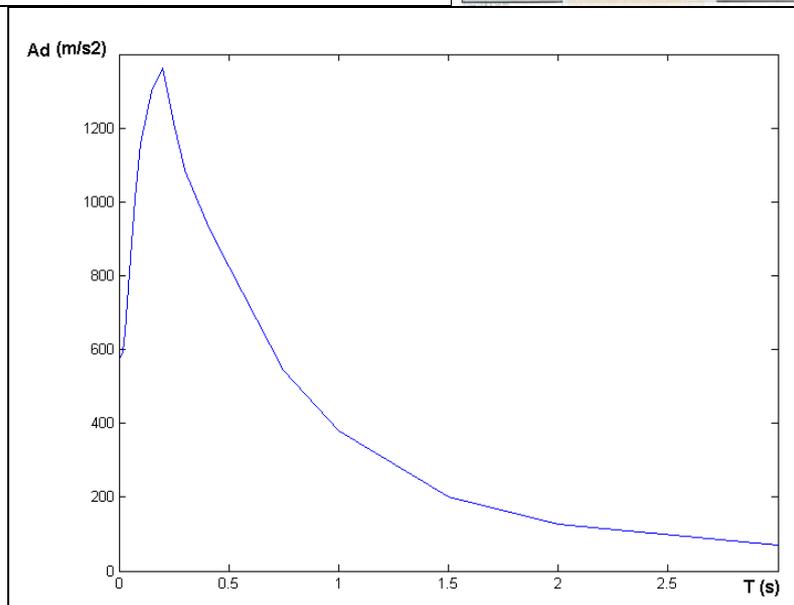
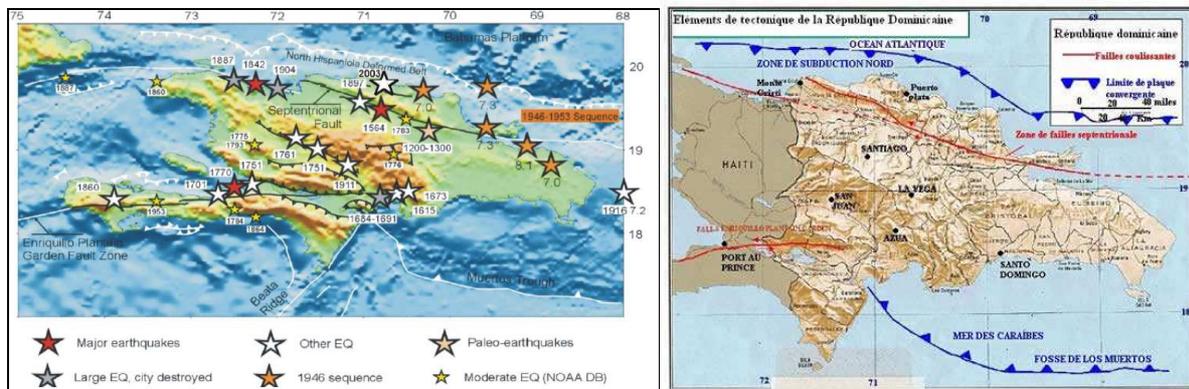


Figura 1. Peligrosidad y espectro de diseño para Hospital Regional.

Por lo tanto y de acuerdo a las definiciones dadas en el apartado anterior, *la amenaza, peligro o peligrosidad* (H) viene dada por la ocurrencia de un sismo de magnitud $M_w = 7.1$, asociado a la falla Septentrional, obtenido para una vida del hospital de 50 años y con una probabilidad de ocurrencia del 90%. Este es un dato muy importante pero para ver el desempeño de la estructura se necesita conocer cual es el Espectro de Respuesta Elástico que generaría este sismo, en el hospital; para ello se siguió la metodología propuesta por Campbell y Bozorgnia (2008), que considera los siguientes parámetros en su evaluación.

$$\ln \hat{Y} = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} \quad (2)$$

Donde \hat{Y} es la aceleración espectral en función de la gravedad; f_{mag} es una función dependiente de la magnitud M_w ; f_{dis} es una función que depende de la distancia más corta a la falla y de la magnitud; f_{flt} es una función que depende del tipo de falla y de la profundidad al techo de ruptura de la falla; f_{hng} considera el efecto hanging wall; f_{site} considera las

condiciones lineales y no lineales del suelo superficial; f_{sed} toma en cuenta el efecto de cuenca.

De los estudios de suelos realizados en el Hospital se encontró que la velocidad promedio de la onda de corte en los primeros 30 metros es: $V_{s30} = 758.42 \frac{m}{s}$. EPSA LABCO (2010). Con toda esta información se obtuvo el espectro elástico indicado en la parte inferior de la figura 1.

