

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

E.T.S. Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail alex.barbat@upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguiar@espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Apto. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

R. Blázquez

E.T.S. I.C.C.P. Ciudad Real
Universidad de Castilla La Mancha
C/ Camilo José Cela s/n
13071 Ciudad Real

M. Blondet

Facultad de Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica
Lima, Perú

J. Bommer

Civil & Environmental Engineering
Imperial College
London SW7 2BU
Reino Unido

R. Boroschek

Dpto. de Ingeniería Civil
Universidad de Chile
Blanco Encalada 2120
Santiago, Chile

L. M. Bozzo

Dpto. de Ingeniería Mecánica y de la
Construcción Industrial
Universidad de Girona
Avda. Luis Santaló s/n
17071 Girona, España

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales, y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Apto. 4976
Bogotá, Colombia

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

F. J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad
Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

P. Dechent

Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción
Concepción - Chile

L. Díaz

Facultad de Ingeniería
Universidad La Serena
Serena, Chile

L. Godoy

Dpto. de Estructuras, FCEfy N,
Universidad Nacional de Córdoba
Casilla de Correo 916, Córdoba 5000,
Argentina

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

G. M. Giuliano

Facultad de Ingeniería
Dpto. Ingeniería Civil
Universidad de Concepción
Concepción, Chile

R. E. Klingner

Profesorado Phil M. Ferguson en la
Ingeniería Civil
Universidad de Texas, Austin
Texas 78712, U.S.A.

M. Lafuente

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

W. Lobo

Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes
Mérida, Venezuela

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

E. Miranda

Dpto. of Civil and Environment
Engineering
Stanford University
Stanford, California, 94305-4020

M. Moroni

Dpto. de Ingeniería Civil
Facultad de Ciencias Físicas y
Matemáticas
Universidad de Chile.

J. L. Almazán

Escuela de Ingeniería
Pontificia Universidad Católica de
Santiago
Santiago de Chile

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

M. Ordaz

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

M. N. Pavlovic

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona España

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Apto. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

L. Suárez

Universidad de Puerto Rico
Recinto Universitario de Mayagüez
Puerto Rico

C. E. Ventura

Department of Civil Engineering
The University of British Columbia
CEME Building, 2018 - 2324
Main Mall
Vancouver, B.C. Canada V6T 1Z4

M. Tornello

CeReDeTec
Universidad Tecnológica Nacional
Mendoza
Argentina

IMPRESIÓN

Javier Villamarín

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
ISSN 1390-0315
©2010 ESPE, Quito, Ecuador

Revista Internacional de

Ingeniería de Estructuras

Sumario

Volumen 15, número 1, 2010

Experiencias sobre Aislamiento Sísmico en Mendoza, Argentina Diseño, Modelación y Construcción	1
Miguel Eduardo Tornello, Carlos Frau	
Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe de dos pisos con Refuerzo Horizontal y Confinamiento Mínimo	49
Á. San Bartolomé, E. Delgado y D. Quiun	
Desempeño Sísmico de Mampostería y Fachada de Mampostería	63
Richard E. Klingner, P. Benson Shing, W. Mark McGinley, David I. Mclean, Hussein Okail y Seongwoo Jo	
Peligrosidad Sísmica del Ecuador y Descripción de los Puentes construidos sobre el Estuario del Río Esmeraldas, con aisladores de base FPS.	85
Roberto Aguiar Falconí	

Revista semestral de la Escuela Politécnica del Ejército Quito, Ecuador.

Revista inscrita en la Hemeroteca Latinoamericana

ISSN 1390-0315

© 2010 ESPE, Quito – Ecuador

EXPERIENCIAS SOBRE AISLAMIENTO SÍSMICO EN MENDOZA, ARGENTINA. DISEÑO, MODELACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

Miguel Eduardo Tornello

Investigador y responsable del área estructuras del Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción Sismología e Ingeniería Sísmica (CeReDeTec). Director del Departamento de Ingeniería Civil. Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional. Rodríguez N° 273 (5500). Mendoza. Argentina.

Correo electrónico: mtornell@frm.utn.edu.ar

Carlos Daniel Frau

Investigador y responsable del área sismicidad del Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción Sismología e Ingeniería Sísmica (CeReDeTec). Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional. Rodríguez N° 273 (5500). Mendoza. Argentina.

Correo electrónico: cdfrau@frm.utn.edu.ar

RESUMEN

En la República de Argentina, la provincia de Mendoza y San Juan, constituyen el centro urbano socio-económico más importante del oeste argentino. Con aproximadamente 2.5 millones de habitantes constituyen las áreas más densamente pobladas de la región oeste del país. Estudios realizados sobre la sismicidad local y regional han demostrado el elevado peligro sísmico de ambas provincias. La zona del Gran Mendoza presenta una historia sísmica importante. En los últimos 200 años ocurrieron al menos 15 terremotos que ocasionaron daños en las construcciones. El antecedente histórico más importante lo constituye el terremoto de 1861, que provocó la destrucción total de la ciudad y ocasionó la muerte del 60 % de las personas. Por lo tanto la información disponible indica la necesidad de contar con nuevas desarrollos tecnológicos que tiendan a reducir y controlar el efecto de los terremotos destructivos sobre las construcciones emplazadas en las regiones mencionadas. Se presenta un desarrollo y una aplicación concreta de aislamiento sísmico de base para un edificio típico de la región, de tres niveles, con dispositivos de aislamiento distintos a los habitualmente utilizados a nivel mundial. Se presenta un resumen de la geología regional y local del lugar de emplazamiento del edificio y se analizan los posibles terremotos que pueden esperarse en la región. Se realiza el diseño de los dispositivos de aislamiento, se describen las particularidades de la construcción y se presenta el marco teórico que permite predecir la respuesta sísmica. El trabajo se completa con información sobre la respuesta del edificio ante sismos sensibles ocurridos en la región y que han sido registrados por el instrumental sísmico instalados en el edificio.

ABSTRACT

In the Republic of Argentina, Mendoza and San Juan, are the centers economic the most important of western Argentina. With approximately 2.5 million people are the most densely populated areas in the western region of the country. Studies of local and regional seismic showed the high seismic hazard in both provinces. The area of Mendoza has an important seismic history. In the past 200 years occurred at least 15 earthquakes that caused damage to buildings. The historical record most important was the 1861 earthquake, which caused the total destruction of the city and killed 60% of people. Therefore the information available indicates the need for new technological developments that tend to reduce and control the destructive effect of earthquakes on buildings located in the regions mentioned. A development and practical application of seismic base isolation for a building typical of the region, of three levels, with isolation devices, other than those commonly used worldwide was presented. A summary of regional and local geology of the site for the building was presented and discussed the possible earthquakes that can be expected in the region. The isolation devices design and theoretical framework to predict the seismic response was presented. Information on building response to earthquakes occurred in the region and have been recorded by seismic instruments installed in the building was presented.

1 GEOLOGÍA LOCAL Y REGIONAL DEL EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA

La República Argentina posee una extensión continental de 1.850.000 Km², distintas ciudades del país han sufrido las consecuencias de terremotos destructivos. Los mismos han producido graves daños materiales y en algunos casos numerosas víctimas. El país, por su gran extensión y escasa densidad de población en áreas afectadas por los terremotos, no posee una historia sísmica completa, sino que los datos existentes son fragmentados y a veces parciales (INPRES, 1977).

Sin embargo las zonas de fallas se manifiestan claramente con desplazamientos de cadenas montañosas, alineaciones de centros volcánicos y formación de valles transversales a las estructuras de fallas. Estudios realizados (INPRES, 1981) indican que en Argentina es posible establecer tres dominios claramente diferenciados; la zona norte, central y sur del país. Cada uno de dichos dominios posee caracterizaciones distintas en cuanto a la problemática sísmica y sobre la cual se encuentra apoyada la zonificación sísmica del país (Figura 1). El edificio con aislamiento sísmico se encuentra emplazado en la Provincia de Mendoza, en Zona 4, con mayor peligrosidad sísmica de la Argentina.

Estudios geológicos realizados en la región donde se localiza el Gran Mendoza indican que la zona es sísmicamente activa (Microzonificación sísmica del Gran Mendoza, 1989). Dicha actividad está relacionada tectónicamente con la convergencia de las Placas Sudamericanas y de Nazca. Esta última subduce debajo de la primera, la cual es activamente deformada a lo largo de su margen oeste y arroja como resultado estructuras geológicas activas, algunas de las cuales, por su localización, corresponden a fuentes sísmicas en y alrededor del Gran Mendoza.

Los terremotos profundos que ocurren a lo largo de la placa de Nazca, que se introduce debajo de la placa Sudamericana, define una zona sísmica buzante notablemente regular llamada zona de Benioff. A mayores profundidades y por debajo de dicha zona (650 á 700 kilómetros), la placa ha sido completamente absorbida en el interior de la tierra, o sus propiedades han sido tan altamente alteradas que no es posible liberar más energía sísmica (Figura 2)

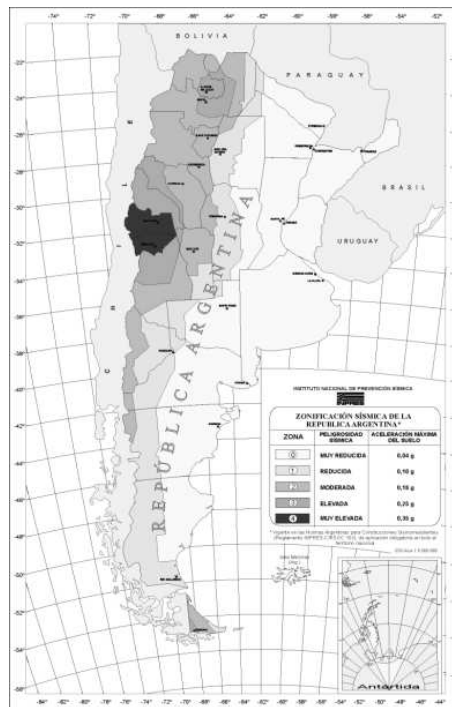


Figura 1 Zonificación sísmica República Argentina (Fuente: Reglamento Inpres-Cirsoc 103, 1983)

Hacia el norte del Gran Mendoza, la placa es casi horizontal, mientras que hacia el sur, su ángulo de buzamiento se orienta tanto hacia al sur como hacia el este. En la Figura 3, se indica el perfil de buzamiento de la Placa de Nazca debajo de la sudamericana desde el paralelo 20.9° S al 30.5° S.

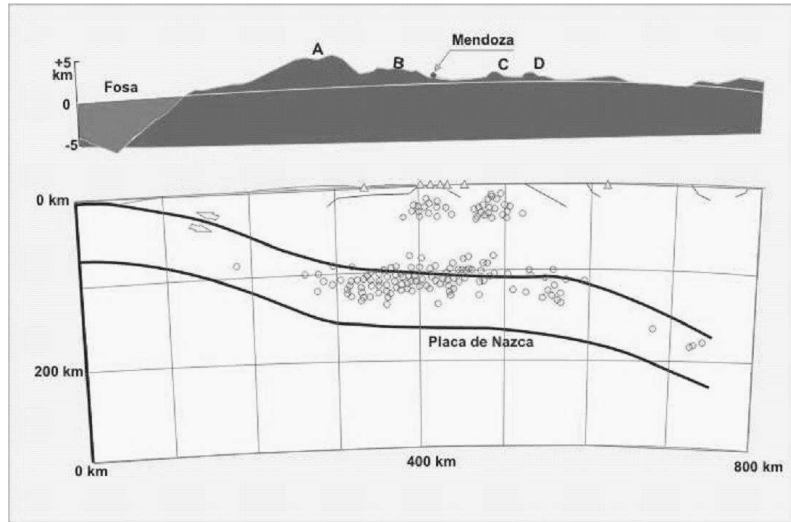


Figura 2 Subducción de la Placa de Nazca con Sudamericana a la altura de la Provincia de Mendoza

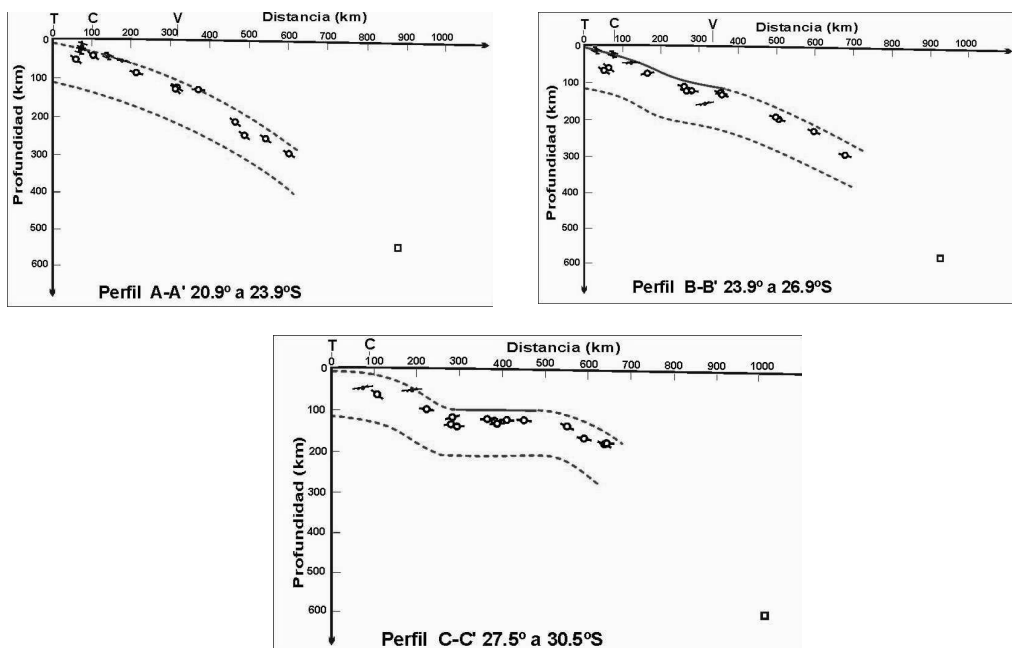


Figura 3 Buzamiento de Placa de Nazca con la Sudamericana a lo largo de la región central del país.

Además de las fuentes sísmicas superficiales, la actividad sísmica en la zona de Benioff, la cual se produce a una profundidad de entre los 100 y 120 Km., constituye otra fuente sísmica que afecta la zona. El área del Gran Mendoza se ubica sobre una zona de transición de la Placa de Nazca que tiene rumbo este-oeste. Hacia el norte del Gran Mendoza, la placa es casi horizontal, mientras que hacia el sur, su ángulo de buzamiento se orienta tanto hacia al sur como hacia el este (Figura 3).

La actividad sísmica dentro de la Placa Sudamericana, en el área del Gran Mendoza, se extiende en profundidad, desde cerca de la superficie hasta los 30 a 40 Km.- Sobre la base de estudios de la geología superficial de la zona del Gran Mendoza fueron identificadas como

sísmicamente activas las fallas enumeradas en la Tabla 1.

Tabla 1 Fallas sísmicamente activas que afectan el área del Gran Mendoza. Argentina

NÚMERO	DESIGNACIÓN
1	Falla del Cerro de la Cal - Calle Perú
2	Fallas del Cerro de la Gloria y del Cerro del Cristo
3	Falla del Melocotón
4	Fallas de Barrancas
5	Falla de Salagasta – Los Cerrillos.

A mayores distancias del Gran Mendoza, se ubican las fallas de Mariposa, Tupungato y Cordillera Frontal. En la Figura 4, se identifican las fallas que interesan a la zona del Gran Mendoza y en particular las próximas al emplazamiento del edificio con aislamiento sísmico.

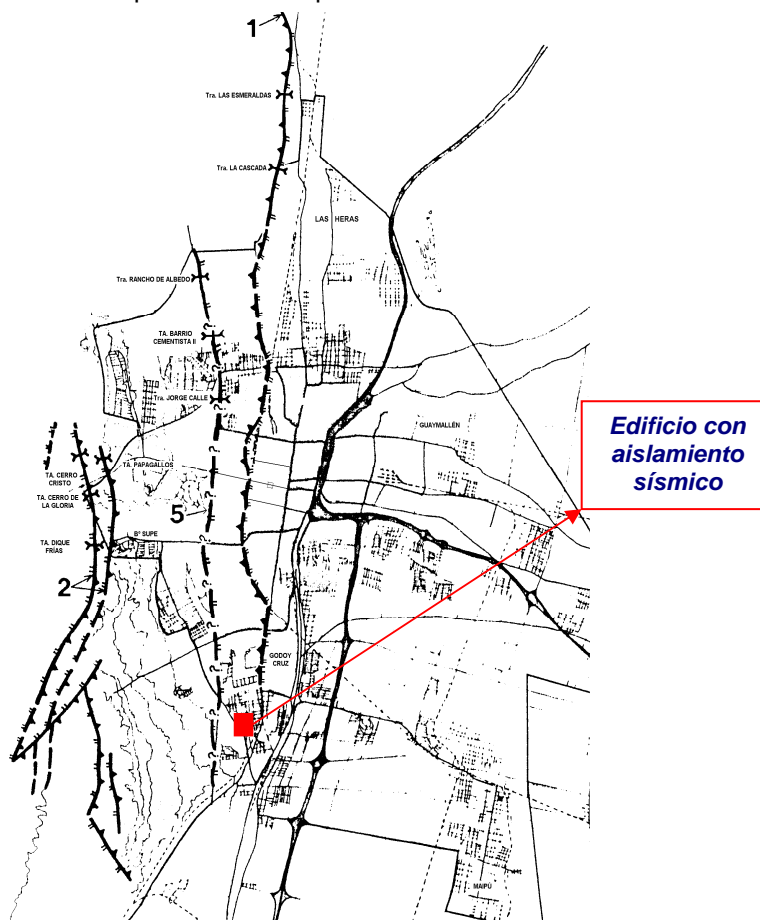


Figura 4 Fallas sísmicamente activas que afectan la zona del Gran Mendoza.

(1) Falla del Cerro la Cal – Calle Perú. (2) Falla del Cerro de la Gloria y Cerro el Cristo (5) Falla de Salagasta – Los Cerrillos

2 PELIGROSIDAD SISMICA DE LA REGION

La sismicidad superficial de la zona cercana al Gran Mendoza se presenta, generalmente, asociada con áreas que exhiben pliegues y fallas activas. No se observan alineaciones de actividad sísmica que definan con claridad planos de falla en profundidad,

incluso para la secuencia de réplicas de uno de los sismos más importante que afectaron la región en los últimos años (26/01/1985).

La mayor contribución al peligro sísmico en el Gran Mendoza proviene de la sismicidad de las fuentes superficiales o de corteza y fundamentalmente de la falla de la Cal – Calle Perú. Por otro lado, la contribución de la sismicidad de la Placa de Nazca es prácticamente uniforme en toda la región estudiada y tiene relativamente escasa importancia en sitios con suelos firmes y superficiales. Sin embargo su contribución al peligro sísmico total adquiere mayor importancia en sitios con suelos profundos, particularmente para niveles bajos e intermedios del movimiento del terreno.

Los estudios de microzonificación sísmica del Gran Mendoza, permitieron el trazado de curvas de aceleración instrumental máxima para distintas probabilidades de excedencia. Los niveles de aceleración instrumental, con una probabilidad de excedencia del 10% en 20 años (que son los que se recomiendan como aceleración máxima más probable a los fines del diseño sismorresistente de estructuras convencionales), oscilan entre 0.30g y 0.40g. para la zona del Gran Mendoza (Figura 5 y 6).

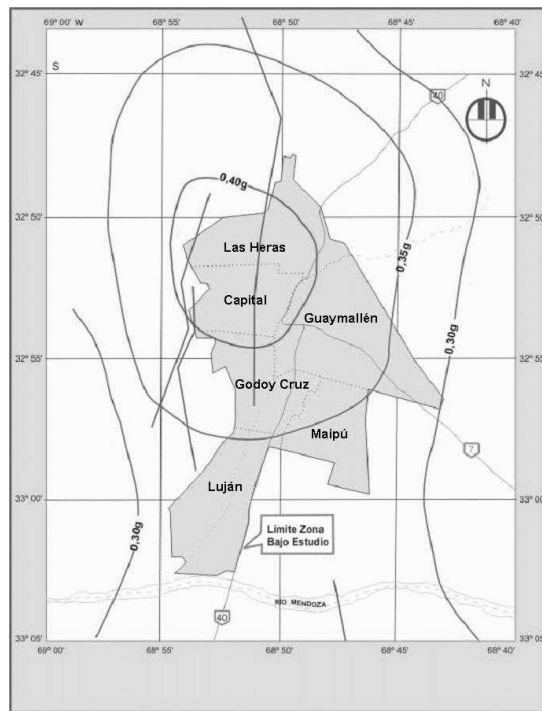


Figura 5 Aceleraciones máximas. Probabilidad excedencia del 10% en 20 años (Roca- Suelos firmes)

El edificio aislado sísmicamente se encuentra emplazado en el Departamento de Capital por lo tanto las aceleraciones instrumentales máximas recomendadas se ubican en el valor máximo, para la región, de (0.40g).

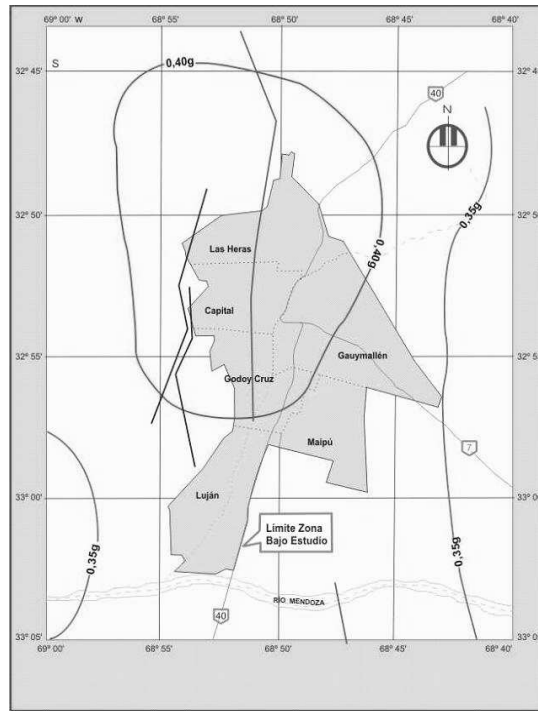


Figura 6 Aceleraciones máximas. Probabilidad excedencia del 10% en 20 años (Suelos profundos)

El peligro sísmico es conocido como la probabilidad de que diferentes niveles de movimiento del terreno sean excedidos en un determinado lugar y durante un especificado intervalo de tiempo debido a la ocurrencia de terremotos destructivos. Dicha ocurrencia, en una determinada fuente, puede ser representada por un proceso del tipo de Poisson (Cornell, 1968) (Algermissen, et al 1972). Según dicha teoría, la probabilidad de que la amplitud “ U ” del movimiento del terreno, en un determinado lugar, exceda un nivel especificado “ u ”, durante un intervalo de tiempo, “ t ”, puede determinarse con la expresión (1):

$$P(U > u_{(t)}) = 1 - e^{-\nu(u)t} \leq \nu(u) t \quad (1)$$

Donde “ ν ” es la frecuencia promedio durante el intervalo de tiempo, “ t ”, en el cual el nivel de amplitud del movimiento del suelo, “ U ”, excede el nivel “ u ” en el lugar de evaluación del peligro sísmico. El resultado que se obtiene representa a los terremotos de todas las fuentes sísmicas de la región. La función de probabilidad expresada en la ecuación (1), constituyen las incertidumbres inherentes en el fenómeno natural de generación de terremotos y de propagación de ondas sísmicas.

La sismicidad de una región es un parámetro que cuantifica la frecuencia de los eventos sísmicos de distintas magnitudes por unidad de tiempo para una determinada área en estudio. Estudios realizados sobre la región (Silva et al, 2002) definieron la tasa media de la actividad sísmica del Gran Mendoza. Para cuantificar la relación de recurrencia de la actividad sísmica de la zona en estudio, se utilizó la expresión propuesta originalmente por Ishimoto - Ida en 1939 y posteriormente adecuada por Richter - Gutenberg en 1944 (Aguiar F., 1998), ecuación (2).

$$\text{Log } N = a - b M \quad (2)$$

Las relaciones Magnitud – Frecuencia permiten definir el número de sismos de una determinada magnitud esperados en una región y establecen una relación logarítmica entre el

número de sismos (N) y la magnitud (M). El valor de “ N ” representa el número de eventos sísmicos de magnitud mayor que “ M ” por unidad de tiempo, es decir, un período de tiempo previamente definido (Sauter F., 1989).

El estudio (Silva et al, 2002) define dos relaciones, una para sismos superficiales (expresión 3) y otra para profundos (expresión 4). El número de eventos sísmicos de magnitud mayor que “ M ” considerado en el estudio, fue de aproximadamente 50 años, periodo del cual se contaba con información de valores de magnitudes (M) para la zona de estudio. En Figura 7., se representa gráficamente las relaciones definidas por las ecuaciones (3) y (4).

$$\text{Log } N = 2.73 - 0,71 M \quad (\text{Para sismos superficiales, } h < 70 \text{ Km.}) \quad (3)$$

$$\text{Log } N = 2.54 - 0,59 M \quad (\text{Para eventos profundos, } h > 70 \text{ Km.}) \quad (4)$$

El mismo estudio (Silva et al, 2002) definió la probabilidad de ocurrencia de futuros sismos y para ello se utilizó un modelo de probabilidades de Poisson, el cual supone que los eventos en sus movimientos principales se producen de un modo aleatorio e independiente, los tiempos de origen, las coordenadas de los focos y las magnitudes son variables independientes entre sí. Por lo tanto la ocurrencia de un sismo, no tiene influencia en la ocurrencia de otro, y la probabilidad de que dos terremotos sucedan en el mismo sitio y al mismo tiempo es casi nula.