3. VULNERABILIDAD SÍSMICA

Inicialmente, el hospital estaba compuesto por bloques estructurales de 6, 4 y 1 piso, que tendían a un rectángulo en planta. Pero conforme fue creciendo la atención hospitalaria se hicieron una serie de ampliaciones y para tener un “ahorro” en el costo de construcción se unieron a los bloques existentes, creando de esta manera una sola estructura que es irregular en planta y elevación, como se aprecia en la figura 2. Se destaca que en algunos bloques si se respetó el diseño original, sin embargo la junta dejada es pequeña (menor a 10 cm.).



Figura 2. Estructura irregular en planta y elevación.

En la figura 3 se muestra la primera planta del hospital, en la que se aprecia que es completamente irregular. Pero el principal problema que tiene el hospital es el de torsión, debido a que se han colocado muros de corte de dimensiones considerables en las fachadas, en los bloques de gradas y del ascensor pero sin controlar que estos muros se encuentren colocados en forma simétrica.

A la izquierda de la figura 4 se aprecia el bloque de gradas, que está incorporada a la estructura que tiene 6 pisos y en ella se ven los muros de corte; al lado se tiene una construcción de un piso que durante un sismo va a golpearse al muro de corte y va a sufrir demasiado daño. A la derecha de la figura 4 se observa la fachada de uno de los bloques estructurales que tiene muros de corte, de dimensiones considerables a lo largo de la fachada, lo ideal habría sido que en el lado opuesto se coloquen muros de similares características pero esto no es posible ya que al otro lado se tiene la parte central del hospital por lo tanto solo se tiene muros en un lado, con los problemas de torsión que esto conlleva.

En la figura 5 se muestra el Bloque estructural denominado *Ala Norte* cuyas columnas tipo son de 40/40 cm. Adicionalmente existen cuatro muros de corte y son los indicados a la izquierda de la mencionada figura, se aprecia que todos están en sentido X. Los dos muros de

corde de la parte superior corresponden al bloque de escaleras y los dos inferiores a una fachada. La excentricidad estática en sentido X es de 0.39 m., y en sentido Y es de -12.57 m. El centro de rigidez se encuentra en la parte inferior derecha. Lo que demuestra que el bloque estructural tiene serios problemas de torsión por que están mal colocados los muros de corde en ese bloque.