El trabajo definió, para la zona del Gran Mendoza, la probabilidad de ocurrencia de al menos un sismo de magnitud mayor o igual a “ M ” para intervalos de tiempo de 10, 50 y 100 años. Figura 8

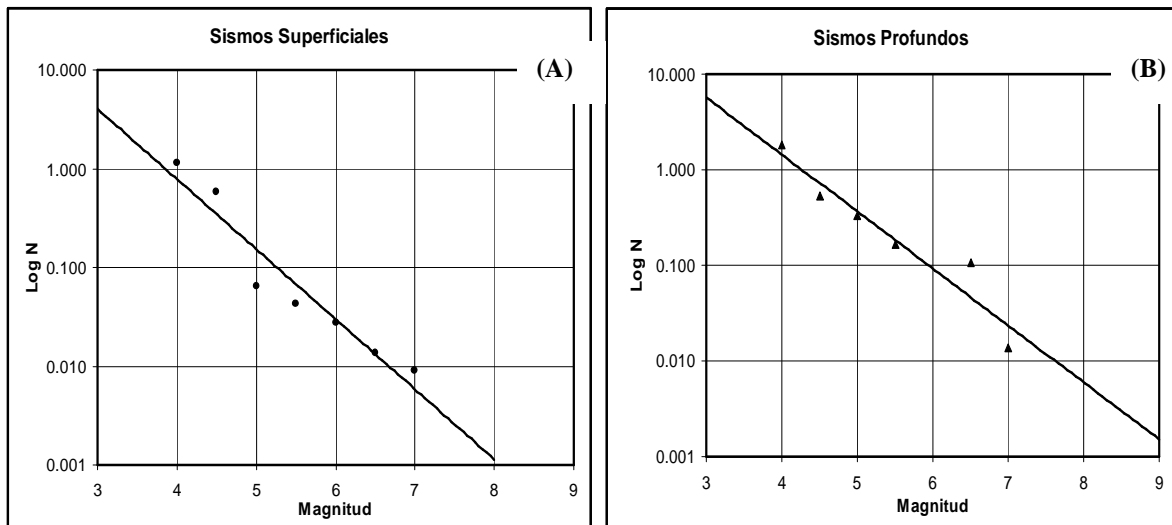


Figura 7 Relaciones Magnitud – Frecuencia. A) Sismos superficiales ; B) Sismos profundos

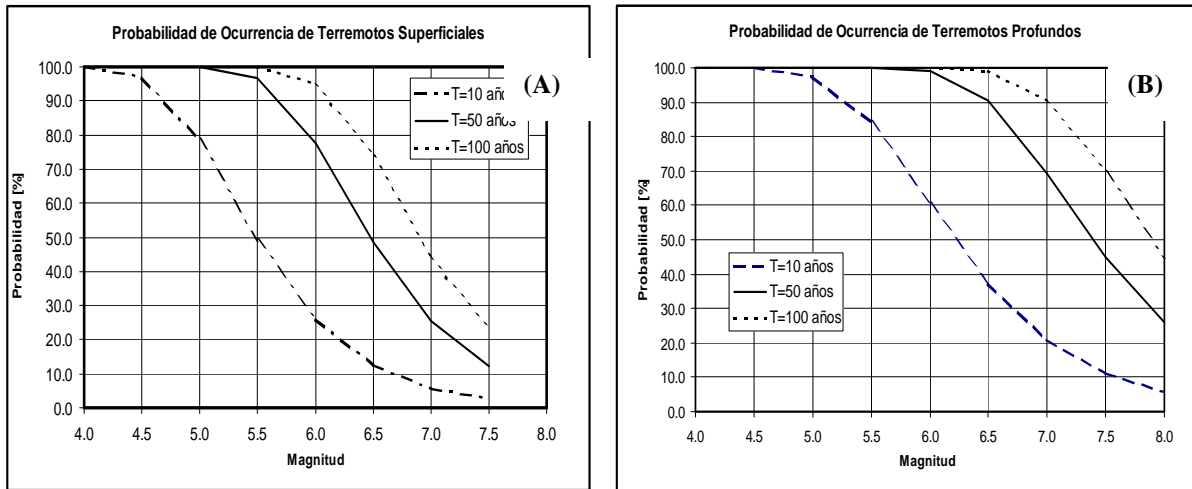


Figura 8 Probabilidades de ocurrencia. A) Sismos superficiales; B) Sismos profundos

En la Figura 9, se muestra la probabilidad de ocurrencia de “n” eventos para un intervalo de tiempo de 50 años.

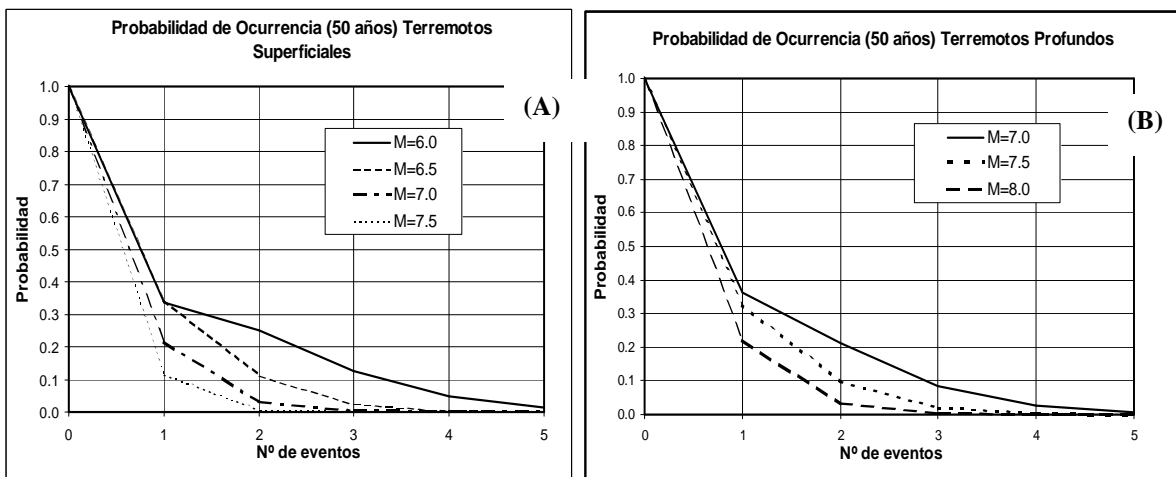


Figura 9 Probabilidad de “n” eventos en 50 años: A) Sismos superficiales; B) Sismos profundos

2.1. Espectros elásticos

2.1.1 Leyes de atenuación

Un elemento esencial, para los estudios de riesgo sísmico es la capacidad para estimar en un sitio determinado el movimiento del terreno que puede ocurrir en futuros terremotos a partir de un conjunto de parámetros sismológicos. Esta estimación se realiza usando relaciones de movimiento, también conocidas como “relaciones o leyes de atenuación”.

Una relación de atenuación es una ecuación matemática (modelo) que relaciona un parámetro del movimiento del suelo a uno o más parámetros de la fuente sísmica, al camino que recorren las ondas y a las condiciones locales del sitio. Así, por un lado están los parámetros del movimiento del suelo que asumen la función de variable dependiente, es decir son el resultado de la aplicación de una relación de atenuación, y por el otro, los parámetros de la fuente sísmica, la distancia y las condiciones locales del suelo que son referidos

colectivamente como “parámetros sismológicos” y hacen de variables independientes. Entre los parámetros del movimiento del suelo más comúnmente utilizados se encuentran los picos de aceleración, velocidad o desplazamiento de suelo y las ordenadas espectrales de pseudo-aceleración para el 5% de amortiguamiento.

Actualmente se cuenta con recientes modelos de atenuación que permiten su aplicación en distintos ambientes tectónicamente activos. Estos modelos han sido denominados NGA (*Next Generation Attenuation of Ground Motion*). El NGA Project (proyecto de próxima generación de relaciones de atenuación) que fuera una iniciativa de investigación del *Pacific Earthquake Engineering Research Center-Lifelines Program* (PEER-LL) en conjunto con el USGS y el *Southern California Earthquake Center* (SCEC), cuyo objetivo fue desarrollar modelos de atenuación empíricos actualizados mediante un exhaustivo y altamente interactivo programa de investigación.

Bajo este esquema modelos actualizados de atenuación fueron desarrollados sobre una expandida y actualizada base de datos de registros; incluyendo simulaciones teóricas del movimiento en roca, respuesta del sitio en suelo, efectos de cuenca y así, dar mejores bases científicas para la evaluación de formas funcionales y restricciones sobre los modelos. En el proyecto participaron cinco equipo de investigadores que habían desarrollaron relaciones de atenuación previas al proyecto: Abrahamson, Silva, Boore, Campbell-Bozorgnia y Youngs-Ildris (representando a Sadigh).

Para cubrir las necesidades de la práctica de diseño en ingeniería sísmica los modelos debían contemplar: a) parámetros del movimiento del suelo tales como la aceleración, la velocidad y el desplazamiento máximos del suelo (PGA, PGV, PGD), aceleración espectral para respuesta elástica con 5% de razón de amortiguamiento dentro de un rango de periodo comprendido entre 0 y 10 segundos; b) terremotos corticales superficiales provenientes de fallas transcurrentes, inversas, normales, c) magnitud momento con rango entre 5.0 y 8.5, d) distancia a la fuente con rango entre 0 y 200 km y e) esquema de clasificación de suelos usada más frecuentemente, incluyendo la clasificación del NEHRP.

Así, los principales aspectos técnicos incorporados en los modelos fueron: a) efecto de muro colgado y muro pie en fallas inversas o normales, b) estilo del fallamiento sismogénico que incluye fallas transcurrentes, inversas y normales, c) profundidad del fallamiento contemplando ruptura con afloramiento superficial y enterrada, d) salto de tensión estático computado a través del área de ruptura, e) efectos de amplificación debida a las condiciones locales del suelo en relación a la condición “roca”, f) amplificaciones debidas a la profundidad del basamento rocoso (*efecto cuenca 3D*) o bien a la presencia de roca superficial. Para el análisis de los datos los autores consideraron aspectos tales como la incertidumbre en las variables predictivas; la falta de datos en las variables predictivas y la dependencia de los errores estándares sobre la magnitud, distancia y tipo de suelo.

Los resultados del proyecto NGA fueron una serie de relaciones de atenuación que cada grupo de investigadores desarrolló separadamente. De entre todas ellas, para la presentación del tema se adoptó el modelo de Campbell y Bozorgnia (2008) cuyas expresiones se resumen a continuación.

La media geométrica de un parámetro del movimiento del suelo designado como “Y” (por ejemplo PGA ó Sa) viene dado por la expresión general:

$$\ln \bar{V} = f_{mag} + f_{site} + f_{foc} + f_{mag} + f_{site} + f_{foc} \quad (5)$$

Donde:

- f_{mag} , la función dependiente de la magnitud está dada por:

$$f_{mag} = \begin{cases} c_0 + c_1 M; & M \leq 5.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2 (M - 5.5); & 5.5 < M \leq 6.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2 (M - 5.5) + c_3 (M - 6.5); & M > 6.5 \end{cases} \quad (6)$$

- f_{dis} , la función dependiente de la distancia de la fuente al sitio está dada por:

$$f_{dis} = (c_4 + c_5 M) \ln(\sqrt{R_{RUF}^2 + c_6^2}) \quad (7)$$

- f_{ft} , la función dependiente del tipo de falla está dada por:

$$f_{ft} = c_7 F_{RV} f_{ft,z} + c_8 F_{NM} \quad (8)$$

Donde uno de los factores de la expresión 2.8.

$$f_{ft,z} = \begin{cases} Z_{TOR}; & Z_{TOR} < 1 \\ 1; & Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (9)$$

- f_{hng} , la función dependiente del efecto *hanging wall* esta dada por:

$$f_{hng} = c_9 f_{hng,R} f_{hng,M} f_{hng,z} f_{hng,\delta} \quad (10)$$

$$f_{hng,R} = \begin{cases} 1; & R_{JB} = 0 \\ \frac{\max(R_{RUF}, \sqrt{R_{JB}^2 + 1}) - R_{JB}}{(R_{RUF} - R_{JB})/R_{RUF}}; & R_{JB} > 0, Z_{TOR} < 1 \\ \frac{\max(R_{RUF}, \sqrt{R_{JB}^2 + 1}) - R_{JB}}{(R_{RUF} - R_{JB})/R_{RUF}}; & R_{JB} > 0, Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (11)$$

$$f_{hng,M} = \begin{cases} 0; & \Rightarrow M \leq 6.0 \\ 2(M - 6.0); & \Rightarrow 6.0 < M < 6.5 \\ 1; & \Rightarrow M \geq 6.5 \end{cases} \quad (12)$$

$$f_{hng,z} = \begin{cases} 0; & \Rightarrow Z_{TOR} \geq 20 \\ (20 - Z_{TOR}/20); & \Rightarrow 0 \leq Z_{TOR} < 20 \end{cases} \quad (13)$$

$$f_{hng,\delta} = \begin{cases} 1; & \Rightarrow \delta \leq 70 \\ (90 - \delta)/20; & \Rightarrow \delta > 70 \end{cases} \quad (14)$$

- f_{site} , la función dependiente de las condiciones lineales y no lineales del suelo superficial y viene dada por:

$$f_{site} = \begin{cases} c_{10} \ln\left(\frac{V_{SED}}{K_1}\right) + K_2 \left\{ \ln\left[A_{1100} + c\left(\frac{V_{SED}}{K_1}\right)^n\right] - \ln[A_{1100} + c] \right\} \Rightarrow V_{SED} < K_1 \\ (c_{10} + K_2 n) \ln\left(\frac{V_{SED}}{K_1}\right) \Rightarrow K_1 \leq V_{SED} \leq 1100 \\ (c_{10} + K_2 n) \ln\left[\frac{1100}{K_1}\right] \Rightarrow V_{SED} \geq 1100 \end{cases} \quad (15)$$

- f_{sed} . La función es dependiente del sedimento superficial y efecto de cuenca 3D y está dada por:

$$f_{sed} = \begin{cases} c_{11}(Z_{25} - 1); & \Rightarrow Z_{25} < 1 \\ 0; & \Rightarrow 1 \leq Z_{25} \leq 3 \\ c_{12} K_3 e^{-0.75} [1 - e^{0.25(Z_{25}-3)}]; & \Rightarrow Z_{25} > 3 \end{cases} \quad (16)$$

En las ecuaciones anteriores $\ln \hat{Y}$ puede representar el logaritmo natural de la media geométrica de la aceleración máxima horizontal del suelo (PGA) en unidades de g , de la máxima velocidad horizontal del suelo (PGV) en cm/s , del máximo desplazamiento horizontal del suelo (PGD) en cm , o el espectro de pseudo-aceleración absoluta horizontal para el 5% de amortiguamiento (S_a en unidades de g). Todos estos términos expresados en término de la media geométrica según Boore et al. (2006). El significado de los símbolos que aparecen en las ecuaciones (6) a (16) es el siguiente:

- M : magnitud momento;
- R_{RUP} : menor distancia al plano de ruptura en km (ver Figura 10);
- R_{JB} : distancia a la proyección horizontal del plano de ruptura o distancia Joyner-Boore en km (Ver Figura 10);
- F_{RV} : variable indicadora que representa fallas inversas e inversas-oblicuas y λ es el ángulo *Rake*.

El ángulo *rake* (λ) es una variable continua que representa el ángulo entre la dirección del vector deslizamiento sobre el plano de falla y el rumbo de la traza de la falla.

$$F_{RV} = 1; \quad \text{para } 30^\circ < \lambda < 150^\circ$$

$$F_{RV} = 0; \quad \text{para otros casos}$$

- F_{NM} : una variable descriptora que representa fallas normales y normales-oblicuas, λ es el ángulo *Rake*.

$$F_{NM} = 1; \quad \text{para } -150^\circ < \lambda < -30^\circ$$

$$F_{NM} = 0; \quad \text{para otros casos}$$

- Z_{TOR} : profundidad que media al techo de la ruptura cosísmica en km . En la Figura 10 designado como d_{rup} ;
- δ (ó α): inclinación o buzamiento medio del plano de ruptura en grados;
- V_{S30} la velocidad media de la onda de corte en los primeros 30 m de profundidad del prototipo de suelo superficial en m/s ;
- A_{1100} : aceleración máxima del suelo (PGA) sobre roca con $V_{S30} = 1100 m/s$;
- $Z_{2.5}$: profundidad del horizonte que presenta una velocidad de la onda de corte de 2.5 km/s ;
- $c=1.88$ y $n=1.18$ constantes del modelo independientes del periodo obtenidas teóricamente;
- k_i coeficientes del modelo dependientes del periodo obtenidas teóricamente;
- c_i son coeficientes del modelo dependientes del periodo derivado empíricamente.

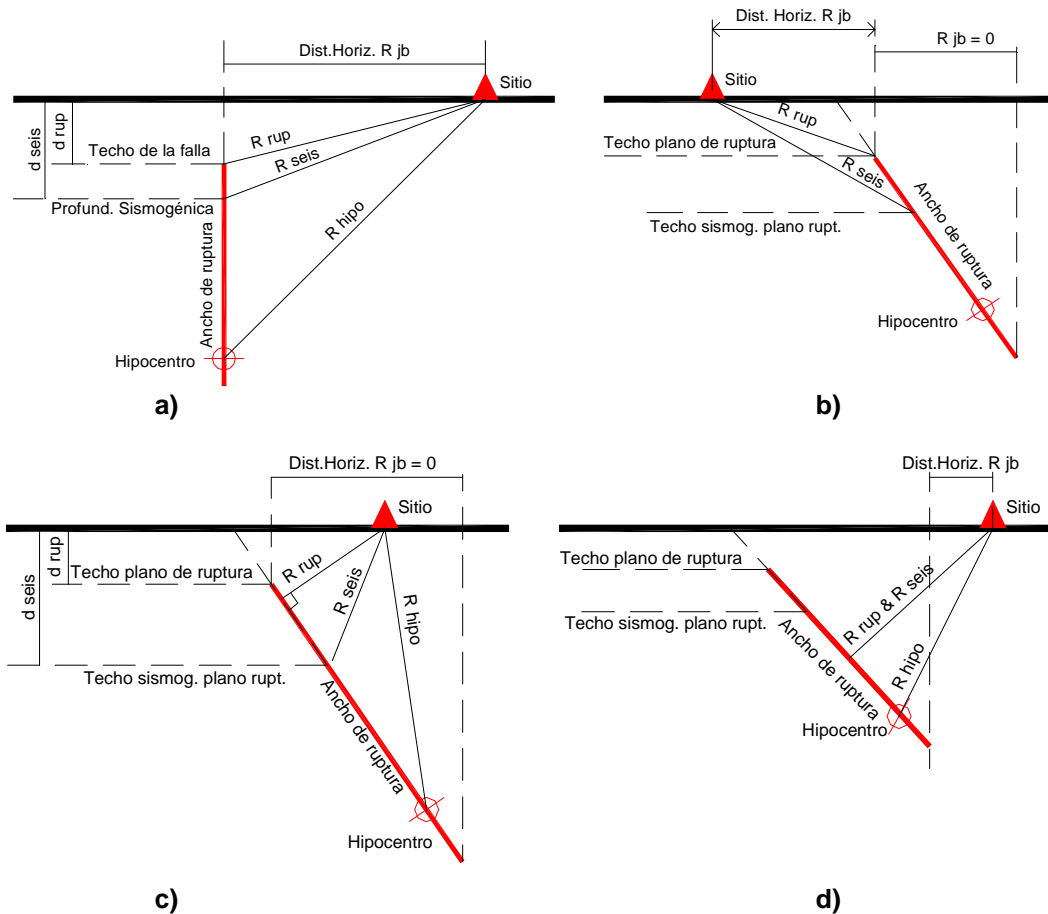


Figura 10 Medidas de distancia a la fuente finita más frecuentemente usadas en relaciones de atenuación: a) sitio próximo a falla con inclinación de 90° (plano de falla vertical), b) sitio ubicado en el *foot-wall* de falla inversa, c) sitio en sobre la proyección del plano de falla y d) sitio en el *hanging-wall* de falla inversa y fuera de la proyección del plano de falla.

Los coeficientes para los parámetros medios correspondientes al PGA, PGV, PGD y SA para 21 periodos espectrales comprendidos entre 0.01 y 10.0 segundos que han sido determinados según el modelo de Campbell y Bozorgnia, se muestran en la Tabla 8 (Anexo del trabajo). Nótese que las constantes c y n son las mismas para todos los periodos espectrales. La validez del modelo contempla límites en los valores que toman las variables predictivas, en este caso los límites están dados en la Tabla 2.2

Tabla 2 Valores límites de las variables predictivas en el modelo Campbell y Bozorgnia

Variable Predictiva	Limite de Aplicación	Observaciones
Magnitud	4.0 a 8.5	Fallas transcurrentes
	4.0 a 8.0	Fallas Inversas
	4.0 a 7.5	Fallas Normales
Distancia al plano de ruptura	0 a 200 km	R_{rup} ó r_{rup}
Velocidad de onda de Corte	180 a 1500 m/s	V_{S30} NEHRP B,C y D
Profundidad. al techo de la ruptura.	0 a 20 km	Z_{TOR}
Profundidad horizonte a la roca	0 a 6 km	$Z_{2.5}$
Inclinación al plano de falla	15° a 90°	δ

2.1.2. Parámetros sismológicos de la fuente sismogénica próxima al emplazamiento en estudio

Desde el sector norte del Gran Mendoza se observan evidencias de que la falla La Cal (Falla 1 de la Figura 4) se introduce dentro de la ciudad. El emplazamiento del edificio aislado se encuentra próximo a la misma (Ver Figura 4). Estudios realizados por Mingorance (2001 y 2007) indican que la falla presenta una longitud de 30.7 km, en tanto que Costa et al. (2000) le asignan una longitud de 17 km. Cuando se aplican las relaciones de Wells y Coppersemith (1994), los 30.7 km de longitud conducen a una magnitud máxima esperada cercana a 7.0, que concuerda con la magnitud del terremoto histórico de Mendoza de 1861 al que se le asigna una magnitud también de 7.0 asociado a esta falla. En consecuencia para la falla se ha adoptado el trazo descrito por Mingorance (2001) de 30.7 km. En resumen los parámetros sismológicos de la falla son:

Denominación: AR-30 La Cal

Longitud: 30.7 km

Tipo de falla: inversa

Magnitud máxima capaz: 7.0

Ancho de ruptura: 15.4 km

Inclinación del plano de ruptura: 45°W

Para aplicar el modelo de atenuación de Campbell y Bozorgnia (2008) se asumen los siguientes parámetros complementarios:

$f_{rv}=1$

$f_{nm}=0$

$Z_{TOR}= 0.50$ km

$Z_{2.5}= 0.2$ km

La Figura 11 muestra la traza de la falla la Cal y distintos contornos en los que se ha graduado la zona cercana a la fuente sísmica.

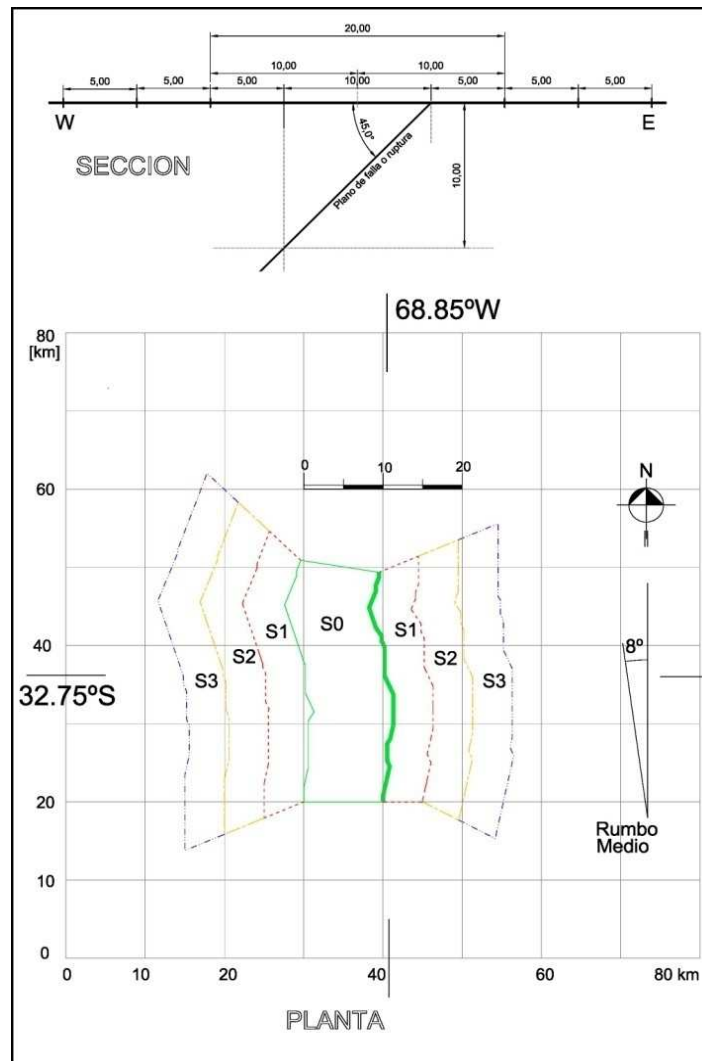


Figura 11 Traza de la falla La Cal y delimitación de distintas zonas próximas a la falla.

2.2.1.3. Espectros de respuesta elástica

Tal cual se citó en los apartados anteriores, para la falla La Cal se aplicó el modelo de atenuación de Campbell y Bozorgnia adoptando como variable dependiente las ordenadas de espectros de respuesta de aceleración elástica para el 5% de amortiguamiento correspondiente a la media geométrica horizontal para suelo tipo roca.

Para el trazado de los espectros se adoptó una representación logarítmica para visualizar con más detalle la zona de bajos periodos. En los mismos gráficos, las ordenadas espectrales se representan en unidades de "g" ($1g \approx 9.8 \text{ m/s}^2$). La Figura 12 muestra los espectros obtenidos en correspondencia con los límites demarcados en torno a la traza de la falla de la Figura 11. El espectro identificado como D=0 corresponden a sitios sobre la traza, los D=5 a sitios sobre la línea que separa las áreas S1 y S2, los D=10 a sitios sobre la línea que separa las áreas S2 y S3 y las D=15 a sitios sobre el borde externo de las áreas S3. La curva media representa los sitios sobre el denominado muro pie (*foot wall*) en tanto que la curva inferior es para el muro colgado (*hanging wall*). La curva extrema superior en el primer gráfico corresponde a sitios ubicados sobre la proyección del techo de la ruptura cósmica, que en este caso se encuentra muy cercana a la traza superficial.