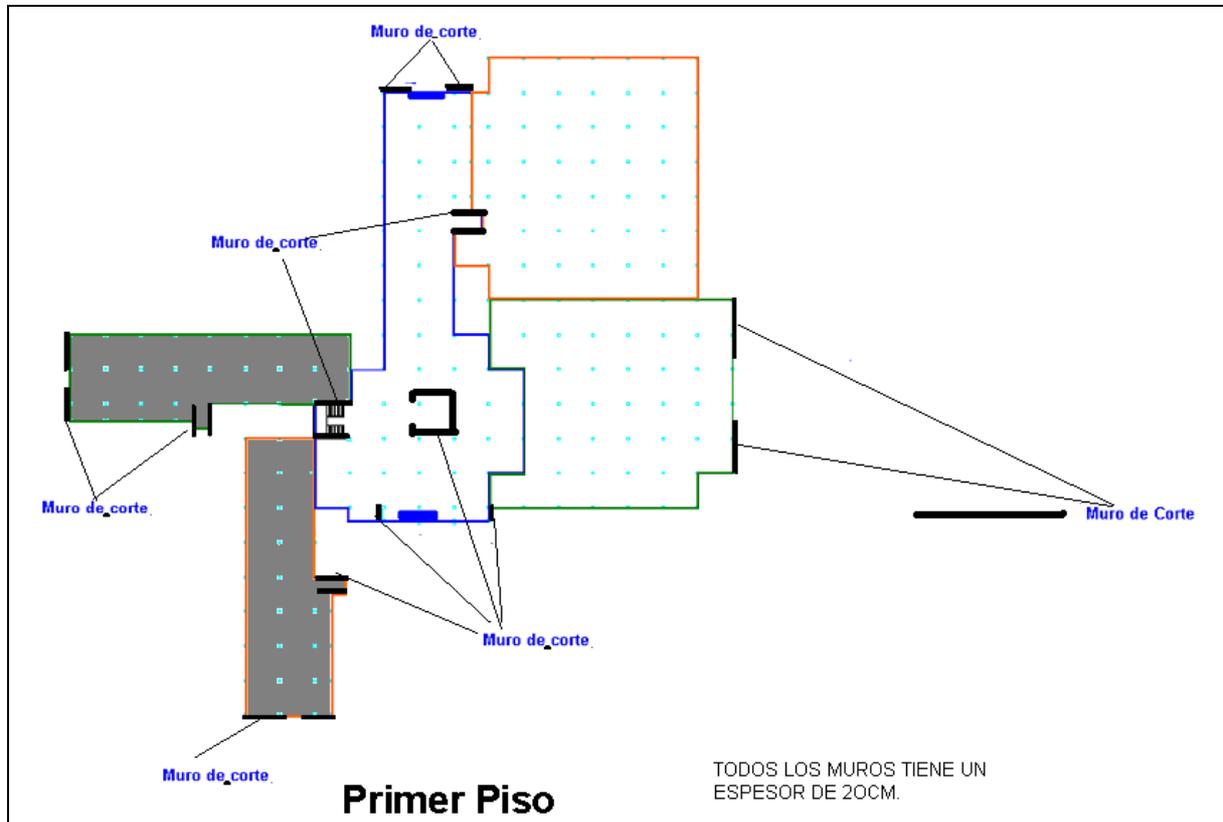


Figura 3. Vista de la primera planta del Hospital.



Figura 4. Muros de corde en gradas y fachada

A la derecha de la figura 5 se presenta el reforzamiento propuesto. Nótese que se han colocado seis muros de corde con los cuales se reduce la excentricidad estática notablemente, especialmente en sentido Y, debido a que los muros de corde colocados en el pórtilo 1 son de 40 cm., de espesor.

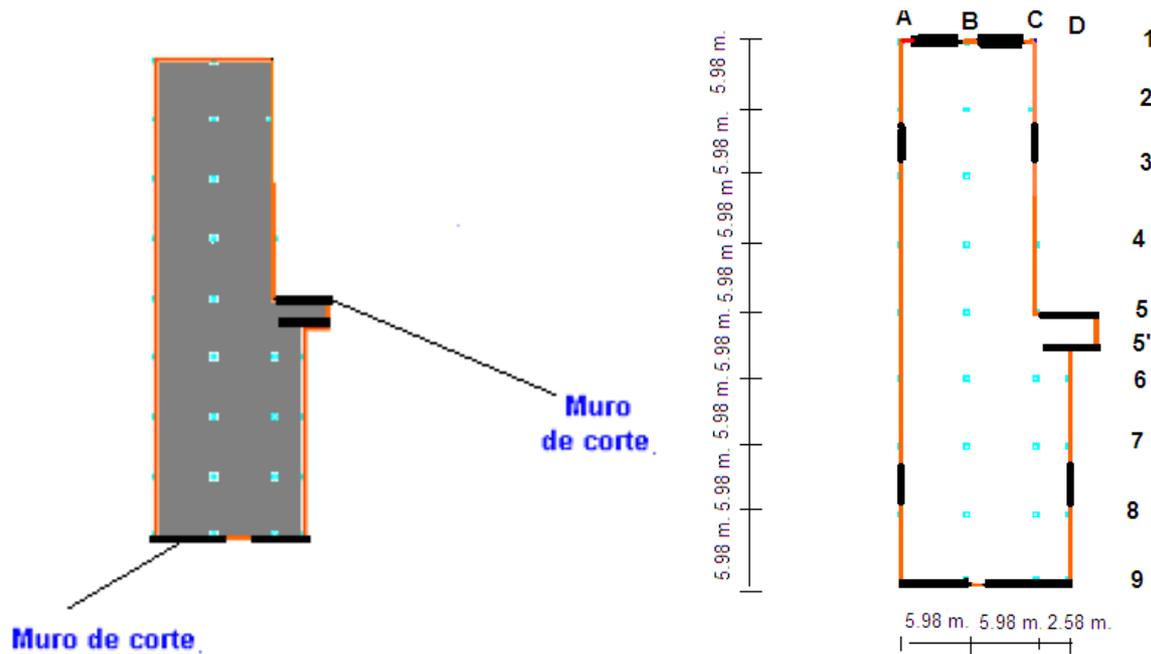


Figura 5. Bloque estructural original y propuesta de reforzamiento.

El período de vibración del bloque estructural indicado es de 1.5 s. Por lo tanto se trata de una estructura bastante flexible debido a que todas sus columnas son de 40 cm., de lado; la altura de los dos primeros pisos es de 3.40 m., y de los pisos superiores 2.90 m. La deriva de piso máxima inelástica es de 1.9 % por lo tanto se espera mucho daño en la estructura, el mismo que no es permisible para un Hospital.

Si bien es cierto una forma de evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura, es encontrando los índices de daño, que puede ser a nivel local, a nivel de piso o a nivel global. Aguiar y Barbat (1997). Existen una gran cantidad de modelos de cálculo y talvez uno de los más utilizados es el de Park (1985). No es menos cierto que la deriva de piso describe bastante bien el daño esperado en una estructura; como se aprecia en la tabla 1.

Tabla 1. Criterios para evaluar el desempeño estructural. Ghojarah *et al.* (1997)

Daño	Menor	Reparable	Irreparable	Severo	Extremo
Desempeño	Agrietamiento	Fluencia del Acero	Inicio de Mecanismo	Mecanismo Global	Degradación notable de resistencia
Descripción de los daños	Grietas ligeramente visibles	Grietas	Grietas abiertas y pérdida de recubrimiento	Grietas muy anchas y mayor pérdida de recubrimiento	Deformaciones permanentes visibles
Índice de daño	0.05	0.14	0.40	0.60	Mayor a 0.60
Cuantificación del desempeño	Grietas menores de 0.3 mm.	Grietas menores de 1 mm.	Grietas entre 1 y 2 mm.	Grietas mayores de 2 mm.	Grietas anchas y profundas. Dilatación de los elementos
Deriva de piso	0.005	0.011	0.023	0.046	> 0.060
Deriva Global	0.003	0.008	0.018	0.040	> 0.049

Si se ingresa con el valor de la deriva de piso encontrada en el Bloque Ala Norte de 0.019 en la tabla 1 se determina que el daño esperado tiende a ser irreparable, inadmisibles para un hospital.

El criterio que se utilizó para reforzar el hospital es que la deriva de piso máxima sea menor al 0.5% . Para lograr este objetivo se encamisaron todas las columnas, se pasó de 40 por 40 cm., a columnas de 60 por 60 cm. El Hospital no tiene vienes descolgadas es losa plana por lo que se crearon vigas descolgadas para que tengan una sección transversal de 40 por 40 cm.

Con el reforzamiento propuesto el período de vibración del bloque denominado Ala Norte, es de 0.49 s., con lo que se rigidizó notablemente la estructura; la deriva de piso máxima es 0.24 %. En forma similar se procedió con los restantes bloques estructurales del Hospital.

Un gran problema que tiene el Hospital es la existencia de columnas cortas, como se aprecia en la figura 2 y figura 4. Por lo que en el reforzamiento se recomendó separar la mampostería de las columnas mediante la colocación de una junta de espuma Flex y además crear una columneta para confinar la mampostería. En la figura 6 se presenta un detalle de la forma como se piensa solucionar el problema de columna corta, la misma que fue sugerida por Dechent (2010). Se aprecia la espuma Flex que tiene un espesor de 2 cm., las columnetas que están en proceso de construcción, por la parte superior se tiene una vigueta, de tal manera que la mampostería queda completamente confinada pero separada de las columnas de la estructura principal con lo que se elimina el problema de columna corta. En los acabados finales se coloca una malla sobre el espuma Flex y se enlucen con lo cual no aparece la junta.



Figura 6 Eliminación del problema de columna corta en una estructura. Dechent (2010).

Existen otras vulnerabilidades sísmicas del Hospital, dos de ellas se presentan en la figura 7. La de la izquierda corresponde a un bloque estructural que construyeron como ampliación y en lugar de construir nuevas columnas hicieron una cartela, a nivel de la losa,

sobre la cual se asienta la nueva losa (ver lado izquierdo). A la derecha de la figura 7 se aprecia una losa irregular con un voladizo de 5 m., en un extremo lo cual no es adecuado para zonas sísmicas.

Se obtuvieron radiografías de los elementos estructurales y para comprobar lo reportado se picó varias columnas encontrando que las columnas de 40 cm., de lado tenían entre 6 y 8 cm., de recubrimiento de tal manera que la sección transversal efectiva de las columnas está en el orden de 30 por 30 cm.



Figura 7 Otras vulnerabilidades del Hospital.

Parece ser que el pasado, se han realizado varios cambios de piso y en cada uno de ellos, se ha hido colocando el nuevo piso sobre el anterior de tal manera que entre dos ambientes contiguos se observa una diferencia en elevación. Esto conduce a un incremento considerable del peso propio, el mismo que deberá ser quitado cuando se realice el reforzamiento.

4. ELEMENTOS DE RIESGO

En el apartado 1 se indicó que en el hospital laboran 3400 personas y que tiene una capacidad de 525 camas, de tal manera que no es exageración indicar que diariamente hay en promedio unas 4000 personas. A la izquierda de la figura 8 se aprecia una de las salas de espera con gran cantidad de pacientes.