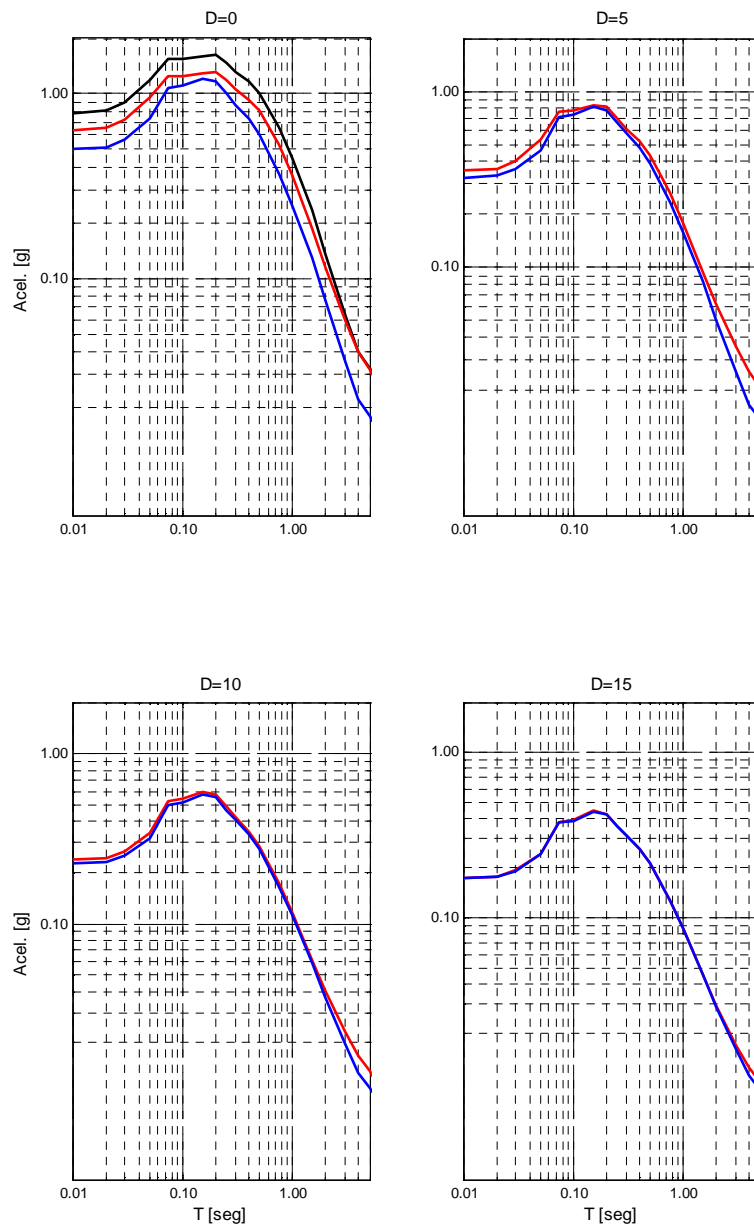


Figura 12 Espectros de respuesta elástica entorno a la traza de la falla La Cal

Para los edificios emplazados en el predio de la Residencia de estudiantes y en particular para el edificio con aislamiento sísmico, es posible extraer, de los espectros de la Figura 12, los valores siguientes.

- El edificio se emplaza a una distancia menor a los 5 Km. de la traza de la falla.
- *Para el edificio con base fija:*

Periodo: 0.17 s.

Ordenadas espectrales:

Para D= 0 → 1.15 g

Para D=5 → 0.80 g

Valor medio → 0.975 g

- *Para el edificio aislado:*

Periodo:	1.00 s.	
Ordenadas espectrales:		Para D= 0 → 0.32 g
		Para D=5 → 0.16 g
		Valor medio → 0.24 g

Los valores obtenidos ponen de manifiesto la conveniencia del empleo de dispositivos de aislamiento sísmico.

3 CONDICIONES LOCALES DEL SUELO DE FUNDACIÓN DONDE SE EMPLAZA EL EDIFICIO AISLADO

Las características del tipo de terreno fueron determinadas mediante estudios de suelos. Para ello se realizaron ensayos de humedad, densidad, granulometría, límites de Atterberg, peso específico, deyección natural en suelos granulares y triaxial escalonado. Se identificaron los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos de Casagrande y se realizaron ensayos de placa según la norma AASHTO t222-81 (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Los sondeos realizados indicaron que el primer estrato de terreno, cuyo espesor es de aproximadamente 120 cm, se encuentra conformado por rellenos limosos, mezclados con restos de escombros, vidrios y restos de ladrillos macizos de arcilla cocida. El segundo estrato, cuyo espesor varía entre los 330 y 380 cm., está conformado por un suelo limo arenoso, no plástico con escasa capacidad de carga. El siguiente estrato, cuyo espesor varía entre los 140 y 170 cm., está conformado por un suelo arenoso, grueso, no plástico, seguido por un estrato de espesor variable (180 á 210 cm) de arenas limosas, menos denso que el estrato inmediatamente superior.

El estudio determinó que se estaba en presencia de un Suelo tipo III (Blandos), según la clasificación de los reglamentos locales. Esta clasificación fue confirmada mediante ensayos estándares de penetración y a través de la velocidad de la onda de corte cuyo valor promedio, a distintas distancias, fue de $V_c = 180$ m/seg. Las características más relevantes del terreno de fundación se resumen en Tabla 3. Los módulos de reacción lateral en los distintos estratos se determinaron mediante ensayos de placa.

Tabla 3 Características del terreno fundación donde se emplaza el edificio con aislamiento sísmico.

Capacidad última a la cota -150 cm	140 KN/m ²
Capacidad última a la cota -200 cm	192 KN/m ²
Capacidad última a la cota -250 cm	242 KN/m ²
Módulo de deformación en estrato limoso	$E_o = 77.50$ kg/cm ²
Módulo de reacción lateral en estrato limoso	$K_h = 2.32$ kg/cm ³
Módulo de deformación en estrato arenoso granular	$E_o = 207.90$ kg/cm ²
Módulo de reacción lateral en estrato arenoso granular	$K_h = 7.91$ kg/cm ³

En función de las características del terreno y de la tipología de las obras a realizar se decidió adoptar una cota de fundación comprendida entre los -200 y -250 cm. medida desde el nivel natural de terreno. El periodo predominante elástico del primer modo del estrato de fundación puede estimarse con la ecuación 17 (Seed R. B. et al., 2001).

$$T_{p-elastico} \cong \frac{4H}{V_s} = \frac{4 * 8.80 \text{ m}}{180 \frac{\text{m}}{\text{seg}}} \cong 0.20 \text{ seg.} \quad (f = 5 \text{ Hz}) \quad (17)$$

H = profundidad del estrato de terreno fino ubicado sobre roca.

V_s = Velocidad de la onda de corte ($V_s = 180 \text{ m/seg.}$)

Los ensayos directos realizados sobre el terreno de fundación interesaron la cota de (-8.80 m) desde el nivel de terreno natural, profundidad a la cual aparece la grava. Por debajo de dicha cota no se cuenta con mayor información, tampoco se conoce la profundidad a la cual se encuentra la roca, por lo tanto el valor de periodo elástico encontrado debe pensarse como un valor de cota inferior.

Estudios previos determinaron que el periodo fundamental del edificio con base fija es de 0.17 segundos, valor muy próximo al periodo del primer modo del terreno de fundación. Por lo tanto es posible que se manifiesten amplificaciones dinámicas en las respuestas del edificio con fundaciones tradicionales. En consecuencia y atendiendo a este motivo la decisión de disponer dispositivos de aislamiento puede considerarse acertada.

En el diseño de los dispositivos de aislamiento y en las respuestas del propio edificio aislado, se tuvo en cuenta la influencia del terreno de fundación. Se ha centrado la atención en los valores de aceleraciones y desplazamientos de tal manera de confrontarlos con los obtenidos cuando dicho efecto no es tenido en cuenta. La influencia de la deformación del terreno fue considerada a través del módulo de deformación y del módulo de reacción lateral indicados en Tabla 2, del terreno ubicado por debajo de los dispositivos de aislamiento.

4 ESTRUCTURA DE FUNDACIÓN POR DEBAJO DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO

Las fundaciones han sido resueltas con base corridas y vigas rígidas de fundación incorporadas a las propias bases de hormigón armado. Como se citó anteriormente, la cota de fundación de las bases corridas ha sido definida por el estudio de suelos entre (-200 á 250 cm) respecto de la cota del terreno natural. En la Figura 13, parte superior, se observan los trabajos de excavaciones y en parte inferior, las armaduras de la estructura de fundación ubicada por debajo de los dispositivos de aislamiento. En las zonas extremas la viga de fundación se ensanchaba con el objeto de contar con una mayor superficie para alojar los dispositivos de aislamiento.

El proyecto tuvo la particularidad de que los dispositivos de aislamiento fueron montados en una etapa posterior a la construcción de la superestructura porque los tiempos de fabricación del sistema de aislamiento no coincidieron con los de la construcción del edificio. Por tal motivo se implementaron dos acciones preventivas, la primera fue la construcción de cuatro columnas cortas, próximas a los extremos de las vigas rígidas que cumplirían la función de apoyo del edificio. La columnas tienen una sección de (400x400) mm. y una altura de 500 mm.

La segunda acción preventiva fue disponer en las posiciones previstas para los dispositivos de aislamiento, una estructura metálica que simulaba la presencia de los dispositivos de protección y que a su vez mantenían en su posición las platinas de acero de

fijación de los futuros dispositivos a la estructura de fundación y a la superestructura. Estas estructuras eran provisionales y fueron eliminadas una vez que se procedió a montar los dispositivos de protección. En la Figura 14, parte superior, se muestra las columnas en los extremos de las vigas rígidas en su instancia de armaduras y posterior hormigonado mientras que en la parte inferior, se observan las estructuras metálicas que permitían posicionar las platinas de anclaje de los futuros dispositivos de protección.



Figura 13 Excavaciones y estructura de fundación por debajo de los dispositivos de aislamiento.





Figura 14 Acciones preventivas para el futuro montaje de los dispositivos de protección.

La colocación de las estructuras metálicas provisionarias implicó realizar un montaje de precisión en aspectos relacionados con su nivelación y cota buscando que todas ellas quedaran a la misma altura para evitar posibles desniveles del edificio sobre los dispositivos de protección. Para ello se controlaron, en distintos puntos de las platinas los niveles y las alturas con instrumental de precisión (Figura 15).

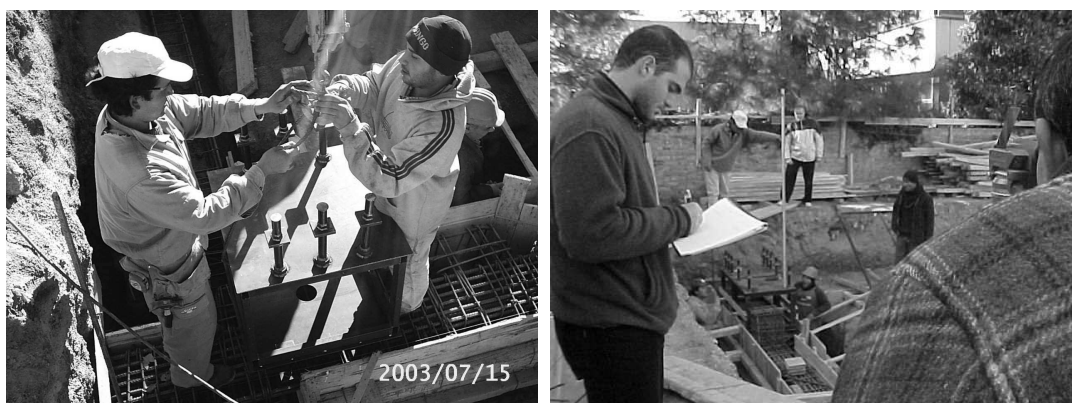


Figura 15 Control posicionamiento estructuras metálicas y de las platinas de anclaje.

Finalizado el proceso del llenado de la estructura de fundación y del posicionamiento de las platinas de anclaje, se procedió a la construcción de los tabiques perimetrales de hormigón armado del subsuelo. Para ello se tuvo en cuenta el espacio necesario para permitir el desplazamiento del edificio ante la ocurrencia del movimiento sísmico. Si bien los desplazamientos previstos por la predicción teórica del edificio no superaban los 200 mm., por razones constructivas se diseñaron espacios de 600 mm en sentido norte – sur y de 350 mm. en sentido este – oeste (Figura 16).

En la construcción del tabique perimetral del subsuelo fueron previstos los huecos para la acometida de las instalaciones y el box de ingreso (Figura 17). Por otro lado, estos espacios, a nivel del piso del subsuelo, permitieron materializar desagües de eventuales líquidos que pudieran ingresar al recinto para ser evacuados a un pozo de absorción ubicado sobre el vértice noreste del edificio (Figura 18).



Figura 16 Construcción del tabique perimetral de hormigón armado del subsuelo

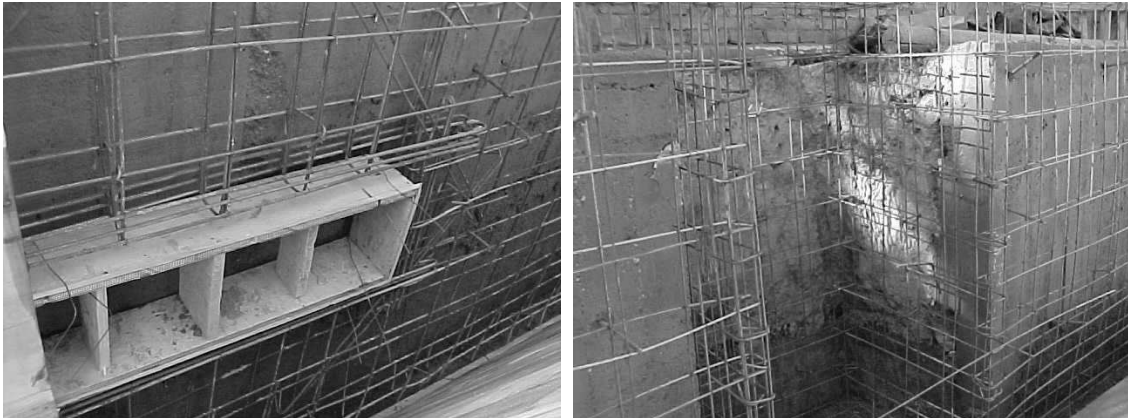


Figura 17 Huecos en tabique perimetral de subsuelo para conexiones. Box ingreso al local inspección



Figura 18 Conducción de los desagües de líquidos al pozo de absorción a nivel de piso del subsuelo

5 LOSA POR ENCIMA DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO

Sobre las columnas cortas mencionadas en el punto anterior se apoyaron las vigas encargadas de sostener la superestructura y la losa emplazada inmediatamente por encima del sistema de aislamiento. Por debajo de esta última losa se proyectó un local que cumplía las funciones de subsuelo y permitiría inspeccionar los dispositivos de aislamiento, instalaciones e instrumental de medición emplazados en ese nivel.

Las vigas perimetrales, responsables de las cargas de la superestructura, fueron diseñadas con una sección de 400 mm. de ancho por 1200 mm de alto en hormigón armado. Las losas emplazadas en los sectores húmedos, baños y cocinas, son de hormigón armado de 240 mm de espesor mientras que el resto fueron materializadas con placas alivianadas de hormigón pretensado (espesor 240 mm) y una capa superior de hormigón armado para asegurar el monolitismo entre placas. El esquema descrito de losas fue repetido en todos los niveles del edificio. En la parte superior de la Figura 19 se aprecia la losa maciza de los locales húmedos y en la parte superior las losas de placas de hormigón pretensado. En la Figura 20 se muestra las armaduras de la viga emplazada inmediatamente por encima de los dispositivos de aislamiento previo a colocar las losas macizas y placas prefabricadas de hormigón pretensado mostradas en la Figura 18.

La construcción de la obra civil avanzó hasta concretar la losa de planta baja, la estructura vertical y la mampostería de 1º nivel, instancia en la cual se decidió suspender los trabajos para montar los dispositivos de protección. En esta instancia de la obra el sistema se encontraba disponible para proceder a su posicionamiento. En la Figura 21 se muestran, entre otros, trabajos de mampostería, losa del 1º nivel y estructuras verticales.

Luego de realizar el montaje del sistema de aislamiento, tema que trataremos en los apartados siguientes, se continuaron y finalizaron la totalidad de las obras civiles. Los trabajos se completaron con las instalaciones, circulaciones verticales exteriores, escaleras de acceso al subsuelo, chapas de cobertura de la separación entre el edificio y los tabiques perimetrales del subsuelo, revestimientos, carpinterías, vidrios, muebles de cocina, artefactos sanitarios y pinturas.





Figura 19 Losas ubicadas por encima de los dispositivos de aislamiento



Figura 20 Vigas ubicadas por encima de los dispositivos de aislamiento





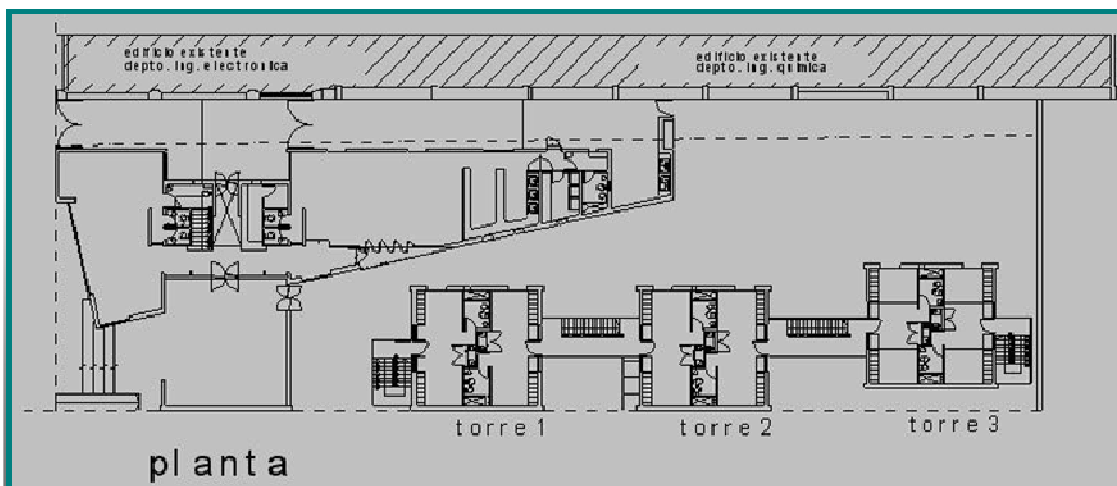
Figura 21 Trabajos de mampostería, losa del 1º nivel y estructura vertical del edificio aislado

6 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EDIFICIO

6.1. Particularidades arquitectónicas

El edificio con aislamiento sísmico forma parte del complejo residencial universitario de la Facultad Regional Mendoza de la Universidad Tecnológica Nacional, Argentina. El complejo está compuesto por tres edificios de idénticas características arquitectónicas y estructurales destinados a dormitorios de los cuales, uno de ellos es el que se encuentra con los dispositivos de protección. Dentro del mismo complejo fueron construidos locales destinados a comedores, recepción y sala de lectura.

Una característica atractiva del proyecto es que los edificios de dormitorios se encuentran relativamente próximos entre sí (5 á 6 metros), situación que ha permitido comparar las respuestas frente a sismos de dos edificios de idénticas características pero, uno con fundación tradicional y el otro con aislamiento sísmico. En la parte superior de la Figura 22, se indica una planimetría del complejo universitario y, en la parte inferior, un corte vista del mismo. El edificio indicado como “torre 3” es el que se encuentra aislado sísmicamente.



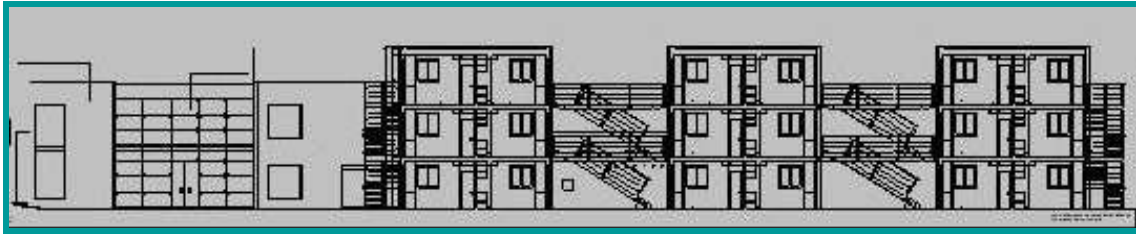


Figura 22 Planimetría y corte vista del complejo universitario

Si nos centramos en la descripción de los edificios de dormitorios es posible citar que en general presenta características que son típicas y de uso habitual en la región. Es un edificio de tres niveles, de planta rectangular (8.20 x 7.60) metros. En cada nivel del edificio se ubican por separado, dos ambientes destinados a dormitorios y desayunador, dos baños y dos kitchenette..

Los muros exteriores son de mampostería construidos con ladrillos comunes (elaboración artesanal de arcilla cocida), para lograr espesores que en general se denominan de 30 cm. aunque, por las dimensiones de los mampuestos, el espesor efectivo no supera los 26 cm. El muro ha sido terminado con paramentos vistos hacia el exterior y con un revestimiento de mezcla de cemento, arena y cal. Los entrepisos y cubierta del último nivel están conformados por una losa plana. El piso de la planta baja está compuesto por un contrapiso de hormigón simple de 10 cm. de espesor construido sobre el terreno natural compactado.

Las divisiones interiores se realizan con placas de yeso. En cada paramento del muro divisorio se han colocado dos placas, por lo tanto, la división interior, está compuesta por cuatro de ellas. Los espesores logrados con dicha disposición han sido de aproximadamente entre los 12 á 13 cm. La superficie de los paramentos exteriores de las placas de yeso han sido pintadas en algunos casos y en otros se ha aplicado el revestimiento cerámico de baños y cocinas. Los pisos interiores están conformados por piezas cerámicas asentados sobre una carpeta de mortero (cemento y arena gruesa) realizada sobre la losa plana. Los zócalos son de madera y han sido fijados con tornillos a los muros y a las placas de yeso.

Para la carpintería del edificio se han utilizado materiales tradicionales. Las puertas están conformadas por marcos de perfil de chapa doblada y hojas macizas o enchapadas en madera, las ventanas con marcos y hojas de abrir en perfil de chapa doblada. En las instalaciones (eléctricas y sanitarias) se han utilizados materiales tradicionales. La instalación eléctrica del edificio es embutida con caños y cajas de acero semipesado y en la instalación sanitaria, también embutida, se utilizaron caños y accesorios de PVC (policloruro de vinilo). Las terminaciones se logran mediante superficies pintadas.

En la Figura 23., se indica la planta tipo de arquitectura de los edificios destinados a dormitorios, mientras que en la Figura 24, se observa una vista exterior de los edificios descriptos.

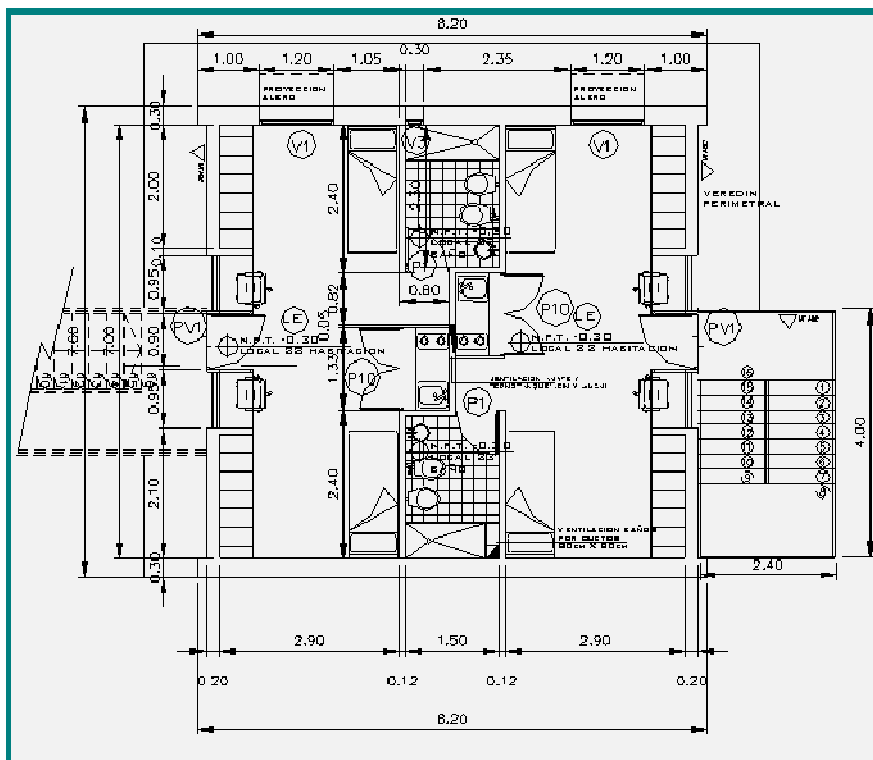


Figura 23 Planta tipo del edificio destinado a dormitorios con aislamiento sísmico.



Figura 24 Vista exterior del edificio con aislamiento sísmico

6.2 Particularidades estructurales

El edificio pertenece a la categoría de construcciones de hormigón armado. Ya se ha mencionado que las fundaciones han sido resueltas con base corridas y vigas de fundación rígidas a la cota de fundación de (-200 á 250 cm) respecto del nivel del terreno natural. La Figura 25 indica la posición relativa de los dispositivos de protección con respecto a la estructura de fundación y a la losa y viga inmediatamente por encima del sistema de aislamiento.

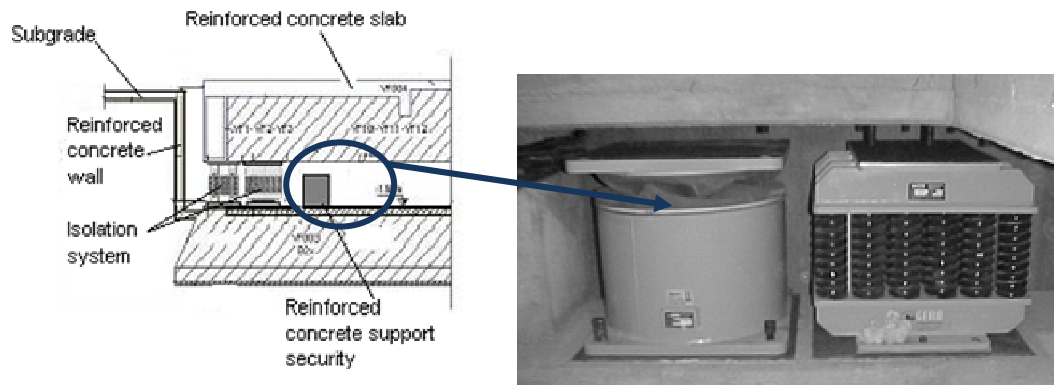


Figura 25 Posición relativa dispositivos de protección. Losa encima sistema de aislamiento sísmico

La totalidad de las vigas y columnas han sido diseñadas en hormigón armado. Las losas se encuentran conformadas por placas prefabricadas de hormigón pretensado, en zonas no húmedas del edificio, con una capa superior de hormigón armado (malla \varnothing 4.2 mm @ 25 cm) de 4 cm. de espesor de tal manera de garantizar un elemento estructural monolítico y rígido a nivel de techo y entresijos

Los muros de mampostería han sido utilizados como elementos resistentes a cargas verticales y horizontales. Los ubicados en la dirección norte – sur del edificio, con espesores de 20 cm y aquellos en dirección este-oeste con espesores de 30 cm. Los muros con espesores de 20 cm. poseen una malla cruzada de \varnothing 4.2 mm @ 20 cm. en sus caras anteriores y posteriores además de una armadura horizontal alojadas en las juntas de mortero (cemento y arena gruesa) (Figura 26).



Figura 26 Muros de mampostería con ladrillos macizos. Armaduras dispuestas en los paramentos exteriores del muro

En la Figura 27., se indica una planta tipo de la estructura del edificio con aislamiento sísmico. Las losas enumeradas como (L001) son de placas alivianadas de hormigón pretensado con espesores de 240 mm, mientras que la losa designada como (L002) es una losa maciza de hormigón armado también de 240 mm. de espesor. Los muros de mampostería utilizados como portantes a cargas verticales y horizontales se destacan con un rayado inclinado y la estructura de hormigón armado con un sombreado sólido.

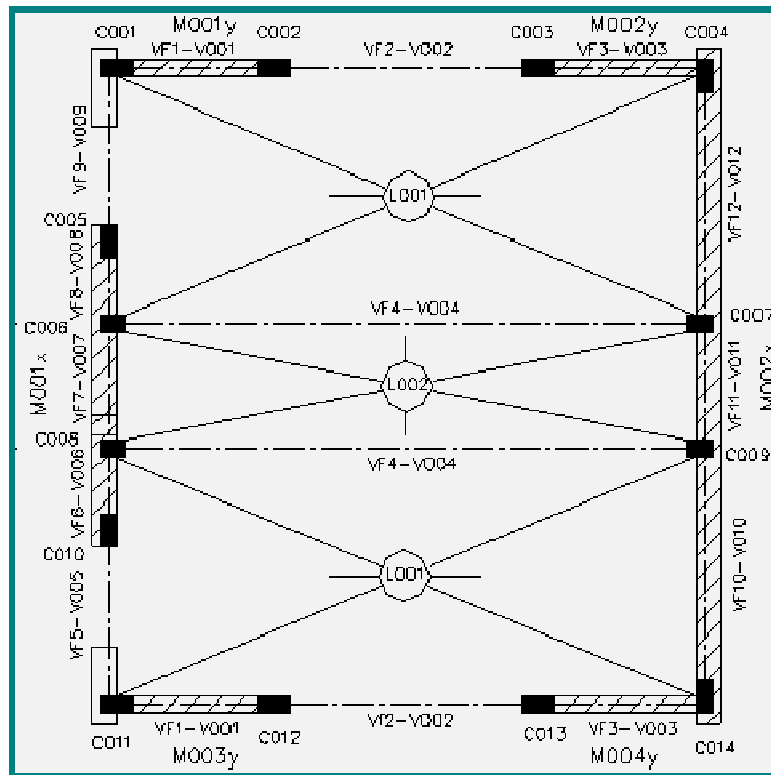


Figura 27 Planta de estructura tipo del edificio con aislamiento sísmico

6.3 Instalaciones

Las instalaciones, desagües primarios, secundarios, pluviales, agua y gas se realizaron en su totalidad en forma tradicional y de acuerdo a técnicas de la práctica habitual en la región, de tal manera de cumplir con las reglamentaciones vigentes sobre la especialidad. Las diferencias, con relación a una construcción tradicional, se centran en las acometidas de cada una de ellas. Debido a que el edificio con aislamiento sísmico tiene la posibilidad de desplazamientos horizontales y, en este caso particular también vertical, ante la ocurrencia de un sismo, cada una de las conexiones necesariamente debe acompañar el movimiento del edificio que se encuentra por encima del sistema de aislamiento. Dicho objetivo es fundamental para evitar cualquier tipo de acoplamiento entre las instalaciones y el edificio e impedir que el sistema de aislamiento sea inefectivo.

En general, todas las acometidas fueron resueltas con conexiones flexibles, sin embargo y a diferencia de otros sistemas de aislamiento de amplio uso (elastoméricos o friccionales.) para los dispositivos de resortes debe pensarse que el edificio no sólo evidenciará movimientos transversales, sino también verticales (Figura 28).

Las conexiones de agua, desagües primarios y secundarios fueron relativamente sencillas de resolver a diferencia de la conexión del gas. Para tal efecto se diseñó y procedió a fabricar especialmente un dispositivo que asegurara su estanqueidad ante la ocurrencia de un terremoto y que acompañase de manera eficiente los movimientos del edificio. El dispositivo está conformado por un tubo recto con dos fuelles metálicos extremos. Los fuelles extremos cumplen la doble función de permitir desplazamientos verticales y materializar articulaciones en los extremos del tubo de tal manera de permitir la rotación y liberar el desplazamiento horizontal. La distancia a la cual se ubican los dos fuelles metálicos está asociada al desplazamiento horizontal de la conexión (Figura 29).



Figura 28 Conexiones flexibles del suministro de agua y de los desagües primarios

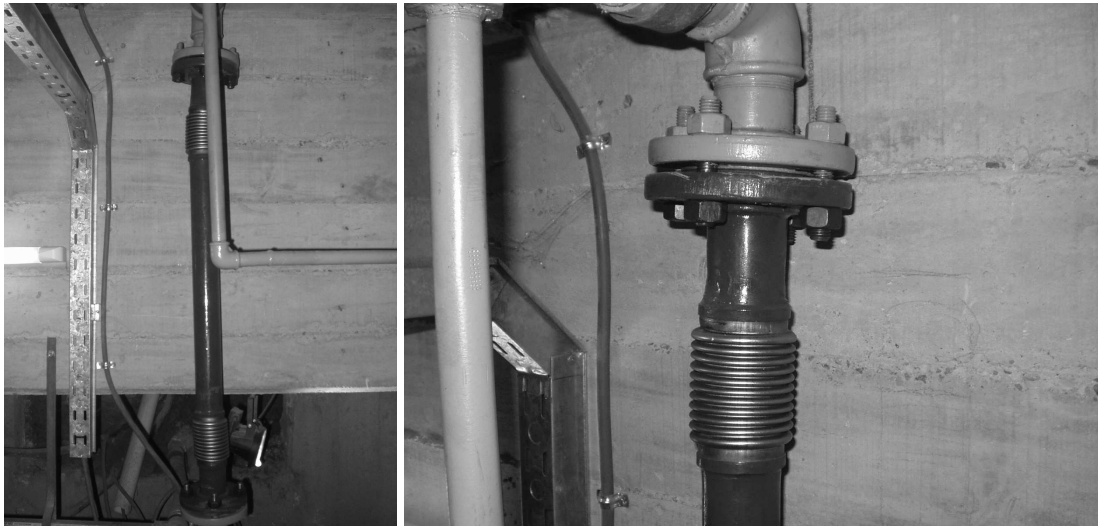


Figura 29 Conexiones flexibles del suministro de gas

6.4 Circulaciones verticales: escaleras

El edificio aislado posee escaleras metálicas que cumplen la doble función de vincular los tres niveles del edificio y además de vincular los propios edificios entre sí. El edificio tiene adosado dos circulaciones verticales, la primera ubicada sobre el costado oeste y la segunda en el frente opuesto. Para controlar la interacción de las escaleras con el edificio aislado se diseñaron apoyos y fijaciones al edificio para permitir el libre movimiento de la torre (Figura 30).

El apoyo de la escalera metálica sobre la ménsula fijada al edificio, se realiza sobre una plancha de plomo con el objeto de reducir la fricción y oponer el mínimo de resistencia al desplazamiento horizontal (Figura 30). Las escaleras (en toda su altura) deben acompañar no solamente los movimientos transversales del edificio frente a la ocurrencia de un sismo, sino también al desplazamiento vertical. Esta última componente resulta ser la más difícil de desacoplar precisamente porque es imposible la no presencia de las acciones gravitatorias debidas al peso propio. Ensayos realizados sobre el edificio indicaron que las escaleras generaban un cierto grado de acoplamiento durante el movimiento del edificio, precisamente porque la componente vertical no había sido liberada del movimiento del mismo. Los registros de aceleraciones obtenidos en dichos ensayos evidenciaron la interacción de las escaleras en

la respuesta del edificio, aspecto que motivó una inmediata intervención para corregir la influencia de las escaleras en el libre movimiento vertical del edificio.



Figura 30 Detalle del encuentro de las escaleras con el edificio aislado

6.5 Cerramiento inferior entre el edificio y los muros perimetrales del subsuelo

Para asegurar la estanqueidad, a nivel de terreno natural, del espacio diseñado entre el edificio y los tabiques perimetrales del subsuelo, se dispuso un cerramiento de chapa reforzada fijada solamente sobre el paramento del edificio y totalmente liberado del tabique de hormigón armado del subsuelo, incluso se ha diseñado una junta entre chapa y muro, de tal manera que el cerramiento no ofrezca resistencia al movimiento del edificio (Figura 31). El mismo cuenta con aberturas de ventilación para controlar la condensación que se manifestaba, en forma frecuente, sobre el paramento inferior de la chapa debido a los altos gradientes de temperaturas entre el exterior y el local de subsuelo del edificio. El cerramiento se completa con la puerta trampa, más su respectiva escalera metálica, de ingreso al subsuelo y a la zona de inspección de los dispositivos de protección.

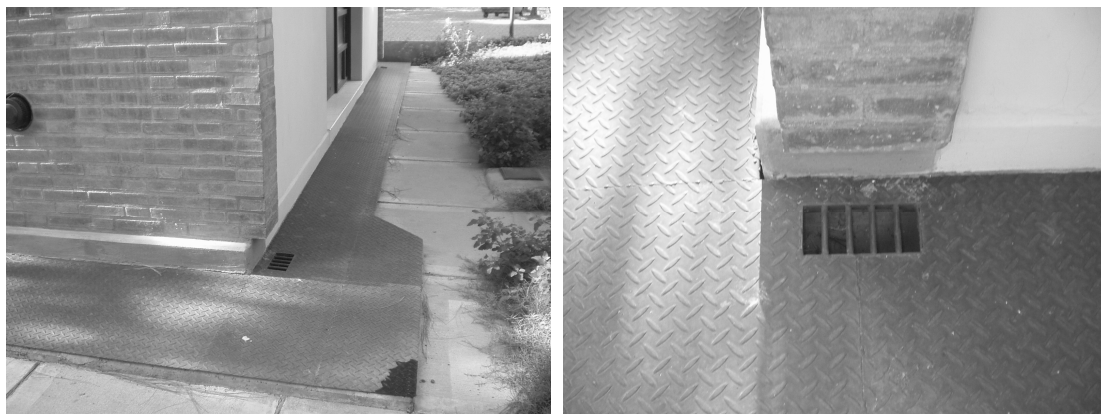


Figura 31 Cerramiento inferior de chapa entre el edificio y el tabique de hormigón armado del subsuelo

Por debajo del cerramiento que muestra la Figura 31 y a nivel de subsuelo, se han emplazado los tacos de control de desplazamientos del edificio. Los mismos cumplen la función de limitar el desplazamiento del sistema de aislamiento a valores de diseño de tal manera de proteger el eje vertical y cilindros del amortiguador viscoso. Estos dispositivos se han colocado atendiendo a razones de seguridad y para controlar desplazamientos que podrían inducir

terremotos de carácter extraordinarios con posibilidad de ocurrencia durante la vida útil del edificio (Figura 32). Fueron diseñados con platinas y caños de acero y uno de sus extremos fijados a los tabiques perimetrales de hormigón armado del subsuelo, mientras que el otro extremo, sobre el que eventualmente impactaría el edificio, se ha proyectado con un recinto para alojar una goma, espesor 20 mm., de tal manera de amortiguar el impacto. Se dispusieron dos de estos dispositivos en cada lado del edificio.

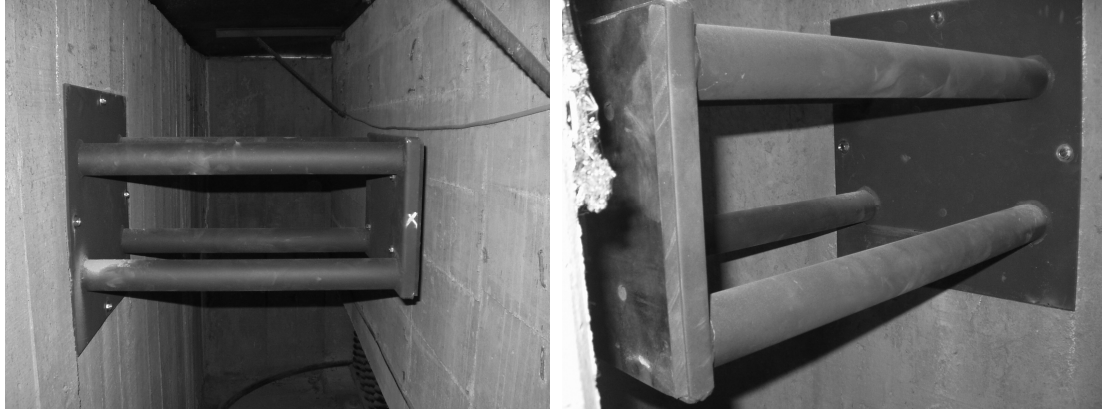


Figura 32 Topes de control de desplazamientos horizontales del edificio aislado

7 CARACTERÍSTICAS DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

El aislamiento sísmico en el edificio se logra por la acción combinada de aisladores de resortes helicoidales de acero y amortiguadores visco elásticos. Hasta la fecha los aisladores de resortes han sido utilizados casi exclusivamente para aislar equipos industriales y otros de sus propias vibraciones para proteger sistemas próximos. Otras aplicaciones han estado dirigidas al aislamiento de construcciones para filtrar las vibraciones del tránsito vehicular o de trenes.

Originalmente comenzaron a utilizarse en máquinas de pequeño porte, luego se extendieron a fundaciones de máquinas pesadas e instalaciones industriales de importancia, como ejemplo una platea de fundación de turbogeneradores (Stuardi et al., 2005). Sin embargo en los últimos años se han realizado estudios y aplicaciones sobre la respuesta de estructuras aisladas para dichos dispositivos de protección en edificios y sobre todo cuando las estructuras se encuentra sujetas a la acción de terremotos destructivos (Nawrotzki, P. 2000, 2001a, b; Stuardi, 2003, Stuardi et al., 2005, Tornello et al., 2005 y 2007).

Los aisladores de resortes helicoidales de acero poseen la ventaja de que el comportamiento es conocido y controlado, es adecuado a las altas temperaturas, debido a que en su fabricación se utilizan determinadas aleaciones, no presenta fluencia ni tampoco desplazamientos residuales. Comparativamente con otros sistemas es de menor costo. Presenta la desventaja de que el sólo resorte posee un bajo amortiguamiento (cerca del 2%) por lo tanto es necesario utilizarlos con otros dispositivos para aumentar dicho valor. Por otro lado para soportar elevadas cargas deben utilizarse paquetes de resortes debido a que la capacidad de carga de un único resorte, relacionado con las dimensiones y diámetro necesario del espiral, no puede aún lograrse desde el punto de vista tecnológico.

Los aisladores elastoméricos o friccionales, en sus distintos modelos, poseen una gran eficiencia para filtrar adecuadamente las aceleraciones horizontales del movimiento del suelo sin embargo, son poco eficaces para controlar la componente vertical debido a su elevada rigidez en esa dirección. Este último aspecto puede tomar relevancia para construcciones

aisladas sísmicamente y emplazadas próximas a fallas. Hay evidencias que los movimientos del suelo provenientes de tales fuentes poseen aceleraciones verticales tan importantes como las horizontales.

Los sistemas basados en resortes metálicos han sido utilizados en viviendas para proveer aislamiento en las tres direcciones (Farzad, Naeim. et al., 1999). Los aisladores de resortes de acero (GERB Control System®) fueron, originalmente diseñados, para controlar las vibraciones que generaban las turbinas en plantas hidroeléctricas. El sistema está conformado por paquetes de resortes, ensamblados entres sí, con baja rigidez en sentido horizontal y vertical, por lo tanto para aumentar el amortiguamiento del sistema de aislamiento se disponen además, amortiguadores, en este caso, del tipo viscosos (Visco®), (Figura 33. y 34).

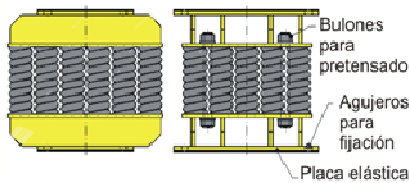


Figura 33 Paquetes de resortes helicoidales de acero (Gerb®)

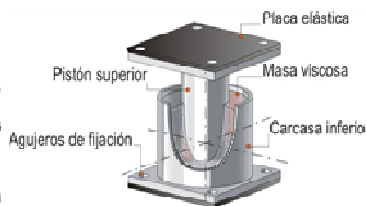


Figura 34 Amortiguador visco elástico de eje vertical (Visco®)



El sistema de aislamiento presenta un fuerte acoplamiento entre el movimiento horizontal y el pendular debido a que el centro de gravedad de la estructura aislada se encuentra por encima del centro de rigidez del mismo (Figura 35), por lo tanto el sistema es práctico en situaciones donde el centro de gravedad y el centro de rigidez se encuentran en el mismo nivel caso que se presenta con mucha frecuencia, por ejemplo en el reactor de una planta nuclear (Farzad, Naeim. et al., 1999).

La rigidez vertical del resorte puede evaluarse con la ecuación (18) mientras que la lateral se encuentra influenciada por un efecto combinado de la flexión y torsión y puede ser evaluado con la ecuación (19).

$$k_v = \frac{G d^4}{8 n D^3} \tag{18}$$

$$k_l = \frac{10^6 d^4}{n D (0.204 h_s^2 + 0.256 D^2)} [Lb * inch] \tag{19}$$

En las expresiones anteriores G , es el módulo de corte del material del resorte, d , el diámetro de la espera que conforma el resorte, n , el número de espiras activas y h , la altura libre del resorte.

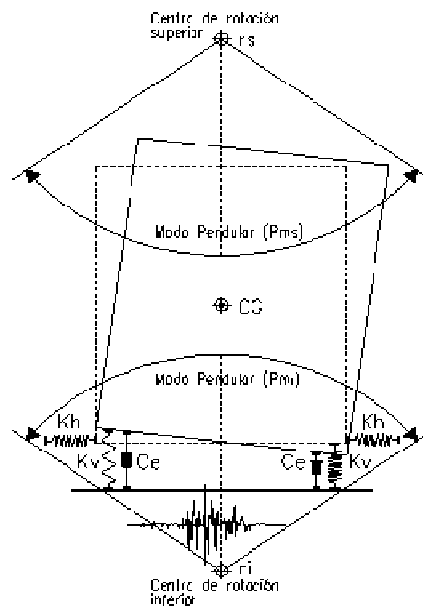


Figura 35 Mecanismo disipación dispositivos resortes de acero y amortiguadores. Modos pendulares.

El amortiguador visco elástico de la Figura 34., está compuesto por una carcasa inferior que contiene una masa viscosa. El pistón de la carcasa superior penetra en una masa viscosa y genera una fuerza, también viscosa, en las tres direcciones ortogonales. Un manguito de protección cierra herméticamente ambas carcasas para evitar que ingresen elementos extraños de tal manera de impedir la contaminación de la masa viscosa. El sistema (aisladores de resortes helicoidales más amortiguador viscoso) presentan como característica una rigidez lineal, tanto horizontal como vertical y un amortiguamiento cuyo comportamiento se aproxima al lineal viscoso (Figura 36).

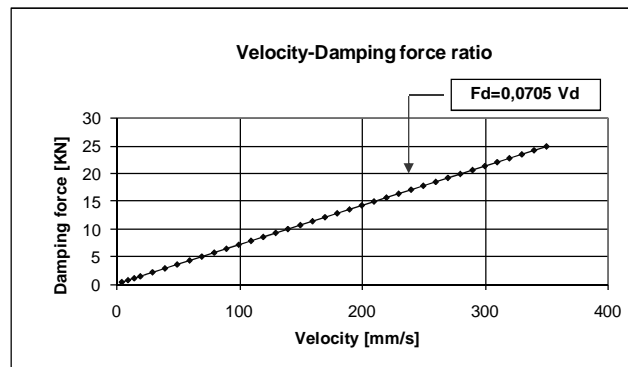


Figura 36 Relación entre la fuerza máxima de amortiguamiento y el valor máximo de la velocidad.

En el edificio aislado se dispusieron cuatro aisladores y cuatro amortiguadores, uno de cada uno de ellos, en cada vértice del edificio. El diseño de los aisladores se realiza en función de la rigidez vertical y horizontal y de las capacidades de carga estática y dinámica (tanto en dirección vertical como horizontal) requerida por la demanda de los terremotos con probabilidad de ocurrencia en la región de emplazamiento de la estructura aislada. El amortiguador se diseña en función de la velocidad de los terremotos que pueden esperarse en la región. Los desplazamientos laterales y verticales de los mismos se definen en función de las demandas de los terremotos de diseño posibles que ocurran en la zona de emplazamiento de la construcción protegida.

Los aisladores poseen frecuencias propias horizontales bajas, de aproximadamente 1 a

1.5 Hertz y frecuencias propias verticales de aproximadamente 3 a 3.5 Hertz. El sistema con dichas propiedades dinámicas conduce a movimientos verticales y pendulares de la estructura aislada frente al movimiento del terreno inducido por el terremoto. Las fuerzas y amplitudes horizontales se transforman en desplazamientos pendulares y verticales y ello reduce las fuerzas dinámicas en la superestructura (Figura 35).

El amortiguamiento puede variarse dentro de un entorno amplio, cambiando el número de cilindros internos. Permite suministrar valores de amortiguamiento en las tres direcciones (dos horizontales y la vertical). Debido al carácter impulsivo de los posibles terremotos que puedan ocurrir en la región, el diseño del sistema de aislamiento se ha realizado con valores poco frecuentes para los dispositivos más comúnmente utilizados en aislamiento sísmico. El diseño y la evaluación de la respuesta se ha realizado con valores de amortiguamiento del 26% en sentido horizontal y 13% para la dirección vertical.

La relación entre la rigidez vertical y la horizontal de los aisladores instalados en el edificio es de 7.30 sin embargo la flexibilidad horizontal no es tan amplia en relación, por ejemplo, a los aisladores elastoméricos. El valor de relación indica además, la baja rigidez vertical de los dispositivos comparadas con otros aisladores como son los elastoméricos o friccionales. Por otro lado es importante acotar que la baja rigidez vertical de los dispositivos de protección está acompañada de un valor importante de amortiguamiento de tal manera de evitar posibles resonancias. La frecuencia natural vertical final del edificio aislado es de 3.28 Hz. (0.305 seg.) y la primera frecuencia horizontal (levemente pendular por efecto del "rocking" es de 1.00 Hz. (1.00 seg.).

La selección del tipo de aisladores (paquete de resortes helicoidales) puede realizarse en función a datos suministrados por el fabricante (Gerb®) y según detalle indicado en la Tabla 4. Los aisladores instalados en el edificio poseen un diámetro exterior de 105 mm mientras que el diámetro de la espira que conforma el resorte es de 26 mm. Se instalaron paquetes de resortes helicoidales conformados por veintiocho resortes sobre el lado norte del edificio con una capacidad de carga vertical de 768 KN. La incidencia de la carga vertical sobre la cara sur es mayor, por lo tanto se instalaron paquetes de treinta resortes con una capacidad de carga vertical de 921 KN. El hecho de colocar aisladores con diferentes capacidades de carga, aseguraba la horizontalidad del edificio aislado para las cargas de servicio.

Tabla 4 Características aisladores conformados por resortes metálicos helicoidales (Gerb®)

Modelo	Capacidad nominal de carga vertical F_v (KN)	Rigidez vertical K_v (KN/mm)	Rigidez horizontal K_h (KN/mm)
EQ-01	123	4.70	0.63
EQ-02	368	14.20	1.89
EQ-03	461	17.70	2.36
EQ-04	553	21.30	2.84
EQ-05	614	23.60	3.15
EQ-06	768	29.50	3.94
EQ-07	921	35.40	4.73

La selección de las características del amortiguador visco elástico puede realizarse en función de las velocidades de los terremotos esperados en la región o bien atendiendo a los terremotos de diseño definidos por los reglamentos del lugar de emplazamiento de las estructuras protegidas. Los amortiguadores Visco ® instalados en el edificio aislado fueron diseñados para dos valores límites y posibles de velocidades. El valor máximo corresponde al

terremoto de Northridge (Estación Rinaldi Receiving Sta, 1994) con 170.30 cm/seg. y el valor mínimo al terremoto de Cauçete, San Juan (Estación INPRES, 1977) con 20.30 cm/seg. Las fuerzas visco elásticas generadas por el amortiguador pueden deducirse de la constitutiva de la Figura 33.

8 MONTAJE DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

La construcción del edificio fue realizada, inicialmente, en forma independiente de la posición final del sistema de aislamiento aunque fueron previstos los trabajos y detalles necesarios para montar dicho sistema en una segunda etapa, según lo explicado en los puntos anteriores. La causa que motivó tal decisión se fundamentó en el hecho de que los tiempos necesarios para la fabricación en el exterior y entrega del sistema de aislamiento no fueron coincidentes con los tiempos de construcción del edificio.

Cuando se montaron los dispositivos de protección, el edificio se encontraba en obra gruesa, con la losa por encima del nivel de aislamiento, Planta Baja terminada y mampostería del primer nivel finalizada (Figura 37). El peso de la construcción, hasta el nivel comentado, era de aproximadamente $1000 \text{ KN} = 100 \text{ t.}$ y la misma representaba la masa total a levantar para insertar por debajo del edificio el sistema de aislamiento.