Figura 8 Atención Hospitalaria y Elementos de Riesgo.

El Hospital tiene 4 gradas principales, con sus correspondientes muros de corte pero lo admirable es que tres no se utilizan ya que están cerradas con candado como se aprecia a la

derecha de la figura 8. Únicamente se utiliza la central que queda frente al bloque de ascensores de tal manera que una gran cantidad de personas circulan por esta grada.

En las gradas que no utilizan han colocado muebles viejos, pero la gente de los pisos superiores no sabe que en la planta baja la grada está con candado de tal manera que en una emergencia pueden ingresar a estas gradas, bajar con mucha dificultad y peligro, y al final encontrarse con que hay una puerta con candado.

Es fácil perderse en el Hospital ya que no hay suficiente señalización, con lo que se agrava el problema del riesgo sísmico del hospital.

5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Se ha obtenido un espectro de respuesta elástica, ante una probable reactivación de la falla Septentrional, para un período de retorno de 475 años. En base a este espectro se encontró la deriva de piso de cada uno de los bloques estructurales y se determinó que la estructura existente no es capaz de soportar ese sismo que tiene una magnitud $M_w = 7.1$ por lo que es necesario y urgente reforzar el hospital habida cuenta que se trata de un Hospital Regional al cual llegan pacientes de todo el Cibao.

Se ha presentado muy rápidamente el reforzamiento de uno de los bloques estructurales, en el cual se minimizó el problema de torsión, se le confirió mayor resistencia sísmica y las derivas de piso son menores a 0.5%, con lo que se espera un comportamiento elástico del hospital, ante el sismo obtenido de la probable activación de la falla Septentrional. Dicho sea de paso este espectro es comparable con el de la Normativa Sísmica de República Dominicana para el suelo del hospital.

Tres de las cuatro gradas del hospital se encuentran cerradas en la planta baja y como no se las utiliza, se han colocado muebles viejos en los descansos de tal manera que el sitio para transitar es reducida. Lo indicado más la inexistencia de señales de evacuación en gran parte del hospital, incrementan notablemente el riesgo sísmico.

REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2010), “Espectro de diseño para el reforzamiento sísmico del Hospital Regional José María Cabral y Baez de Santiago de los Caballeros. R.D.”, *Consultoría entregada a Cabrera Bonilla Engineers Consulting Group*, 9 p., Santiago de los Caballeros, República Dominicana.
2. Aguiar R., Barbat A., (1997), *Daño sísmico en estructuras de Hormigón Armado*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 238 p., Quito, Ecuador.
3. Campbell K., Bozorgnia Y., (2008), “NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped linear elastic response spectra for periods ranking from 0.01 to 10 s.”, *Earthquake Spectra, EERI*, **24** (1), 139-171.

4. Cardona O., Barbat A., (2000), *El riesgo sísmico y su prevención*. Calidad Siderúrgica. Cuadernos Técnicos 5., 190 p., Madrid, España.
5. Dechent P., (2010), *Reforzamiento de Edificio de Odontología*. Universidad de Concepción, Calculista Estructural del reforzamiento del Edificio afectado por el sismo de Chile de 2010.
6. EPSA LABCO (2010), “Sondeo 1, Hospital Regional José María Cabral y Báez”, Parte Del informe *Reporte de Sondeos de campo Hospital Regional José María Cabral y Báez, Santiago de los Caballeros, R.D.*, Departamento de Geotecnia, EPSA LABCO. Ingenieros Consultores desde 1985, **ECAB-001**, 9 P., Santiago de los Caballeros.
7. Ghobarah A., Aly N., and El-Attar M., (1997), “Performance level criteria and evaluation. A critical review of proposed guidelines”, *Seismic design methodology for the next generation of codes*. Fajfar and Krawinkler Editors, Balkema, Slovenia.
8. O’Reilly H., López S., (2009), *Estudio de amenaza sísmica de la República para las Normas Sísmicas*. Sodosísmica, 94 p., Santo Domingo.
9. Park Y., (1985), *Seismic Damage Analysis and Damage Limiting Design of R/C Structures*, Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign.
10. Reglamento Dominicano para el Análisis Sísmico de Estructuras (2008), *Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería Sísmica, SODOSÍSMICA*, 60 p., 2008.
11. UNDRO (1979), *Natural Disasters and Vulnerability Analysis*, Report of Experts Group Meeting Geneva.
12. Vera E., (2010), *Entrevista Personal*, Director de Estadísticas del Hospital Regional José María Cabral y Baez, Santiago de los Caballeros, República Dominicana.