Figura 37 Edificio aislado en la etapa constructiva previa al montaje de los dispositivos de protección

Los trabajos de montaje se iniciaron previa remoción de las estructuras metálicas que, en su posición, simulaban la presencia del sistema de aislamiento, se limpiaron de manera prolija y exhaustiva las platinas y los bulones de anclajes ya fijados en la superestructura y en la estructura de fundación (Figura 2.38). Finalizada esta etapa, se trasladaron a nivel de subsuelo y se posicionaron, próximo a su emplazamiento final, en los cuatro puntos establecidos, los dos elementos que conformaban el sistema de aislamiento (aisladores de resortes de acero helicoidales + amortiguadores viscosos) (Figura 2.39). Esta instancia indicaba que estaba todo preparado para iniciar el proceso de levantar el edificio y montar los dispositivos.

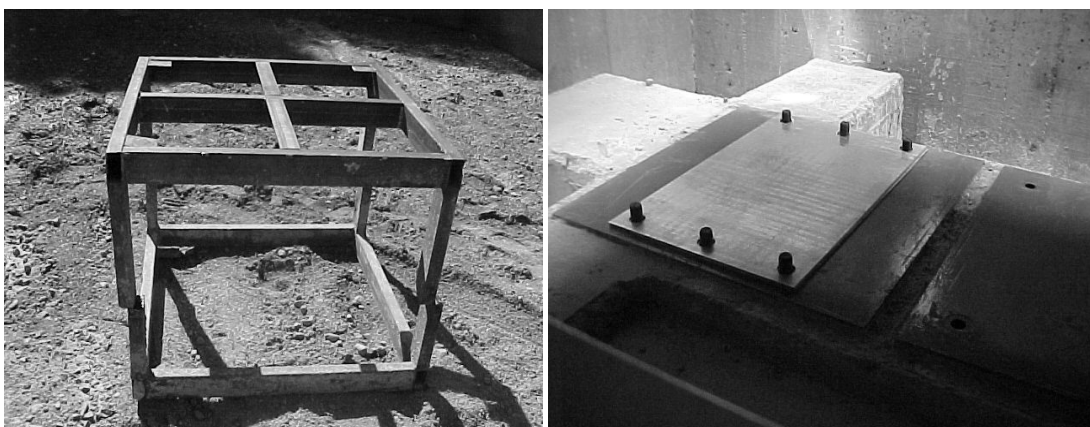


Figura 38 Remoción de la estructura metálica provisoria, limpieza de platinas y bulones de anclaje

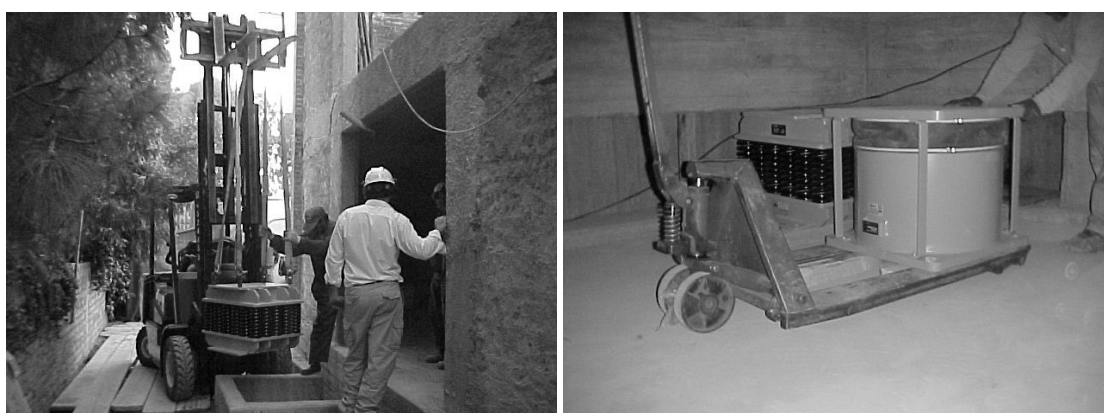


Figura 39 Traslado de los dispositivos de protección a los lugares de emplazamiento definitivo

Para levantar el edificio se utilizaron cuatro gatos hidráulicos cuya capacidad máxima de carga era de $500 \text{ KN} = 50 \text{ t.}$, accionados mediante una central hidráulica que cumplía la función de bomba para la carga y descarga de los gatos. Además se utilizaron dos gatos cuya capacidad de carga era de $2000 \text{ KN} = 200 \text{ t.}$ accionados manualmente.

Los primeros fueron emplazados próximos a la ubicación definitiva de los dispositivos de protección y del dado de hormigón armado que hasta ese momento soportaba el edificio, dichos gatos cumplieron la función de levantar el edificio. Los segundos se ubicaron en el tramo central, entre los dos anteriores y cumplieron la función de apoyo a los primeros ante una posibilidad de falla (rotura de mangueras o descarga imprevista, situaciones ya evidenciadas en dos etapas fallidas previas). Sobre las mangueras de los gatos hidráulicos se emplazaron lastres (bolsas de arena) para controlar cualquier rotura brusca de manguera y evitar accidentes sobre las personas que trabajaban a escasos centímetros de las mismas (Figura 2.40)

Para levantar el edificio se decidió hacerlo en tramos de 20 mm. de altura y no en forma uniforme, sino que primero se levantaba (mediante dos gatos de 500 KN y uno de apoyo de 2000 KN.) el costado sur y acto seguido se hacía lo mismo con el costado opuesto norte. Esta técnica fue implementada porque el edificio sobre el costado norte es ligeramente mayor que el lado sur. Si se accionaban los cuatro gatos de 500 KN. simultáneamente el edificio no ascendía en forma uniforme, evidenciándose una leve inclinación sobre el costado norte.



Figura 40 Posicionamiento de los gatos previo al proceso de levantar

En la medida que el edificio era levantado, una estación total, emplazada en el exterior, controlaba la nivelación de los cuatro vértices del edificio de tal manera de mantener la horizontalidad durante el proceso. Para asegurar la posición final de cada tramo que se levantaba, el dado de hormigón armado que, inicialmente sostenía al edificio, se suplementaba con planchas de acero para asegurar la posición final del tramo conseguido en dicha etapa (Figura 41).

Utilizando el procedimiento descrito se alcanzó la altura final de 15 cm. aproximadamente, altura que permitía ubicar los dispositivos de protección en su posición final. El sistema, en su totalidad quedó posicionado, en forma perfecta y de acuerdo a lo previsto, a las platinas y bulones ubicado sobre la estructura de fundación (por debajo del sistema de aislamiento). La platina superior se encontraba precisamente a 150 mm. del sistema de aislamiento, por lo tanto el paso siguiente era descender el edificio para enhebrar en forma simultánea los 40 bulones, diámetro 26 mm., en las placas de acero del sistema de aislamiento.

El descenso del edificio se realizó de la misma manera que se describió para el ascenso (en tramos de 20 mm. primero de la parte sur y luego del costado norte), mientras que se extraían las planchas de acero que posicionaron al edificio en cada etapa del ascenso. La tarea de enhebrar los 40 bulones de las platinas de anclajes superiores y que todos ellos se insertaran simultáneamente en los 40 agujeros del sistema de aislamiento, fue logrado con total éxito (Figura 42).

Una vez posicionado el sistema de aislamiento en su lugar definitivo se procedió a levantar los bulones de las platinas inferiores. Los mismos fueron roscados, intencionalmente de manera excesiva, con el objeto de limitar la altura a la cual se debía levantar el edificio, dicho valor estaba sujeto al recorrido de los gatos de 500 KN.. Finalizado el proceso fue posible

montar las tuercas de los bulones de fijación de las platinas inferiores y superiores.



Figura 41 Instancias de control durante el proceso de levantar el edificio.

Los aisladores de resortes metálicos habían sido pre comprimidos desde fábrica para que tuviesen la mínima altura durante el proceso de montaje, por lo tanto en etapas siguientes, fue necesario eliminar los bulones para liberar totalmente el aislador.

Dicho trabajo resultó ser una tarea de difícil ejecución porque los bulones de pre compresión no podían extraerse desde la parte superior, ni tampoco desde la inferior del aislador, este aspecto obligó a cortarlos mediante soldadura eléctrica en tramos cortos de aproximadamente a 50 mm., longitud que permitía extraerlos a través del espacio que se disponía. La liberación de los aisladores de resortes metálicos implicó un ascenso de la superestructura de aproximadamente 10 mm. en promedio. El citado trabajo fue realizado cuando el edificio se encontraba totalmente terminado. Figura 43.

El montaje de todos los dispositivos del sistema de aislamiento, en sus etapas más relevantes, consumió 16 horas de trabajo con un grupo humano formado por más de 25 personas.



Figura 42 Posicionamiento del sistema de aislamiento en su posición final y del descenso del edificio



Figura 43 Eliminación de los bulones de pre compresión del aislador para liberar su movimiento.

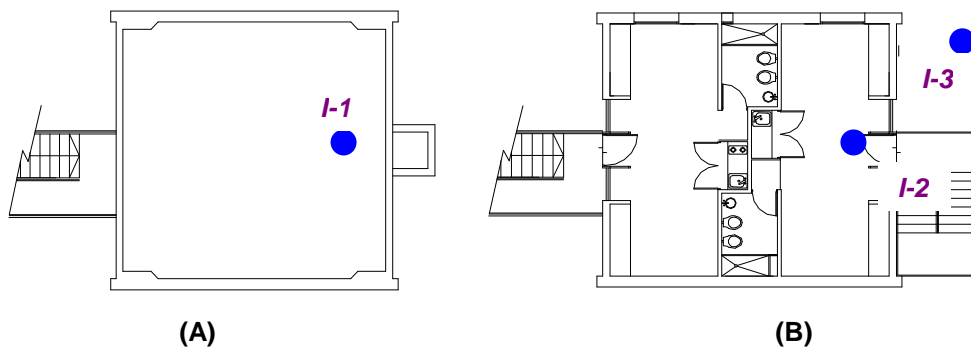
9 INSTRUMENTAL SÍSMICO INSTALADO

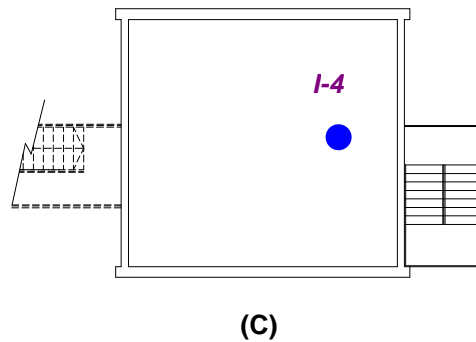
El edificio cuenta con instrumental sísmico instalado para monitorear la respuesta ante sismos. Los datos permiten comparar el comportamiento del edificio de fundación tradicional con el edificio aislado, ambos se encuentran a escasos metros de distancia. De acuerdo a los recursos económicos que fue posible asignarle desde la Universidad a esta etapa del proyecto, se diseñó una condición de mínima instrumentación que permitiría controlar, en puntos estratégicos, las respuestas del edificio con aislamiento sísmico y simultáneamente la del edificio con fundación tradicional.

Los instrumentos instalados son acelerómetros marca *Kinematics*, modelo *Altus K2* con un sensor triaxial interno. El mismo actúa como central de adquisición de datos y es el receptor de otros nueve canales externos de registros de aceleración, por lo tanto el sistema instalado tiene capacidad para el registro simultáneo de aceleración, de doce canales. El emplazamiento de los distintos sensores se resume en la Tabla 5., mientras que en la Figura 44., se representa gráficamente su ubicación.

Tabla 5 Emplazamiento y características de los sensores del sistema de adquisición de datos

Nº de Canal	Dirección	Emplazamiento	Característica	Modelo
1	E - O	Subsuelo del edificio con aislamiento de base (Torre 3)	Triaxial (2g)	Altus K2
2	S - N			
3	Vertical			
4	S - N	Techo del edificio con fundación tradicional (Torre 2), aproximadamente en el baricentro del nivel.	Triaxial (2g)	Sensor triaxial Kinematics (FBA EST)
5	E - O			
6	Vertical			
7	E - O	Planta Baja (por encima del sistema de aislamiento) de torre 3, en el vértice noreste.	Uniaxial (2g)	Sensor uniaxial Kinematics (ESU)
8	S - N	Techo del edificio con aislamiento sísmico (Torre 3).	Uniaxial (2g)	Sensor uniaxial Kinematics (ESU)
9	E - O	Techo del edificio con aislamiento sísmico (Torre 3).	Uniaxial (2g)	Sensor uniaxial Kinematics (ESU)
10	E - O	Planta Baja (por encima del sistema de aislamiento) de torre 3, aproximadamente en el baricentro de la planta.	Triaxial (2g)	Sensor triaxial Kinematics (FBA EST)
11	S - N			
12	Vertical			
	E - O S - N Vertical	Laboratorio de Estructuras (Ceredetec - Departamento de Ingeniería Civil FRM)	Triaxial (1g)	Modelo SSA2 de Kinematics





(A) : Planta subsuelo del edificio aislado.

I-1: Acelerómetro triaxial Altus K2 Kinematics (canales 1-2-3).

(B) : Planta baja del edificio aislado.

I-2: Sensor externo (acelerómetro) triaxial Kinematics (canales 10-11-12).

I-3: Sensor externo (acelerómetro) uniaxial Kinematics (canal 7).

(C) : Techo del edificio con fundación tradicional

I-4: Sensor externo (acelerómetro) triaxial Kinematics (4-5-6).

Figura 44 Esquema con la ubicación en planta y altura del instrumental de adquisición de datos.

La instrumentación sísmica se completa con un acelerómetro triaxial de Kinematics (SSA - 2) ubicado en el Laboratorio de Estructuras de la Facultad Regional Mendoza, totalmente compatible con los instalados en los dos edificios. El mismo cumple las funciones de registro en campo libre y se emplaza aproximadamente a 50 metros del edificio aislado. Este instrumento está indicado en la última fila de la Tabla 5.

Para la instalación del acelerómetro Altus K2 y de los sensores externos ubicados a nivel del techo del edificio aislado y la del edificio con fundación tradicional, se construyeron bases de hormigón simple para asegurar una adecuada fijación de los mismos y para que el instrumental no interactuase con las obras del subsuelo (contrapisos) en el primer caso y con el relleno de la cubierta de techo, en el segundo caso (Figura 45). Los sensores ubicados a nivel de la planta baja (por encima del sistema de aislamiento), fueron fijados directamente al piso de los locales del edificio.



Figura 45 Bases de hormigón simple para fijar el instrumental de medición

Los emplazamientos de los sensores externos, exigieron la colocación de cañerías y cajas de registros para el tendido de los cables desde sus posiciones finales a la central de adquisición de datos (Altus K2) (Figura 46). Finalizados dichos trabajos se realizaron los respectivos trabajos de conexiones y tendido de cables. En Figura 47, se ilustran los trabajos de tendido de cables y conexiones junto con la base de adquisición de datos emplazada en el subsuelo del edificio.



Figura 46 Instalaciones complementarias para el tendido e inspección de los cables de los sensores

Para que cada sensor externo contase con propiedades de seguridad y estanqueidad, los equipos emplazados en la planta baja, techo del edificio aislado, techo del edificio con fundación tradicional, fueron instalados bajo una cobertura metálica. Las mismas fueron construidas con una doble pared de chapa y entre ellas se colocó una placa de poliestireno expandido de 50 mm. de espesor para controlar los gradientes térmicos (Figura 2.48).

9.1 Registros sísmicos

La instrumentación sísmica instalada en los dos edificios ha registrado hasta el día de la fecha más de cuarenta sismos sensibles de baja intensidad. Con el objeto de ilustrar uno de los resultados de las respuestas del edificio aislado comparativamente con la del edificio de base fija se hará referencia a un sismo sensible ocurrido en la ciudad de Mendoza el 05/08/2006. En Tabla 6 se resumen las principales características del movimiento sísmico y en Tabla 7 se muestran los valores de aceleraciones registrados en distintos puntos estratégicos de los dos edificios instrumentados.



Figura 47 Tendido de cables y conexiones sensores externos. Central de adquisición de datos



Figura 48 Coberturas metálicas de protección de los sensores externos.

Tabla 6 Características principales de uno de los movimientos sísmicos registrados

Fecha del Sismo	Estación	Magnitud Estimada	Intensidad Estimada (IMM)	Distancia epicentral (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
05/08/2006	UTN-Mza	5.00	VI-VII	50	0.104	3.85	0.44

Tabla 7 Aceleraciones registradas a distintos niveles del edificio aislado y de base fija

Componente	En campo libre (%g) [A]	Por encima dispositivos aislamiento (%g) [B]	En el techo del edificio aislado (%g) [C]	En el techo del edificio de base fija (%g) [D]	Razón [B/A]	Razón [D/A]	Razón [D/C]
E-W	12.48	7.97	9.05	24.63	0.64	1.97	2.72
Vertical	5.33	6.77		12.39	1.27	2.32	
N-S	9.76	8.37	7.61	40.65	0.86	4.16	5.34

En la Figura 49 se muestran los acelerogramas de las componentes de aceleraciones máximas en campo libre, inmediatamente por encima de los dispositivos de aislamiento, en el techo del edificio aislado y en el techo del edificio de base fija. En la Figura 50 se indican gráficamente los valores de aceleraciones registradas por el instrumental sísmico instalado en los dos edificios, para cinco sismos sensibles ocurridos en la región. En todos los casos puede observarse que las aceleraciones del edificio de base fija (BF) son considerablemente mayores que las registradas en el edificio aislado (GCS).

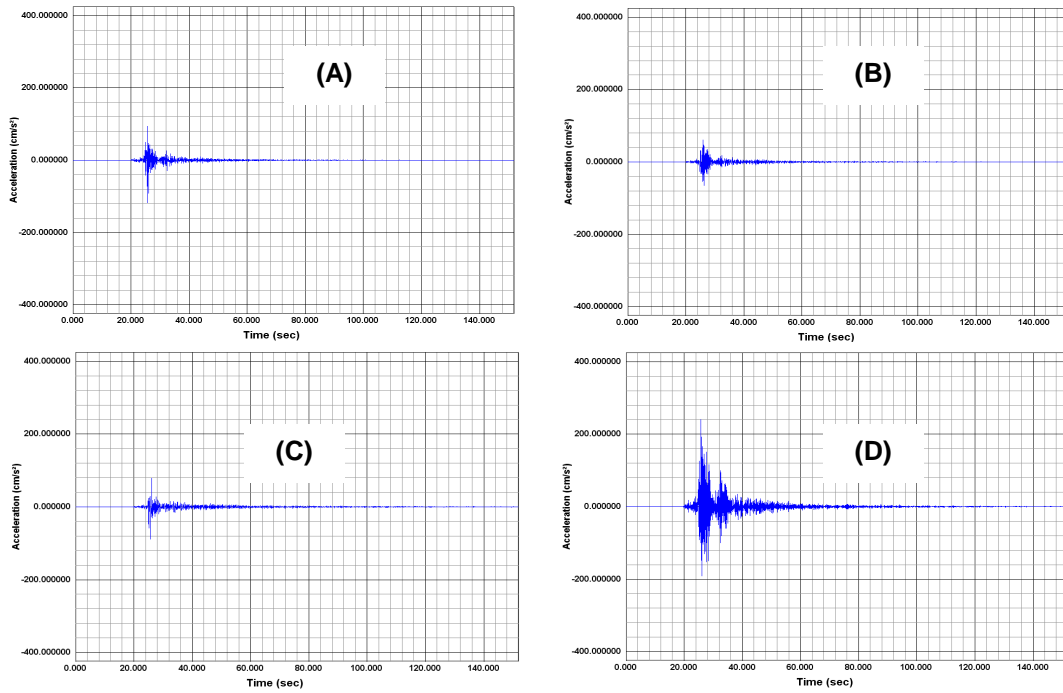


Figura 49 Acelerogramas del sismo del 05/08/2006. A) En campo libre; B) Por encima de los dispositivos de protección; C) En el techo del edificio aislado; D) En el techo de base fija.

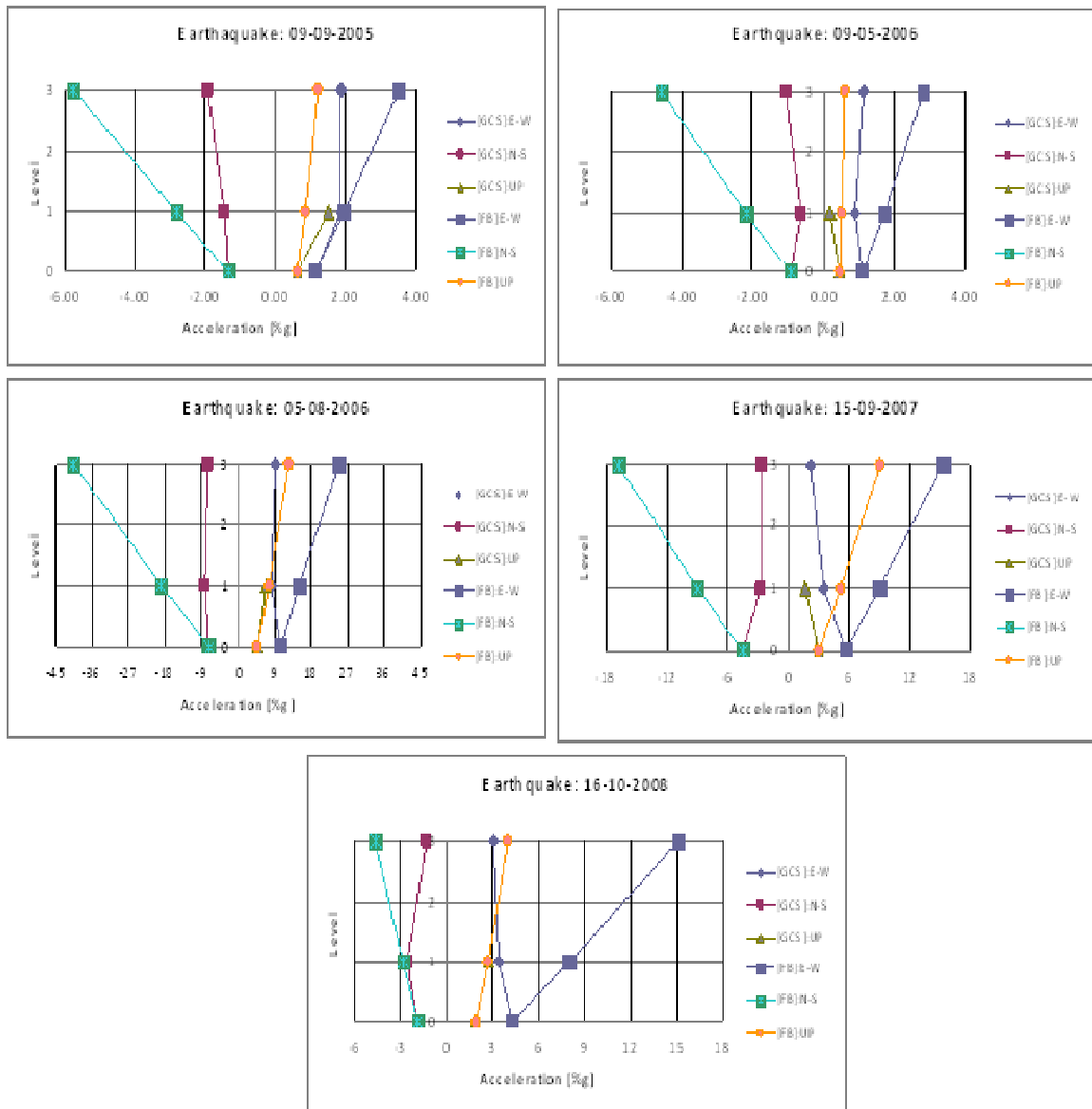


Figura 50 Aceleraciones registradas en cinco sismos sensibles. Edificio aislado (GCS). Edificio de base fija (BF)

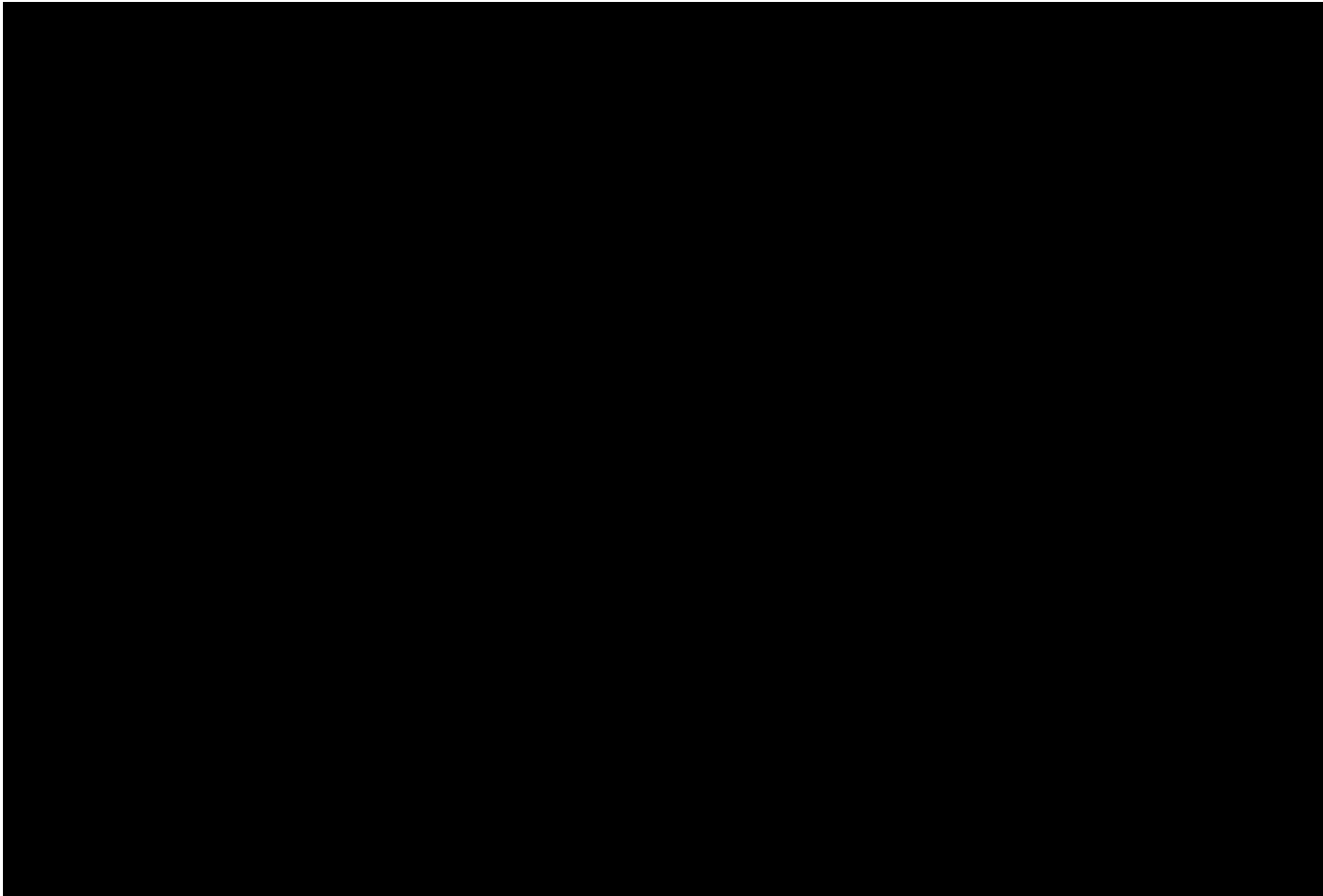
REFERENCIAS

1. Aguiar Falconi R. (1998). *Peligrosidad Sísmica. Vulnerabilidad Sísmica en Edificios de Hormigón Armado*. Ecuador, Escuela Politécnica del Ejército.
2. Algermissen S.T, Perkins D.M. (1972). *A technique for seismic zoning: general considerations and parameter*. International Conference on Microzonation for Safer Construction. Seattle. Washington. Vol. II.
3. Campbell K.W.; 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 ranging from 0.01 to 10 s*. Earthquake Spectra, Volume 24, N° 1, 94-127.
4. Costa C., Machete M.N., Dart R. L., Bastías H.E., Paredes J.D., Perucca L.P., Tello G.E., Haller K.M. (2000). *Map and database of quaternary fault and folds in Argentina*. USGS, International Lithosphere Program, Task Group II-2, Major Active Faults of the World, Open-File Report 00-0108.
5. Boore D. M., Watson-Lamprey J., Abrahamson N. A. (2006). *Orientation-independent measures of ground motion*. Bulletin of the Seismological Society America, Volume 96, N° 4A. 1502-1511.
6. Cornell C. A. (1968). *Engineering seismic risk analysis*. Bulletin Seismological Society of America. Vol. 58. N° 5.
7. INPRES (1977). *Zonificación sísmica de la República Argentina*. Publicación Técnica N° 5. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. San Juan. Argentina.
8. INPRES (1981). *Análisis sismotectónico y su aplicación a la estimación del Peligro Sísmico. El sismo de Tucumán del 9 de mayo de 1981*. Publicación técnica N° 7. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. San Juan. Argentina.
9. INPRES (1989). *Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza. República Argentina*. Poder Ejecutivo Nacional. Ministerio de Obras y Servicios Públicos. Secretaria de Obras Públicas. Instituto Nacional de Prevención Sísmica. Argentina.
10. INPRES CIRSOC 103 (Parte I). *Construcciones Generales (1983). Normas argentinas para construcciones sismorresistentes*. Instituto Nacional de Prevención sísmico (INPRES). Centro de Investigaciones de los Reglamentos Nacionales de seguridad de Obras Civiles (CIRSOC).
11. Mingorance F. (2001). *Parámetros geológicos de la deformación cosísmica asociada al terremoto de Mendoza de 1861, (M=7), Argentina*. 7th Congress of the Brazilian Geophysical Society, Solid Earth Geophysics, Salvador, Brazil. Actas TS27:1316-1319.
12. Mingorance F. (2007). *Análisis de las ventajas, desventajas y complicaciones al aplicar las zonas de cercanía a la fuente sismogénica (criterio UBC 1997) en el norte de Mendoza*. III Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería (ENIDI). Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza y Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería, Mendoza, Argentina.
13. Naeim F., Kelly J. M., (1999). *Design of Seismic Isolated Structures*. Edit. John Wiley & Sons, Inc. Printed in the United States of America.

14. Nawrotzki P. (2000). *Some Strategies for the reduction of seismic structural responses*. The First International Conference on Structural Stability and Dynamics. Taipei. Taiwan.
15. Nawrotzki P. (2001a). *Seismic Protection of structures by viscoelastic elements*. The Eighth Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction. Nanyang Technological University. Singapore.
16. Nawrotzki P (2001b). *Passive Control Systems for Building in Seismically Active Regions*. ECCM-2001. European Conference on Computational Mechanics. Cracow. Poland.
17. Sauter F. (1989). *Fundamentos de Ingeniería Sísmica I. Introducción a la Sismología*. Editorial Tecnológica de Costa Rica. ISBN 9977-66-037-9. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
18. Seed R. B., Cetin K. O., Moss R. E. S. , Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F., (2001). *Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation*. Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. SPL-2.
19. Silva E., Tornello M., Frau C., Galdame I. (2002). *Caracterización de la relación magnitud – frecuencia para fuentes sismogénicas próximas al conurbano de la ciudad de Mendoza*. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Vol. 1. CD. Paper 67.
20. Stuardi, J. (2003). *Dispositivos viscoelásticos para protección sísmica de edificios: Residencia Estudiantil en Mendoza*. XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica y 6º Encuentro de Investigadores y Profesionales argentinos de la construcción, arquitectura y diseño sismorresistente. CD. Facultad de Ingeniería UNC y Asociación Argentina de Ingeniería Sísmica. Mendoza. Argentina.
21. Stuardi J., Massa J. y Brewer A. *Eficiencia de Sistemas de Aislamiento Sísmico basados en resortes helicoidales y amortiguadores viscosos comparada con aisladores tradicionales goma – metal*. VIII Congreso Argentino de Mecánica Computacional. CD.
22. Tornello M., Sarrazin A. M. (2005). *Respuesta estructural de dos sistemas de aislamiento sísmico frente a terremotos de fuente cercana*. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas. 16-19 Noviembre de 2005. Paper N° A13-04. CD. SIN 07118-2678.
23. Tornello M., Sarrazin A. M., (2007). *Dynamic response of a building with base isolation for near-fault motions*. 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering. Paper N° 1057. Ottawa. CAEE, ACEP.
24. Well D.L.; Coppersmith K.L (1994). *New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture area and surface displacement*. Bulletin of the Seismological Society of America, Volume 84, N° 4, 974-1002.

ANEXO:

Tabla 1 Tabla de Coeficientes para el Modelo de Atenuación de Campbell y Bozorgnia.



COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN MÓDULO DE ADOBE DE DOS PISOS CON REFUERZO HORIZONTAL Y CONFINAMIENTO MÍNIMO

A. San Bartolomé¹, E. Delgado² and D. Quiun³

¹ Professor, Department of Engineering, Catholic University of Peru, Av. Universitaria 1801, Lima 32, Peru, asanbar@pucp.edu.pe

² Civil Engineer, Pontifical Catholic University of Peru, adelgado@gym.com.ec

³ Professor, Department of Engineering, Pontifical Catholic University of Peru, Av. Universitaria 1801, Lima 32, Peru, dquiun@pucp.edu.ec

RESUMEN

En la Sierra del Perú la mayoría de las viviendas de adobe son de 2 pisos y carecen de refuerzo, lo que las convierten en vulnerables ante los terremotos. En este proyecto se analizó una técnica de refuerzo basada en confinamientos mínimos de concreto armado y acero horizontal. Esta técnica se aplicó a un módulo de adobe de 2 pisos, el cual fue sometido a ensayos sísmicos en mesa vibradora, obteniéndose algunos resultados adecuados y otros posibles de mejorar.

En consecuencia, la técnica planteada podría aplicarse a las viviendas de la Sierra y también, con ligeras modificaciones, a las ubicadas en la Costa, donde las aceleraciones sísmicas son mayores.

ABSTRACT

Many traditional two story adobe houses located in the Andean highlands are seismically vulnerable due to lack of reinforcement. This project consisted in using the confined masonry walls concepts, used with clay bricks, applied now to adobe masonry. These reinforcements consisted in minimum concrete elements and horizontal steel bars.

This technique was applied to a two story full size model constructed and tested at the Laboratory of Structures of the Pontifical Catholic University of Peru. The behavior observed was good in some aspects, such as shear capacity and adequate flexural resistance to out of plane forces in the first story, with horizontal rebars. However, the partial collapse of the walls of the second floor, without horizontal bars, due to out of plane forces, indicates that some other aspects have to be improved.

Therefore, this technique could be applied to houses located in the highlands, and with some small modifications, to houses in the Coast, in which the horizontal accelerations are larger.

KEYWORDS: adobe, confinement, confined adobe, reinforced adobe, Peru

1. INTRODUCCIÓN

En la Sierra del Perú abundan las viviendas de adobe de dos pisos no reforzadas (Fig.1), las cuales han demostrado tener un mal comportamiento sísmico, llegando incluso a estados de colapso total con la muerte de sus ocupantes. Sin embargo, el adobe, por ser un material económico y térmico, constituye una de las pocas alternativas posibles para que la gente de escasos recursos económicos pueda edificar su vivienda. Es por ello que en este proyecto se planteó la idea de reforzar estas viviendas, empleando una técnica reconocida, sencilla, económica y que inspire confianza al poblador, de tal forma que pueda aceptarla.



Fig.1. Viviendas de Adobe en la Sierra del Perú.

La técnica de refuerzo que se plantea es similar a la que se utiliza en la albañilería de arcilla cocida confinada, pero, esta vez empleando concreto de baja resistencia y refuerzo mínimo, agregando refuerzo horizontal de tal modo que estas varillas integren al muro con las columnas. El sistema de confinamiento fue empleado con éxito en muros de adobe sujetos a cargas laterales cíclicas (Ref.1), llegándose incluso a plantear un método de diseño estructural (Ref.4), el mismo que fue aplicado al módulo ensayado sísmicamente en mesa vibradora en este proyecto.

Cabe mencionar que en el Perú algunas veces se utiliza el sistema de refuerzo propuesto en las edificaciones de adobe, pero empleando columnas y soleras de grandes dimensiones, a las cuales se les refuerza excesivamente (hasta con varillas de 5/8”), convirtiéndose la solución, desde el punto de vista económico, en impracticable. Por otro lado, la Norma de Adobe E.080 (Ref.2) no permite construcciones de dos pisos en la Costa, por lo que en este proyecto se busca analizar si el refuerzo planteado para estas viviendas es sísmicamente viable, ya que viviendas de adobe confinado de un piso han tenido un buen comportamiento ante los terremotos (Fig.2).



Fig.2. Ometepec, México, 1995. Adobe confinado (izq.) y sin confinar (der.)

2.1. Adobe

Las unidades de adobe fueron adquiridas en Huaral (provincia del departamento de Lima) y sus dimensiones fueron: 31x18x8.5 cm. Su resistencia a compresión fue: $f_o = 18 \text{ kg/cm}^2$, valor que superó en 50% a la resistencia mínima especificada en la Norma E.080 (12 kg/cm^2 , Ref.2).

2.2. Mortero

Se utilizó mortero de barro tipo II (Ref.2), en proporción volumétrica: 3 de tierra, 1 de arena gruesa y 1 de paja. Sólo en aquellas juntas del primer piso donde se alojaba el refuerzo horizontal (3 juntas), se usó un mortero en proporción volumétrica cemento-arena 1: 5, con la finalidad de proteger a la varilla de la corrosión y proporcionarle adherencia.

2.3. Concreto

Las soleras y las columnas de confinamiento de los dos pisos fueron hechas con concreto de baja resistencia nominal a compresión: $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$. Los ensayos de compresión de las probetas estándar correspondientes, proporcionaron una resistencia promedio: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$.

2.4. Acero de Refuerzo

Las varillas de acero corrugado (grado 60, con esfuerzo nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) utilizadas como refuerzo horizontal en los muros del primer piso, así como refuerzo longitudinal y estribos de columnas y soleras en los dos pisos, tuvieron $\frac{1}{4}$ " de diámetro. Los ensayos de tracción de 3 varillas de $\frac{1}{4}$ " indicaron un comportamiento dúctil, registrándose en promedio un esfuerzo de fluencia de 5200 kg/cm^2 y una resistencia máxima de 7800 kg/cm^2 .

2.5. Pilas y Muretes de Adobe

Se construyeron 4 pilas con unidades enteras y juntas de barro con 2cm de grosor (Fig.3). Estas pilas tuvieron 7 hiladas (esbeltez = 4) y los ensayos de compresión axial proporcionaron una resistencia promedio $f'm = 8.9 \text{ kg/cm}^2$ con 7.5% de dispersión. Cabe resaltar que en la Norma E.080 (Ref.2) se especifica que la resistencia admisible a compresión, utilizada en el diseño de los muros de adobe, se obtiene de la expresión $f_m = 0.25f'm$, que para este caso proporciona: $f_m = 0.25 \times 8.9 = 2.2 \text{ kg/cm}^2$, resultado que a su vez es cercano a la resistencia admisible correspondiente a los casos donde no se realizan ensayos de pilas: 2 kg/cm^2 (Ref.2).

Fig.3

Pilas y Muretes de adobe



Paralelamente, se construyeron 4 muretes de 0.80 x 0.80 m, con juntas de barro de 2cm de grosor (Fig.3). Estos muretes fueron ensayados a compresión diagonal, pero se obtuvieron resultados muy bajos y dispersos, desprendiéndose las unidades por la escasa adherencia, incluso durante la operación de montaje en el equipo de ensayos, por lo que los

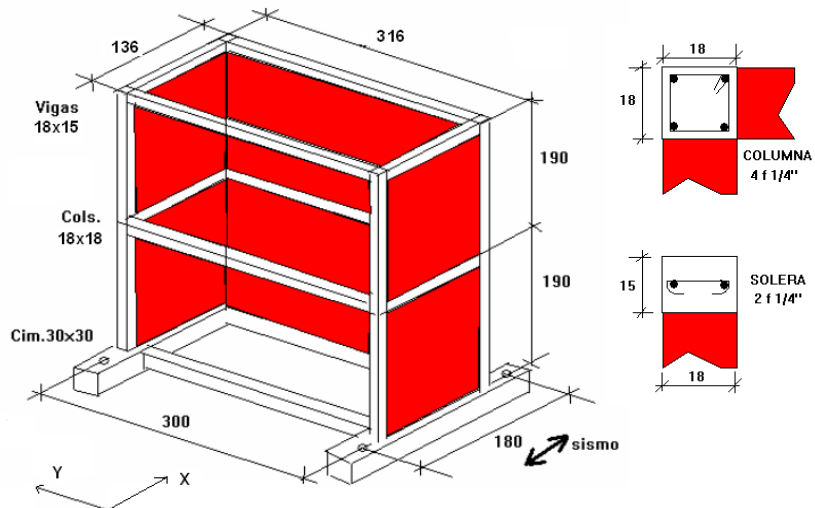
resultados no fueron confiables.

3. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO

Según se especifica en la Norma E.080 (Ref.2), el espesor de los muros de adobe confinados no debe ser menor que 25cm. Puesto que un módulo a escala natural hubiese sobrepasado la capacidad portante de la mesa vibradora (16 ton), se utilizó una escala de $\frac{3}{4}$ (gran escala); de este modo, el espesor de los muros fue de 18cm (Fig.4) y el peso del módulo, sin incluir su cimentación, fue 7.12 ton. Adicionalmente, puesto que el simulador de sismos es de 1 grado de libertad horizontal y se pretendía determinar en simultáneo el comportamiento del adobe confinado a fuerza cortante y a cargas sísmicas perpendiculares al plano, las paredes dirigidas en la dirección del movimiento (“muros de corte”) tuvieron poca longitud (1.36m), para forzar la falla por corte, mientras que las paredes dirigidas en el sentido ortogonal (“muros de flexión”), tuvieron la mayor longitud posible (3.16m) permitida por la plataforma del simulador de sismos.

Los elementos de confinamiento del módulo a escala natural (“prototipo”), fueron diseñados de acuerdo a la formulación expuesta en las Refs. 1 y 4, empleando la sollicitación especificada en la Norma Sísmica E.030 (Ref.3) y de tal modo que el refuerzo sea capaz de soportar la carga de agrietamiento diagonal de los muros de corte. Luego, respetando las cuantías de refuerzo obtenidas, se determinó el refuerzo en el módulo a escala reducida (Fig.4). Se obtuvieron columnas de 18x18 cm, reforzadas con 4 $\square \frac{1}{4}$ ” y estribos cerrados de $\frac{1}{4}$ ” 1 a 5, 4 a 10, resto a 25cm, mientras que las vigas soleras fueron de 18x15 cm reforzadas con 2 $\square \frac{1}{4}$ ” y estribadas con ganchos de $\frac{1}{4}$ ” 1 a 5, 4 a 10, resto a 25cm. Sólo en el primer piso se colocó refuerzo horizontal (1 varilla de $\frac{1}{4}$ ” cada 5 hiladas) a lo largo de la longitud del muro, anclado en las columnas (Fig.5).

Fig.4
 Características del módulo a escala $\frac{3}{4}$. Sólo en el primer piso existe refuerzo horizontal. Las dimensiones están en centímetros.



4. CONSTRUCCIÓN DEL MÓDULO

La secuencia seguida en la construcción del módulo se indica, ordenadamente, a continuación.

4.1. Construcción de los Muros Confinados del Primer Piso

Para los muros del primer piso (Fig.5), las unidades fueron regadas antes del asentado con la finalidad de atenuar su elevada succión. Se realizó el asentado de los adobes usando mortero de barro y juntas de 2cm de espesor, controladas con un escantillón. La conexión adobe-columna fue a ras y cada 5 hiladas se colocó el refuerzo horizontal (1 \square ¼") sobre una junta hecha con mortero de cemento 1:5. Posteriormente, se vació el concreto de las columnas, compactándolo con una varilla lisa de ½". Finalmente, se vació la solera del primer nivel. El desencofrado de los confinamientos se realizó al día siguiente del vaciado. No se detectaron cangrejeras.



Fig.5. Detalles de la construcción del primer piso, de la conexión a ras adobe-columna y del anclaje del refuerzo horizontal en las columnas de confinamiento.

4.2. Construcción de los Muros Confinados del Segundo Piso

Para el segundo piso se repitió el procedimiento constructivo explicado en el acápite 4.1, con la diferencia de que no se utilizaron varillas horizontales ni mechas de anclaje en la unión adobe-columna (Fig.6). Cabe indicar que para simular los techos de los 2 niveles, se colocaron vigas de madera tallada, dentadas sobre las soleras de mayor longitud y amarradas a ellas con alambre #8 embutido en forma de "U" en las soleras longitudinales.



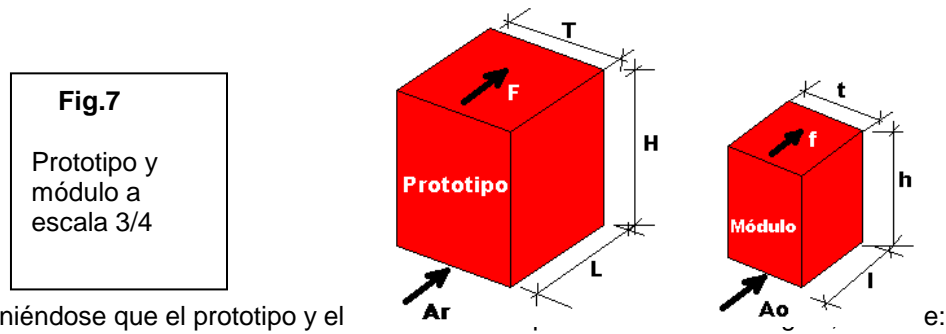
Fig.6. Secuencias de la construcción del segundo piso. En la vista central puede notarse las vigas de madera tallada empleadas en cada nivel.

5.1. Señal Sísmica y Fases del Ensayo

Para el ensayo sísmico se utilizó la señal correspondiente a la componente L del terremoto del 31 de mayo de 1970, comprimiendo su duración real (30seg) en $\frac{3}{4}$ (factor de escala), pero manteniendo la misma cantidad de puntos, de tal modo que la relación frecuencia predominante del sismo de ensayo (4Hz) entre frecuencia natural del módulo (9.5Hz), sea similar a la relación existente entre la frecuencia del sismo real y la frecuencia natural del prototipo. Debe señalarse que el módulo y el prototipo son del mismo material, por tanto, sus módulos elásticos (E, G), pesos volumétrico (γ), grados de amortiguamiento (ζ) y resistencias unitarias son iguales.

La intensidad del movimiento fue variable, de tal modo de simular sismos leves, moderados y severos (Tabla 1). Cabe indicar que en la Ref.3 se especifica para fines de diseño de estructuras ubicadas en la Zona 3 (Costa) en suelo duro, una aceleración máxima de 0.4g, mientras que si la estructura estuviese sobre suelo blando, la aceleración máxima es: $Z S = 0.4g \times 1.4 \approx 0.6g$, en tanto que para la Zona 2 (Sierra), la aceleración máxima en suelo duro es 0.3g.

Por otro lado, para que el esfuerzo cortante (τ) actuante en el módulo sea igual al del prototipo (Fig.7), se requiere que la aceleración sísmica real (A_r) sea igual a $\frac{3}{4}$ (factor de escala) veces la aceleración aplicada en el ensayo del módulo (A_o), según se demuestra a continuación.



	PROTOTIPO	MÓDULO
Peso:	$P = \gamma L H T$	$p = \gamma l h t$
Fuerza sísmica:	$F = A_r P$	$f = A_o p$
Esfuerzo cortante:	$\tau = F / (L T) = A_r \gamma H$	$\tau = f / (l t) = A_o \gamma h$

Con lo cual, para que los esfuerzos cortantes sean iguales, se requiere: $A_r = (h/H) A_o = \frac{3}{4} A_o$.

Tabla 1. Fases del Ensayo de Simulación Sísmica.					
Fase	1	2	3	4	5
Ao (módulo)	0.20g	0.40g	0.60g	0.80g	1.00g
Ar (prototipo)	0.15g	0.30g	0.45g	0.60g	0.75g
Grado en Zona 3	Leve	Moderado	Severo		Muy Severo

5.2. Instrumentación

Se utilizaron 9 acelerómetros (A_i) y 13 LVDT (D_i), según se muestra en la Fig.8. Adicionalmente, se midió la fuerza "Fa" que imprime el actuador dinámico sobre la plataforma del simulador, con la cual fue posible obtener la fuerza cortante en la base del módulo (V) como:

$V = Fa - A_o \times (\text{masa de la cimentación del módulo más la masa de la plataforma}).$

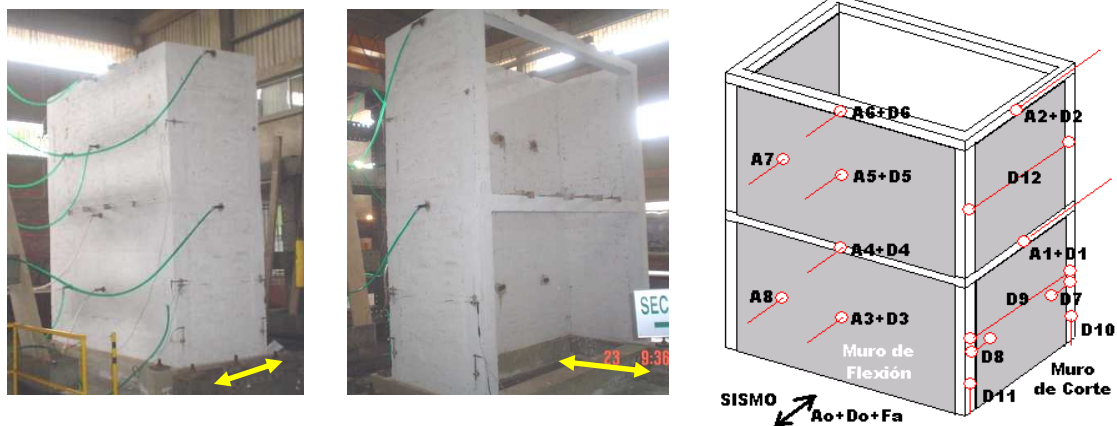


Fig.8. Instrumentación y vista global del Módulo.

En los muros de corte se colocaron 2 acelerómetros: A1 mide la aceleración del primer nivel y A2 mide la aceleración del segundo nivel. En los muros de flexión se colocaron 6 acelerómetros: A4 y A6 miden la aceleración en el punto medio de la solera de cada nivel, A3 y A5 miden la aceleración en el punto medio de cada muro, A7 y A8 fueron colocados en un punto equidistante entre el muro de corte y el punto medio del muro de flexión de los pisos 2 y 1, respectivamente.

En los muros de corte se emplearon 8 LVDT. D1 y D2 miden los desplazamientos laterales absolutos de los niveles 1 y 2 respecto a un sistema externo a la mesa. D7 y D8 miden los desplazamientos horizontales relativos entre la columna y el muro del primer piso, ante la eventualidad de que ambos elementos se separen. D9 y D12 miden el grosor de las grietas acumuladas en la parte intermedia del muro entre las 2 columnas (desplazamiento horizontal relativo entre columnas); esta es una forma de medir el trabajo del refuerzo horizontal existente en el primer piso. D10 y D11 miden el desplazamiento vertical relativo entre la cimentación y la columna; esta es una forma de medir el trabajo del refuerzo vertical existente en las columnas.

Para los muros de flexión se utilizaron 4 LVDT. D3 y D5 miden el desplazamiento horizontal absoluto en la parte intermedia de los muros. D4 y D6 miden el desplazamiento horizontal absoluto de la parte intermedia de la solera existente en cada nivel.

5.3. Comportamiento del Módulo

A continuación se describe el comportamiento del módulo en cada fase del ensayo.

Fase 1: $A_o = 0.2g$ ($A_r = 0.15g$: Sismo Leve en la Zona 3 y Moderado en la Zona 2)

- En la base de la última hilada del muro de flexión correspondiente al piso 2, se formó una fisura horizontal; debe destacarse que la parte superior de la última hilada permaneció adherida a la viga solera del nivel 2. En el resto de muros no se presentaron fisuras.

Fase 2: $A_0 = 0.4g$ ($A_r = 0.3g$: Sismo Moderado en la Zona 3 y Severo en la Zona 2)

- La fisura de la fase anterior fue más pronunciada, formándose además fisuras verticales en la zona de encuentro columna-muro de flexión en la mitad superior del piso 2 (Fig.9).
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, debido a que estuvo sujeto a menores aceleraciones y a mayor carga vertical que el muro de flexión del piso 2.
- Se inició la falla por corte presentándose fisuras escalonadas en los muros de corte del piso 1 y en la mitad inferior de los muros de corte del piso 2.
- Las columnas y soleras no presentaron fisuras. Tampoco se presentaron fisuras en las uniones concreto-adobe, excepto en el muro de flexión del piso 2.
- Por el peligro que podría presentarse en la fase 3 si se desplomase el muro de flexión del piso 2, se retiraron los instrumentos A5, A7 y D5, y se colocaron 2 columnas de madera, amarradas a los voladizos de las vigas de madera de los techos, dejando un espacio de 3cm respecto al muro, de tal modo que este colapsara hacia la parte interior del módulo, sin que dañe a los instrumentos colocados en la parte externa del muro de flexión del piso 1.

Fase 3: $A_0 = 0.6g$ ($A_r = 0.45g$: Sismo Severo en Suelo Duro de la Zona 3)

- Terminando la fase 3, uno de los adobes centrales de la última hilada del muro de flexión del piso 2 se desplomó, dejando a este muro en peligro inminente de colapso (Fig.10).
- No se observaron fisuras en el muro de flexión del piso 1, tampoco en las columnas.
- Las fisuras escalonadas presentadas en los muros de corte se magnificaron, presentándose además fisuras finas en las uniones entre estos muros y sus columnas. Además, se formaron fisuras verticales en la unión solera-columna del nivel 1.



Fig.9. Fase 2. Piso 2.



Fig.10. Fase 3. Colapso de un adobe del Piso 2.

Fase 4: $A_0 = 0.8g$ ($A_r = 0.6g$: Sismo Severo en Suelo Blando de la Zona 3)

- Colapsó la zona central triangular ("V") superior del muro de flexión del piso 2 (Fig.11).
- El muro de flexión del piso 1 quedó en perfecto estado.
- Las fisuras formadas en los muros de corte se abrieron más, sin que se triture ningún adobe.

Fig.11

Fase 4.
Muros de
Flexión y de
Corte.



Fase 5: $A_0 = 1.0g$ ($A_r = 0.75g$: Sismo Muy Severo en la Zona 3)

- Colapsó totalmente el muro de flexión del piso 2 (Fig.12).
- Se formaron fisuras finas en el muro de flexión del piso 1.
- Se produjeron fisuras finas de tracción por flexión en las columnas del piso 1.
- Se ensancharon las grietas en todos los muros de corte y también en su conexión con las columnas, sin embargo, ningún adobe se trituró. Las grietas verticales en las uniones solera-columna se magnificaron.

Fig.12

Estado del
Módulo en
la Fase 5.



5.4. Resultados Máximos

En la Tabla 2 se presentan los valores máximos captados por los principales instrumentos (Fig.8) durante el ensayo. En esta tabla: $d_i = D_i - D_o$ es el desplazamiento lateral relativo a la plataforma; “V” es la fuerza cortante en la base del módulo; $\tau = V / (2 \times 18 \times 136)$ es el esfuerzo cortante en los muros de corte del primer piso; y, $\gamma = d_1 / 1900$ es la distorsión angular del piso 1.

Tabla 2. Valores máximos captados por los principales instrumentos en las 5 fases del ensayo sísmico. Esfuerzo cortante τ y distorsión angular γ en el primer piso.										
Instrumento	Fase 1		Fase 2		Fase 3		Fase 4		Fase 5	
Ao (g)	-0.19	0.21	-0.33	0.39	-0.47	0.61	-0.66	0.82	-0.88	1.05
A1 (g)	-0.38	0.40	-0.51	0.73	-0.75	0.70	-0.78	0.86	-1.08	1.17
A2 (g)	-0.63	0.57	-0.87	1.25	-1.50	1.59	-2.22	1.95	-3.15	2.37
A3 (g)	-0.25	0.34	-0.51	0.53	-0.88	0.81	-1.17	1.30	-1.81	1.78
A4 (g)	-0.43	0.52	-0.76	0.69	-0.93	0.95	-0.98	1.41	-1.77	2.16
A5 (g)	-1.17	0.98	-1.85	2.05	se retiró el acelerómetro					
A6 (g)	-0.68	0.65	-1.06	1.29	-1.84	1.35	-2.06	2.08	-3.00	2.67
Do (mm)	-14.82	11.06	-28.86	21.87	-43.55	32.74	-58.35	43.91	-73.93	55.51
d1 (mm)	-2.89	2.43	-6.04	5.34	-12.83	12.81	-21.76	20.13	-36.45	34.86
d2 (mm)	-4.46	3.88	-9.98	9.66	-22.29	24.50	-41.15	41.58	-58.21	70.20
d3 (mm)	-1.43	1.56	-9.04	26.20	se descalibró el LVDT					
d4 (mm)	-3.43	3.39	-6.89	9.02	-18.33	18.04	-32.41	----	-41.09	36.82
d5 (mm)	-7.69	9.57	-20.27	28.33	Se retiró el LVDT					
d6 (mm)	-5.21	5.19	-11.60	13.99	-26.88	31.60	-52.03	49.34	-71.15	79.34
D7 (mm)	0.08		0.30		0.77		0.89		0.82	
D9 (mm)	0.10		0.47		1.07		1.73		1.82	
D10 (mm)	-0.14	0.23	-0.19	0.42	-0.19	0.89	-0.19	1.69	-0.42	2.22
D12 (mm)	0.05		0.55		2.33		5.17		9.59	
V (kg)	-2872	3719	-3368	3698	-5939	4950	-6438	6970	-7193	9445
τ (kg/cm ²)	-0.59	0.76	-0.69	0.76	1.21	1.01	-1.31	1.42	-1.47	1.93
γ (piso 1)	-0.002	0.001	-0.003	0.003	-0.007	0.007	-0.011	0.011	-0.019	0.018

5.5. Lazos Histeréticos y Envolvente τ - γ

En la Fig.13 aparecen los lazos histeréticos V-d1 (cortante-desplazamiento lateral) del primer piso, correspondientes a las fases 1 y 5 del ensayo. En la fase 1 puede apreciarse un comportamiento lineal, debido a que el módulo se comportó en el régimen elástico, mientras que en la fase 5, los lazos no tienen un patrón definido, debido a que el módulo se comportó en

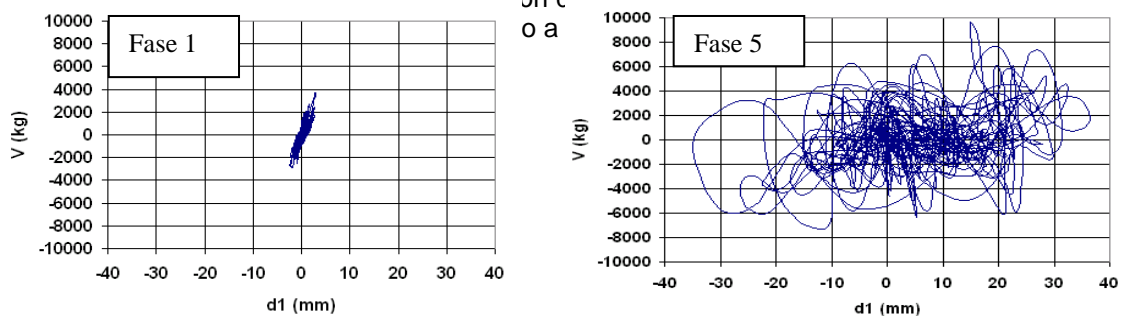
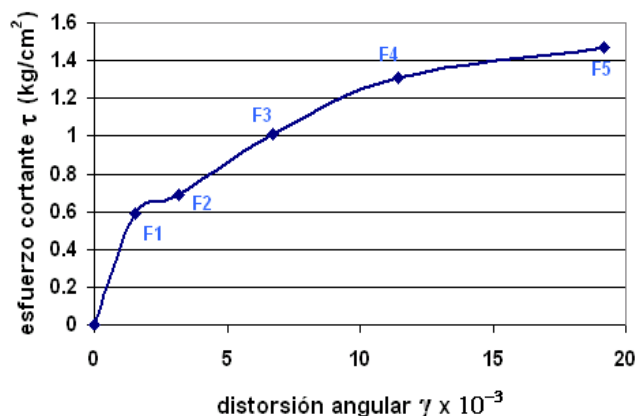


Fig.13. Lazos histeréticos V-d1 en las fases 1 y 5 del ensayo.

Para graficar la envolvente esfuerzo cortante – distorsión angular del primer piso (Fig.14), se utilizaron en forma conservadora los menores valores del esfuerzo cortante máximo producidos ya sea en la rama positiva o negativa de los lazos V-d1 en cada fase. Esto se debió a que el mayor de los esfuerzos cortantes en una fase determinada, corresponde a un pico instantáneo que no volvió a repetirse, tal como se observa en la Fig.13 para la fase 5.

La plataforma plana que se observa en la Fig.14, entre las fases 1 y 2, fue producida por el agrietamiento diagonal de los muros de corte. Luego existe un incremento paulatino de resistencia al corte, que podría deberse al refuerzo horizontal existente en el primer piso.

Fig.14
Envolvente τ - γ del piso 1



6. REVISIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO (Ref.4)

6.1. Resistencia al Agrietamiento Diagonal (VR)

En la Ref.4, se propone utilizar la fórmula $VR = 0.5 L t + 0.2 P$ para determinar la resistencia al agrietamiento diagonal en un muro de adobe confinado sin refuerzo horizontal. Aplicando esta fórmula para el primer piso de uno de los muros de corte del módulo, donde: L = longitud total = 136cm; t = espesor = 18cm; y, P = 1920 kg = carga axial acumulada proveniente del metrado de cargas de gravedad para el muro en análisis, se obtiene:

$$VR = 0.5 \times 136 \times 18 + 0.2 \times 1920 = 1608 \text{ kg.}$$

Esta resistencia VR está asociada a un esfuerzo cortante $\tau_R = 1608 / (18 \times 136) = 0.66 \text{ kg/cm}^2$ que es bastante similar al valor experimental registrado en la segunda fase del ensayo: 0.69 kg/cm^2 (Tabla 2), donde se produjo el agrietamiento diagonal, por tanto, se desprende que la fórmula de la Ref.4 es correcta.

6.2. Resistencia Máxima

Según la Ref.4, la resistencia unitaria máxima debió haber sido igual al esfuerzo cortante de agrietamiento diagonal ($\tau_R = 0.66 \text{ kg/cm}^2$). Sin embargo, en el experimento la resistencia máxima obtenida en la fase 5 fue 123% veces mayor ($\tau = 1.47 \text{ kg/cm}^2$, Tabla 2). Esta diferencia podría atribuirse al refuerzo horizontal ($\phi \frac{1}{4}'' @ s = 52.5 \text{ cm}$), cuya cuantía fue: $\rho = A_s / (s t) = 0.32 / (52.5 \times 18) = 0.000339$ y que de haber llegado a la fluencia, proporcionaría una resistencia al corte: $\tau_s = \rho f_y = 0.000339 \times 4200 = 1.42 \text{ kg/cm}^2$, bastante similar a la resistencia máxima experimental. Este comentario debe ser investigado mediante ensayos estáticos.

6.3. Distorsión Angular Máxima

En la Fig.14, se aprecia que para la fase 5, sin que ocurra degradación de resistencia, se alcanza una distorsión angular igual a 0.018 en el primer piso. Esta distorsión supera en 3.6 veces el valor máximo que se especifica en la Ref.4 (0.005) para que el sistema sea reparable y que corresponde a una situación intermedia entre la fase 2 y 3 del ensayo. Considerando que el muro de flexión del segundo piso quedó al borde del colapso al finalizar la fase 3, se considera adecuado fijar la distorsión angular máxima en 0.005.

7. CONCLUSIONES

En vista que se analizó un solo espécimen de adobe confinado de 2 pisos, sin techo y a escala $\frac{3}{4}$, que por vez primera se ensayó en mesa vibradora, las conclusiones vertidas en este artículo son limitadas; sin embargo, el ensayo realizado permitió detectar las zonas débiles del sistema.

- a) Incluso ante sismos muy severos, se apreció un buen comportamiento de los muros de corte del primer y segundo piso, así como del muro de flexión del primer piso. En estos casos, las fisuras fueron finas y ningún adobe se trituró.
- b) A partir de la segunda fase del ensayo (asociada a un sismo moderado real), el muro de flexión del segundo piso (carente de refuerzo horizontal) empezó a deformarse fuertemente, con el borde superior libre, generándose aceleraciones muy altas en su parte central (2.05g) que excedieron al valor de diseño que se especifica en la Ref.3. En la fase 4 (asociada a un sismo severo real) bastó que uno de los adobes centrales de la última hilada se desplomara, como para que el resto se desgranase, volcándose la región triangular central.

Es importante evitar esta forma frágil de falla, la cual no podría ser detenida por chicotes o mechas de anclaje (por la forma de "V" que tuvo la falla), sino más bien mediante refuerzo horizontal continuo. Otras formas de reforzar los muros del segundo piso, ante cargas sísmicas perpendiculares al plano, podrían ser mediante:

- la adición de una columneta de amarre colocada en la parte central;
 - la reducción de la distancia entre columnas de amarre (en el prototipo esta distancia fue 4m);
 - la adición de un diente de concreto armado alojado en la zona central superior; y,
 - el uso de malla electrosoldada que conecte el muro con la solera del segundo nivel.
- c) El buen comportamiento del muro de flexión del primer piso se debe a que tuvo menor aceleración (soportó hasta 1.8g en la fase 5) que el muro de flexión del piso 2, además de estar reforzado horizontalmente y sujeto a mayor compresión que el muro del piso 2.
 - d) La fórmula indicada en la Ref.4: $VR = 0.5 L t + 0.2 P$, permitió predecir la resistencia al agrietamiento diagonal del módulo. Sin embargo, posterior al agrietamiento diagonal, se generó un incremento importante de resistencia aportada, posiblemente, por el refuerzo horizontal existente en el primer piso. Por tanto, es necesario investigar la influencia del refuerzo horizontal sobre la resistencia a fuerza cortante del adobe confinado.

Cabe destacar que el refuerzo horizontal existente en el muro de corte del piso 1, controló en forma adecuada el agrietamiento diagonal, registrándose un grosor de grietas acumuladas de 1.8mm en la fase 5 (sismo real muy severo), mientras que éste fue de 9.6mm en el muro de corte del piso 2, carente de refuerzo horizontal y con menor fuerza cortante actuante.

- e) En los muros de corte, el refuerzo mínimo que se utilizó en los confinamientos funcionó adecuadamente, al igual que el concreto de baja resistencia; recién en la fase 5 (sismo real muy severo), se produjeron fisuras de tracción por flexión en las columnas. Por otro lado, las fisuras verticales en el encuentro columna-muro se iniciaron en la fase 3 (sismo real severo) y se extendieron totalmente en la fase 5, con grosores menores que 1mm en el primer piso. Adicionalmente, en la fase 5, los muros alcanzaron una distorsión angular de hasta 0.018 en el primer piso, sin que se produzca degradación de resistencia. En consecuencia, la teoría empleada para diseñar los muros de corte, especificada en la Ref.4, funcionó.
- f) El deterioro causado por las distintas fases del ensayo sísmico sobre los muros de corte hizo que el módulo incrementara su periodo natural de vibración desde 0.105" en la fase 1

hasta 0.25" en la fase 5, asimismo, el amortiguamiento se incrementó desde 6% hasta 13%.

- g) Los ensayos de compresión diagonal hechos en los muretes de adobe no proporcionaron resistencias confiables, por la poca adherencia que hubo entre los adobes.
- h) En la Sierra del Perú, sería posible aplicar la técnica de diseño especificada en la Ref.4 para el adobe confinado de 2 pisos, en vista que allí se espera, según la Ref.3, aceleraciones de hasta 0.3g en suelo duro, que corresponderían a la fase 2 del ensayo, en donde el muro de flexión del piso 2 no presentó fallas significativas. De resolverse el problema del muro de flexión del piso 2, la técnica también sería aplicable a las viviendas ubicadas en la Costa.

8. REFERENCIAS

1. Comportamiento a carga lateral cíclica de muros de adobe confinados. Ángel San Bartolomé y Richard Pehovaz. Libro de Ponencias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pág.209. Ayacucho, octubre del 2005.
2. Norma E.080 "Adobe". Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.
3. Norma E.030 "Diseño Sismorresistente". Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2006.
4. Propuesta de diseño en adobe confinado. Ángel San Bartolomé. Documento en etapa de revisión por el Comité Técnico de la Norma E.080 "Adobe". SENCICO, 2006.
5. Ensayos de simulación sísmica en un módulo de adobe confinado por elemento de concretos armado. Gerardo Matos, Daniel Quiun y Ángel San Bartolomé. Libro de Ponencias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pág.107. Trujillo, noviembre de 1997.

Premio Internacional

Este artículo en su versión en inglés “Seismic Behavior of a Two Storey Model of Confined Adobe Masonry”, obtuvo el primer puesto en el simposium “Eleventh Canadian Masonry Symposium”, realizado en Toronto, Ontario, Canadá, en junio del 2009, bajo la organización de McMaster University y Canada Masonry Design Centre.



DESEMPEÑO SÍSMICO DE MAMPOSTERÍA Y FACHADA DE MAMPOSTERÍA

Richard E. Klingner¹, **P. Benson Shing**², **W. Mark McGinley**³, **David I. McLean**⁴, **Hussein Okail**⁵, y **Seongwoo Jo**⁶

¹ L. P. Gilvin Professor in Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Austin, Texas 78712, USA.

² Professor, Dept. of Structural Engineering, the University of California at San Diego, La Jolla, CA 92093, USA.

³ Professor and Endowed Chair for Infrastructure Research Civil and Environmental Engineering, University of Louisville, Louisville, KY 40292, USA.

⁴ Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, Pullman, WA 99164-2910, USA.

⁵ Graduate Research Assistant, Dept. of Structural Engineering, the University of California at San Diego, La Jolla, CA 92093, USA.

⁶ Graduate Research Assistant, The University of Texas at Austin, Austin, TX 78712, USA.

RESUMEN

Este trabajo resume los resultados preliminares de un proyecto de investigación sobre el diseño por desempeño de mampostería y fachada de mampostería. El proyecto incluye ensayos casi-estáticos de fachadas de mampostería de arcilla con sistemas de respaldo de parantes de madera y de mampostería de concreto; ensayos en mesa vibrante de segmentos de muro con parantes de madera y de mampostería de concreto; y ensayos en mesa vibrante de una estructura a escala completa de parantes de madera con fachada de mampostería de arcilla y una estructura a escala completa de mampostería de concreto con fachada de mampostería de arcilla; y modelaje analítico no lineal. Con base en los resultados experimentales, se presentan refinamientos a las actuales normas EEUU sobre el diseño y detallado de mampostería y fachadas de mampostería de arcilla.

ABSTRACT

This paper summarizes the preliminary findings of a research project on performance-based design of masonry and masonry veneer. The project includes quasi-static testing of clay masonry veneer with wood stud and concrete masonry backings; shaking-table tests of concrete masonry and wood-stud wall segments with clay masonry veneer; and shaking-table tests of a full-scale wood-stud structure with clay masonry veneer and a concrete masonry structure with clay masonry veneer; and nonlinear analytical modeling. Based on the test results, recommendations are presented for refinements to current seismic design and detailing provisions for masonry and masonry veneer.

INTRODUCCIÓN

Desde Octubre del 2006 al Septiembre del 2010, el programa NEES (Red para la Simulación de la Ingeniería Sismorresistente) de la Fundación Nacional de las Ciencias (EEUU) patrocina un proyecto sobre el Diseño por Desempeño de la Mampostería. Este proyecto encara los siguientes asuntos:

- desempeño sísmico de fachadas de mampostería y su respaldo;
- desempeño sísmico de conectores para fachadas de mampostería;
- comportamiento inelástico de muros chatos a corte de mampostería; y
- normas con base al desempeño para mampostería y fachadas de mampostería.

El proyecto incluye investigación experimental y analítico, educación, y el desarrollo de recomendaciones para implementación normativa. El trabajo experimental de este proyecto consiste en lo siguiente:

- ensayos casi-estáticos, en el plano, de fachadas de mampostería de arcilla sobre segmentos de muros de parantes de madera, y sobre segmentos de muros de mampostería de concreto;
- ensayos casi-estáticos, fuera del plano, de fachadas de mampostería de arcilla sobre segmentos de muros de parantes de madera, y sobre segmentos de muros de mampostería de concreto.
- ensayos en mesa vibrante de tales segmentos de muros; y
- ensayos en mesa vibrante de edificios prototípicos con estos tipos de muros.

Para permitir una comparación directa del comportamiento casi-estático y dinámico de los segmentos de muros, con el comportamiento dinámico de edificios prototípicos con los mismos tipos de muros, las dimensiones y detalles de los especímenes tipo edificio se coordinan cuidadosamente con los mismos de los especímenes tipo muro. Las primeras tres series de ensayos se describen en otros trabajos que se preparan actualmente. En este trabajo se presentan los resultados preliminares de los ensayos sobre estructuras enteras, con énfasis en su desempeño global.

Antecedentes sobre la Respuesta Sísmica de Edificios Chatos con Fachada de Mampostería

Dos edificios chatos prototípicos con fachada de mampostería, que se muestran in la Figura 1 y la Figura 2, fueron ensayados en la mesa vibrante al aire libre en el sitio NEES en la Universidad de California en San Diego. Estos especímenes representaron la práctica constructiva corriente, y fueron diseñados según las normas EEUU MSJC (2008a,b) y la International Residential Code (2006). Siendo esta investigación un esfuerzo preliminar por entender el comportamiento de sistemas tipos muro bajo sollicitaciones en el plano y fuera del plano, los edificios fueron sometidos a sacudimiento en una sola dirección. Para cada edificio, dos juegos de muros fueron sometidos a sollicitaciones en el plano, y dos juegos a sollicitaciones fuera del plano.

La respuesta sísmica esperada de tales edificios se trata en el Capítulo 9 (Estructuras de Mampostería) de Bozorgnia and Bertero (2004), y se resume en la siguiente discusión.

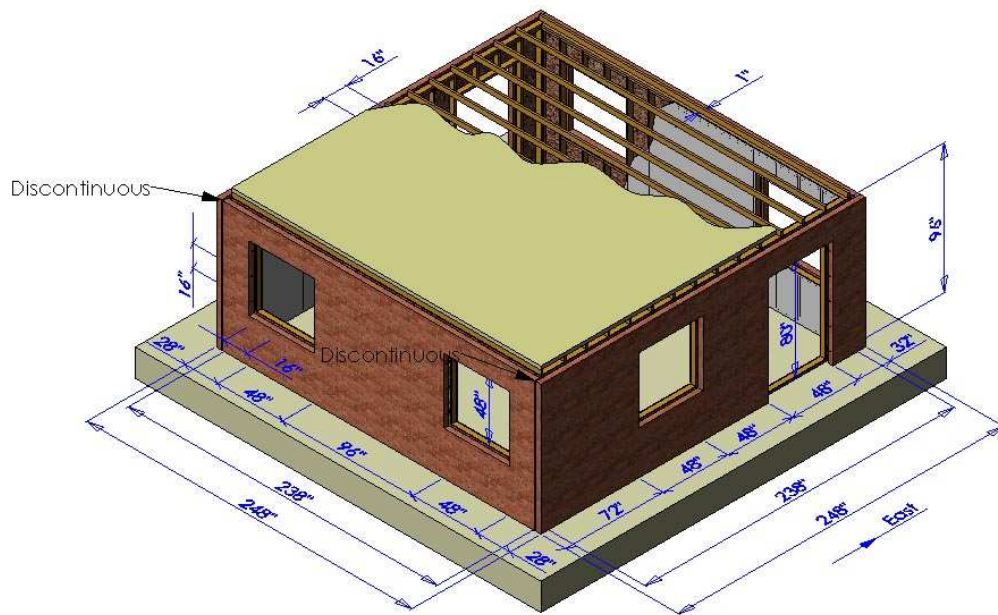


Figura 1 Estructura prototípica de parantes de madera con revestimiento externo de madera, conectores, y fachada de mampostería de arcilla, y revestimiento interno de tablas de yeso

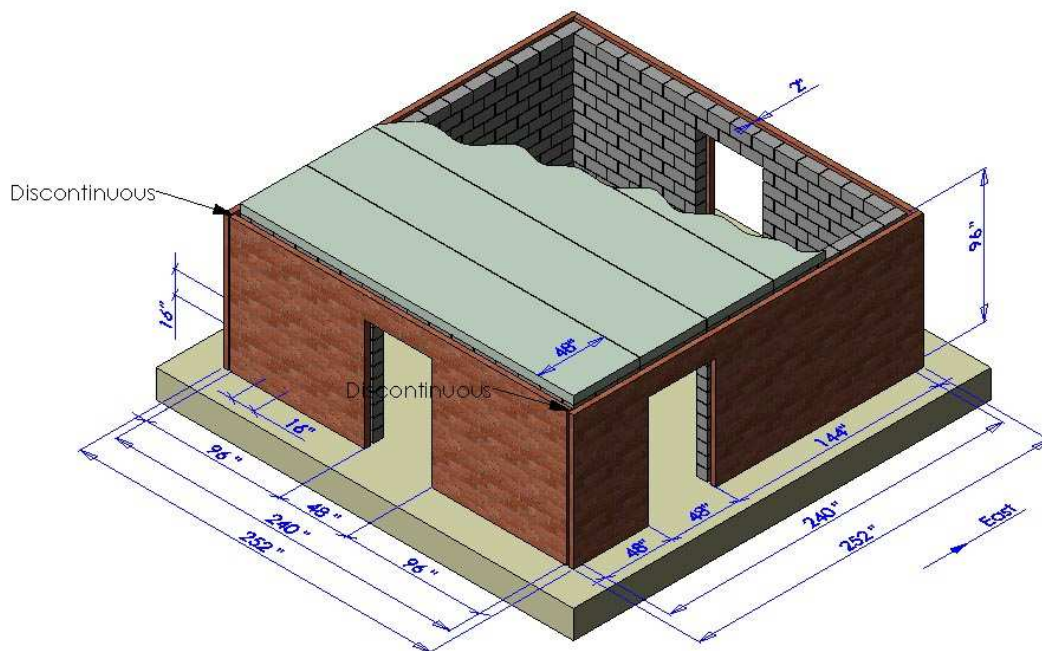


Figura 2 Estructura prototípica de mampostería de concreto y fachadas de mampostería de arcilla

Los muros orientados perpendiculares a la dirección de sacudimiento de la tierra se comportan como vigas con luz vertical, excitadas en su extremo inferior por la losa de cimentación, y en su extremo superior por el diafragma del techo. Las fuerzas inerciales que actúan sobre estos muros contribuyen a la respuesta del diafragma. Los muros orientados paralelos a la dirección de sacudimiento de la tierra transmiten las reacciones del diafragma a la cimentación, y actúan como muros cortantes. El diafragma del techo es flexible frente a los muros cortantes.

En sistemas de muro con fachada de mampostería, la fachada y su respaldo se ligan

por conectores, que se refieren también como amarres o anclas. Ejemplos de estos se muestran en la

Figura 3.



conectores corrugados (izquierda)
y rígidos (derecha)



conectores ajustables de
doble engranaje



escaletilla de tres alambres

Figura 3 Ejemplos de conectores (amarres)

Por cuanto la fachada y el sistema de respaldo tienen distintas propiedades de rigidez y masa, la excitación sísmica produce fuerzas significativas en los conectores. Los conectores corrugados varían en rigidez en tracción y compresión axial, dependiendo de la excentricidad de la dobladura en el conector, y la presencia de grumos de mortero de pega. Los conectores de tres alambres generalmente son rígidos en tracción, y de rigidez variable en compresión, dependiendo de si han pandeado o no. Los conectores ajustables generalmente son rígidos en tracción y compresión, pero estas rigideces se reducen a medida que se aumenta la excentricidad del conector. Los conectores son de rigidez variable en corte horizontal y vertical.

Frente a sacudimiento en el plano, la fachada responde en general en una combinación de cabeceo y deslizamiento, con posible agrietamiento en las juntas horizontales, mientras el respaldo responde en una combinación de deformación cortante y de flexión en el plano. Los conectores de fachada en estos muros se someten principalmente a deformaciones cortantes en el sentido vertical y horizontal, las cuales producen historias histeréticas de fuerzas. Bajo sollicitación severa, los conectores de fachada pueden fallar por extracción del clavo que los conecta a la madera, o por extracción de la cabeza del clavo o tornillo conector por el hoyo en el conector, o por desprendimiento del conector de la junta de mortero de pega. Frente a ciclos repetidos de deformaciones cortantes más allá del límite elástico, los conectores de fachada pueden fallar también por rotura en fatiga de bajo ciclaje.

Frente a sacudimiento fuera del plano, la fachada y su respaldo generalmente responden en flexión fuera del plano. Por cuanto el respaldo y la fachada generalmente tienen propiedades muy distintas de rigidez y masa, si se restringen por los conectores a moverse juntos, los conectores pueden someterse a fuerzas axiales grandes. Conectores pueden fallar por extracción de los clavos que les ligan al sistema de respaldo; por extracción de la cabeza del clavo o tornillo por el hoyo en el conector; por desprendimiento del conector de la junta de mortero de pega; o (en el caso de los conectores ajustables) por desprendimiento de los alambres de los anillos. Frente a ciclos repetidos de deformaciones cortantes más allá que el límite elástico, los conectores de fachada pueden fallar también por rotura en fatiga de bajo ciclaje. La fachada en muros cargados fuera del plano típicamente se agrieta en una junta horizontal cerca de la media altura frente a aceleraciones fuera del plano.

Ensayo en Mesa Vibrante de una Estructura a Escala Completa de Parantes de Madera con Fachada de Mampostería de Arcilla

En enero del 2009, la estructural prototípica a escala completa que se muestra en la Figura 1 fue sometida a ensayos en mesa vibrante (en la dirección este-oeste de aquella figura) en el sitio NEES de mesa vibrante en la Universidad de California en San Diego.

Detalles de Estructura de Parantes de Madera

La estructura de parantes de madera fue cuadrada en planta, y midió 6.30 m en cada lado. Fue diseñada y construida conforme a los requisitos prescriptivos para la Categoría de Diseño Sísmico D2 (alto riesgo) (IRC 2006). Las placas horizontales y parantes verticales fueron de madera tipo abeto Douglas No. 2, con dimensiones nominales de 5 x 10 cm. Se usaron placas inferiores sencillas y placas superiores dobles, y los parantes se colocaron en 40.6 cm. Los parantes y placas se revistieron externamente con láminas de madera fabricada de 1.1 cm de espesor, ancladas a los parantes y placas por clavos 8p espaciados en 15 cm en las placas y parantes de borde, y 12 cm en los parantes intermedios. Los parantes y placas se forraron internamente con tablas de yeso con espesor de 1.2 cm, ancladas con tornillos espaciados en 10 cm en las placas y parantes de borde, y en 20 cm en los parantes intermedios. Se instalaron amarres sísmicos verticales en los extremos de cada lámina.

El espécimen usó membrana impermeable de 0.76 mm de espesor en la base de cada segmento de fachada, y se construyó con unidades estándar modular (ASTM C216, más que el 75% sólidas), con un espesor nominal de 10 cm, colocadas con mortero de pega de cemento para mampostería Tipo N (ASTM C270). La estructura se construyó con una brecha abierta de espesor de 2.5 cm entre las láminas de madera y la fachada, pues este valor mejor representa la practica constructiva actual.

En el lado oeste, la facha se conectó al respaldo de madera mediante conectores metálicos corrugados de espesor 22-gage, espaciados en 40.6 cm horizontal y verticalmente, y ancladas a la madera con clavos 8d electro-galvanizados (10-1/4 gage, 0.29 cm en diámetro, y 6.35 cm de largo). La fachada en el lado oeste fue aislada de la fachada en los lados norte y sur por juntas verticales abiertas. En el lado este, la fachada se conectó mediante conectores rígidos espaciados en 40.6 cm horizontalmente y 61 cm verticalmente, y ancladas a la madera con tornillos No. 10 (diámetro nominal del tallo 0.48 cm, y largo de 6.35 cm). Los amarres rígidos fueron provistos de refuerzo continuo tipo alambre, conectado mecánicamente a los amarres. En los lados norte y sur, para lograr la simetría referente al plano de sacudimiento, la fachada se conectó igual que en el lado oeste. En el lado norte, los conectores fueron provistos con refuerzo tipo alambre mecánicamente conectado, mientras que en el lado norte, los conectores no tuvieron tal refuerzo.

El sistema de techo fue compuesto de viguetas sólidas de madera tipo abeto Douglas No. 2 (o mejor) con dimensiones nominales de 5 x 30 cm, espaciados en 40.6 cm, revestidas de láminas estructurales de madera fabricada de espesor de 1.1 cm, sujetadas según la norma IRC 2006 por clavos 6d espaciados en 15 cm en los bordes de las láminas. Además, las viguetas exteriores fueron conectadas a la placa superior de los muros de madera por placas metálicas espaciadas en 61 cm, y cada vigueta se conectó a la placa superior por ángulos metálicos (acero formado en frío). Las placas y ángulos metálicos fueron diseñados a transferir el corte máximo del diafragma a la sima de los muros cortantes. Las caras inferiores de las viguetas fueron forradas internamente por tablas de yeso de 1.2 cm de espesor, conectadas por tornillos espaciados en 15 cm a lo largo de los bordes de las láminas. Adicionalmente, se centró una vigueta de borde encima de la placa superior de los muros orientados perpendiculares a la dirección de sacudimiento. Según la práctica recomendada (AFPA 2001), el espacio entre la vigueta de borde y la próxima vigueta fue arriostrado por miembros con dimensiones nominales de 5 x 10 cm espaciados en 41 cm. Por cuanto la reacción horizontal

sísmico tiene excentricidad vertical referente al forro del techo, se impone una torsión en las viguetas de borde. Para resguardar contra la falla prematura de las viguetas de borde debido a tal torsión, las caras inferiores de las viguetas de borde fueron conectadas con franjas metálicas a las caras superiores de las viguetas adyacentes (las primeras viguetas interiores). Tales franjas se recomiendan para formar puentes entre viguetas, y fueron incorporadas como arriostras de tracción para las viguetas de borde también.

Resultados de Ensayos para la Estructura de Parantes de Madera

Usando la mesa vibrante grande al aire libre de la Universidad de California en San Diego, la estructura a escala completa de parantes de madera fue sometida a la serie de registros sísmicos que se muestran en la Tabla 1. El sismo principal que se escogió para los ensayos fue el registro Sylmar del Sismo Northridge (1994). Este sismo fue escogido porque su forma espectral es en especial crítica para estructuras (como esta espécimen) que son inicialmente rígidas, y que se ponen más flexibles a la medida que se incrementa el daño sísmico. La Tabla 1 también incluye descripciones de daño, y cita fotografías que muestran aquel daño.

Tabla 1 Historia de sacudimiento y resultados para estructura de parantes de madera

Nivel del Sismo	Acel. Pico del Terreno (PGA)	Comentarios
Chequeo de Sistemas	0.03 g RMS	El espécimen fue sometido a niveles muy bajos de sacudimiento a ruido blanco para verificar frecuencias naturales y la instrumentación. No se produjo ningún daño visible.
	0.21 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar, con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.25. Esto no produjo ningún daño ni deslizamiento basal.
	0.42 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.5. Esto no produjo ningún deslizamiento ni daño visible.
		El espécimen fue sometido a niveles medios a altos de sacudimiento para producir daño severo. El espécimen no se colapsó.
Sismo de Diseño (DBE)	0.67g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.8. En el período fundamental calculado de la estructura, este corresponde al sismo de diseño (ASCE7-05, Categoría de Diseño Sísmico D). Se grabaron desplazamientos máximos en el techo de 0.15 cm. La fachada en la parte superior del lado oeste de la estructura (conectores corrugados, juntas verticales abiertas) se cayó, debido a extracción de los clavos de la madera (Figura 4, Figura 5). La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 0.4 mm, y el segmento con largo en planta de 0.61 m se movió 0.5 mm en la cima por una combinación de cabeceo y deslizamiento.
Máximo Sismo Considerado (MCE)	1.01g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.2. Este corresponde al Máximo Sismo Considerado por la ASCE7-05 para la Categoría de Diseño Sísmico D. Se grabaron desplazamientos en el nivel del techo de 0.43 cm. La fachada

		<p>remanente en el lado oeste se cayó, nuevamente por extracción de los clavos del respaldo de madera. El resto de la estructura fue esencialmente sin daño. La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 5.3 mm, y el segmento con largo en planta de 0.61 m se movió 3.3 mm por una combinación de cabeceo y deslizamiento.</p>
	1.26g	<p>El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.5. Se grabaron desplazamientos en el nivel del techo de 1.0 cm. La fachada remanente fue esencialmente sin daño. Respondió visiblemente fuera del plano. La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 16.5 mm, y el segmento con largo en planta de 0.61 m se movió 10 mm por una combinación de cabeceo y deslizamiento.</p>
	1.68g	<p>El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 2. Se grabaron desplazamientos en el nivel del techo de 2.1 cm. La mayor parte de la fachada en la parte superior del lado este se cayó por rotura de las juntas horizontales (Figura 6). Fue notable el cabeceo al este de la puerta en el lado sur (Figura 7). La fachada solicitada en el plano tuvo ligeramente más desplazamiento en el lado sur que en el lado norte. En el lado sur, el segmento de fachada con largo en planta de 4.27 m se deslizó 5.0 cm.</p>
	1.68g	<p>El espécimen fue sometido por segunda vez al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 2. Se grabaron desplazamientos máximos del techo de 2.3 cm. El resto de la fachada en la parte superior del lado este se cayó, acompañada por rotura de las juntas horizontales en el nivel de los conectores y por desprendimiento de los conectores de la fachada. La fachada en el lado sur se cayó (Figura 8), debido a extracción de clavos de los parantes (Figura 9). En el lado este, una parte del refuerzo de alambre se quedó en sitio (Figura 10). Los conectores en el lado sur (lado solicitado en el plano) se deformaron en cortante, pero no fallaron por fatiga de bajo ciclaje (Figura 11). La fachada en el lado norte fue muy cercana a caerse, y se deslizó varios centímetros (Figura 12). Fue evidente la extracción de clavos (Figura 13). Escrutinio del dintel remanente (lado norte) indicó que el segmento en el lado izquierdo había cabeceado mientras que el segmento en el lado derecho se había deslizado, separando el dintel de la fachada al punto del colapso incipiente (Figura 14). Los clavos en las arriostras de viguetas en el lado este se extrajeron unas 3.8 cm (Figura 15).</p>



Figura 4 La fachada se cae, lado oeste (0.8 Sylmar, DBE)

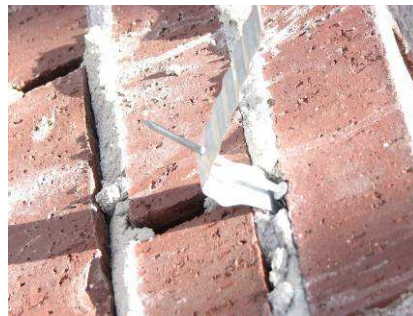


Figura 5 Extracción típica de los clavos, lado oeste (0.8 Sylmar, DBE)



Figura 6 La fachada se cae, parte superior del lado este (primero 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 7 Agrietamiento diagonal en la parte superior del segmento por la puerta, lado sur (primero 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 8 La fachada se cae del lado sur (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 9 Conector típico del lado sur (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 10 Refuerzo típico de junta, lado este (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 11 Conector típico del lado sur, con deformación cortante (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 12 Deslizamiento de fachada en el plano, esquina noroeste (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 13 Extracción de clavos, esquina noreste (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)



Figura 14 Colapso Incipiente de dintel en la esquina noreste (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)

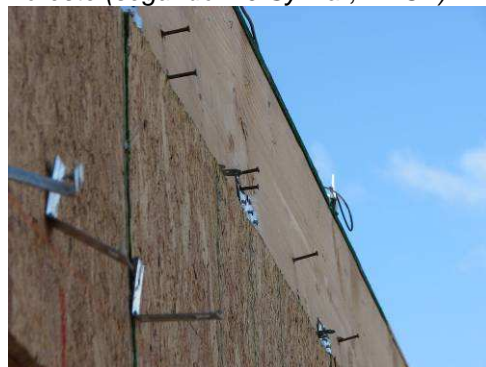


Figura 15 Extracción de clavos de arriostras de viguetas exteriores, lado este (segundo 2.0 Sylmar, >MCE)

Significado de Resultados de Ensayos para la Estructura de Parantes de Madera

Nuestras observaciones más importantes son las siguientes:

- 1) El primer objetivo mayor de los ensayos fue evaluar la seguridad de pórticos de parantes de madera con fachada de mampostería. Ese objetivo se logró. La estructura de parantes de madera con fachada de mampostería (unidades de mampostería de arcilla, adheridas por mortero de pega de cemento para mampostería Tipo N y una variedad de detalles de conexiones conformes a los requisitos MSJC), no colapsaron frente a niveles de sacudimiento muy en exceso del máximo sismo considerado para la Categoría de Diseño Sísmico D. Esto excede por mucho el desempeño implicado por nuestras normas actuales de diseño.
- 2) El segundo objetivo mayor de los ensayos fue averiguar la posibilidad de refinamientos en los enfoques actuales de diseño sísmico para estructuras de pórticos de madera con fachadas de mampostería. Se obtuvieron resultados prometedores en torno a ese objetivo. Los resultados preliminares de los ensayos indican que excepto por los muros solicitados fuera de plano, la fachada de mampostería puede mejorar el desempeño sísmico de estructuras de parantes de madera, y no debe considerarse solamente como masa en el diseño sísmico del pórtico de parantes de madera. Los investigadores actualmente se usan medidas y pronósticos a computadora para desarrollar recomendaciones de diseño que reconocen los efectos beneficiosos de la fachada de mampostería en el desempeño sísmico de pórticos de parantes de madera. Estos resultados se reportarán en otras publicaciones..
- 3) El tercer objetivo mayor de los ensayos fue evaluar el desempeño de fachadas de mampostería y de conectores para fachadas de mampostería.
 - a) En unas partes de la estructura, la fachada se cayó frente a niveles de sacudimiento consistentes con el sismo de diseño para la Categoría de Diseño Sísmico D. Este comportamiento se debió primeramente a extracción de conectores clavados, del pórtico de parantes de madera. Esta extracción se considera prematura, pues no se observó en ensayos previos casi-estáticos o dinámicos de segmentos similares de muros. Puede deberse a una disminución de la resistencia a extracción de los clavos por condiciones de alto contenido de agua en la madera inmediatamente previo al ensayo de la estructura. En otras partes de la estructura, la fachada se cayó solamente en niveles de sacudimiento en exceso del Máximo Sismo Considerado. Los investigadores actualmente comparan las fuerzas axiales en los conectores, con la resistencia a extracción de ellos, en diferentes partes de la estructura, para refinar nuestros requisitos actuales para ligar los conectores para fachadas, a los pórticos de parantes de madera.
 - b) Con base en los resultados obtenidos a la fecha, los investigadores ven una relación clara entre el método que se use para ligar los conectores para fachadas al pórtico de parantes de madera, y el desempeño sísmico subsecuente. Los conectores que se ligaron por clavos 8d electro-galvanizados, casi siempre fallaron por extracción de los clavos, mientras conectores ligados por tornillos raramente fallaron por extracción de los tornillos. Los investigadores están evaluando las resistencias a la extracción, de diferentes clavos y tornillos disponibles en el mercado, con el objetivo de refinar nuestras provisiones actuales del diseño de los tipos de conectores que se usan para ligar los conectores para fachadas, a pórticos de

parantes de madera.

c) Con base en los resultados obtenidos a la fecha, los investigadores no ven ninguna relación entre la rigidez de los conectores para fachadas (independiente de su método de ligarse al pórtico de parantes de madera), y su desempeño sísmico subsecuente. Los investigadores siguen estudiando esto usando datos experimentales y modelos a computadora.

d) Con base en los resultados obtenidos a la fecha, los investigadores no ven ninguna relación clara entre la presencia o ausencia de refuerzo tipo escalerilla en las juntas horizontales de fachada, y el desempeño sísmico subsecuente de esa fachada. Los investigadores siguen estudiando los videos de alta velocidad del ensayo, para información adicional.

Ensayo en Mesa Vibrante de una Estructura a Escala Completa de Mampostería de Concreto, con Fachada de Mampostería de Arcilla

En Marzo del 2009, la estructura prototípica a escala completa de mampostería de concreto que se muestra en la Figura 2 fue sometida a ensayos sobre mesa vibrante (en la dirección norte-sur de esa figura) en el sitio NEES de mesa vibrante en la Universidad de California en San Diego.

Detalles de la Estructura de Mampostería de Concreto

La estructura de mampostería de concreto fue cuadrado en planta con dimensiones de 6.10 m en los cuatro lados, entre las superficies externas de la mampostería de concreto. Fue diseñada y construida conforme a los requisitos de la norma MSJC 2008 para la Categoría de Diseño Sísmico E, incluyendo los requisitos prescriptivos para los muros cortantes especiales de mampostería reforzada.

La estructura usó unidades ligeras (ASTM C90), con dimensiones nominales de 20 x 20 x 40 cm; mortero de pega conforme al ASTM C270, de cemento y cal, Tipo S por proporción tanto para la hoja de concreto como para la hoja de arcilla; y mortero de relleno grueso (con gravilla) conforme al ASTM C476 por proporción. Las unidades de concreto fueron de configuración A en planta, con las almas centrales parcialmente removidas en los extremos para facilitar el escurrimiento del mortero de relleno. La hoja de concreto fue complemento vaciado. Se especificó una brecha de aire de 5 cm, pues es la práctica típica. Se colocaron juntas verticales de control en los extremos de los dinteles reforzados.

La fachada se soportó encima de ángulos de estante, anclados a la hoja de mampostería de concreto con pernos adhesivos de instalación posterior, y cubiertos de una membrana impermeable de EPDM con espesor de 0.8 mm. La fachada se construyó usando unidades estándar modulares de mampostería de arcilla, con espesor nominal de 10 cm (especificadas por ASTM C216, mayores que el 75% sólidas), y mortero de pega por ASTM C270 de cemento y cal, Tipo S, por proporción. La fachada oeste se separó de las fachadas norte y sur por una junta vertical continua, y se colocaron juntas verticales de expansión en los

dos extremos de los dinteles sueltos que soportaban la fachada encima de las puertas.

El diafragma de techo se compuso de tablonces preesforzados de concreto con espesor de 15 cm, con luces en el sentido norte-sur (perpendicular a la dirección de sacudimiento), con 8.9 cm de recubrimiento de concreto vaciado en sitio. Se colocó un peso adicional de 8.8 toneladas sobre el techo, para poder generar una aceleración suficiente para provocar la cedencia en flexión de los muros de mampostería de concreto, sin exceder los límites de la mesa vibrante. El recubrimiento se reforzó de varillas corrugadas de 12 mm, espaciadas en 41 cm en las dos direcciones principales de la planta. Se colocaron dos varillas perimetrales en el nivel de los tablonces. Esto no se requiere por la norma MSJC 2008, pero se considera buena práctica en muchas oficinas de cálculo en la costa oeste de los EEUU de América.

La estructura de mampostería de concreto fue simétrica en la dirección de sacudimiento (este-oeste), con segmentos con largos de 3.66 m y 1.22 m en planta. Durante el ensayo, estos segmentos se solicitan en el plano (sacudimiento en la dirección este-oeste). en la dirección perpendicular, los segmentos con largo de 6.1 m de planta por 2.44 m de alto (con aperturas) fueron solicitados fuera de plano.

En el lado norte de la estructura, se puso la primera solera intermedia en la hilada inferior, mientras que el lado sur se puso la primera solera en el espaciamiento requerido sobre la cima de la cimentación. Se usó refuerzo tipo escalerilla en los muros de mampostería de concreto para satisfacer los requisitos prescriptivos de la Sección 1.17 de la norma MSJC 2008, pero no para satisfacer los requisitos sobre cortante del Capítulo 3 de ese documento. Esto es implícito, pues en el Capítulo 3 no se especifica un valor para f_y para el refuerzo tipo escalerilla.

En los lados este y norte de la estructura, la fachada se ligó con conectores tipo escalerilla de tres alambres (W1.7) espaciados en 41 cm verticalmente, con alambres en cruce de diámetro W1.7 espaciados en 41 cm horizontalmente (cumpliendo los requisitos para la Categoría de Diseño Sísmico E). En los lados oeste y sur de la estructura, las dos hojas se ligaron por refuerzo tipo escalerilla en la hoja de mampostería de concreto, con conectores ajustables con alambre de diámetro W2.8, espaciados en 41 cm horizontalmente en la hoja de fachada (cumpliendo con requisitos para la Categoría de Diseño Sísmico D).

Resultados de Ensayo para la Estructura de Mampostería de Concreto

La estructura de mampostería de concreto fue sometida a la siguiente secuencia de movimientos de terreno que se muestran en la Tabla 2, intercalados con solicitud a ruido blanco para evaluar los daños.

Tabla 2 Historia de sacudimiento y resultados para la estructura de mampostería de concreto

Nivel del Sismo	Acel. Pico del Terreno (PGA)	Comentarios
Chequeo de Sistemas	0.03 g RMS	El espécimen fue sometido a niveles muy bajos de sacudimiento a ruido blanco para chequear las frecuencias naturales y la instrumentación. No se produjo ningún daño.
	0.17g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.2. Esto no produjo deslizamiento ni daño visible.
	0.34 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.4. Esto no produjo deslizamiento ni daño visible.
Sismo de Diseño (DBE)	0.67g	El espécimen fue sometido al record Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 0.8. En el período fundamental pronosticado de la estructura, esto corresponde al sismo de diseño del ASCE7-05 para la Categoría de Diseño Sísmico D. No produjo ningún deslizamiento ni daño visible. El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m comenzó a cabecear (hasta unos 1.0 mm en la cima).
Máximo Sismo Considerado (MCE)	1.01g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.2. Esto corresponde al máximo sismo considerado del ASCE7-05 para la Categoría de Diseño Sísmico D. No produjo ningún daño visible. El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m se movió unos 1.8 mm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
	1.68 g	El espécimen fue sometido al registro Sylmar con las aceleraciones escaladas por un factor de 2. Esto produjo agrietamiento apenas visible en las bases de los muros de mampostería de concreto en el plano y fuera del plano, lo cual indicó agrietamiento por flexión de los muros, tanto en el plano como fuera del plano. Hasta este nivel de sacudimiento, el desplazamiento máximo en el diafragma del techo fue despreciable (menos de 0.5 mm). El segmento de fachada con largo de 3.66 m en planta comenzó a deslizarse con respecto a la hoja de mampostería de concreto (hasta unos 0.5 mm). El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m se movió unos 4.1 mm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
	1.79 g	El espécimen fue sometido al registro Tarzana sin escalar las aceleraciones. Se cambió de registro de entrada para no exceder la capacidad de la mesa. La fachada que fue solicitada en el plano mostró cabeceo y deslizamiento. El desplazamiento máximo del diafragma del techo fue unos 1.3 mm, primeramente por deslizamiento de los segmentos de muro de mampostería de concreto con largo de 3.66 m en planta, y por cabeceo de los segmentos con largo de 1.22 m en planta. El diafragma de techo respondió en su plano de forma esencialmente rígida. El segmento de fachada con largo en planta de 3.66 m se deslizó unos 1.8 mm con respecto a la hoja de mampostería de concreto. El segmento de fachada con largo en planta de 1.22 m se movió unos 1.2 cm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.
	2.69 g	El espécimen fue sometido al registro Tarzana con las

		<p>aceleraciones escaladas por un factor de 1.5. Los muros de mampostería mostraron cabeceo y deslizamiento en el plano. La fachada en la esquina noreste se agrietó debido a una combinación de flexión fuera del plano, más deslizamiento en el plano de la fachada en el lado norte. Estas respuestas se acompañaron por desplazamientos cíclicos relativos entre la hoja de mampostería y la cimentación, y desplazamiento diferencial entre la fachada y la hoja de mampostería de concreto en los lados norte y sur. Pueden haberse acompañado también por contacto de golpeo entre la fachada en el lado este y la hoja adyacente de mampostería de concreto. La estructura experimentó rotura de la fachada en las esquinas noreste y sureste, y también agrietamiento generalizado de la fachada en el lado este. El desplazamiento máximo en el diafragma del techo fue unos 3.8 cm, debido primeramente a deslizamiento de los segmentos de mampostería de concreto con largo en planta de 3.66 m, y una combinación de cabeceo y deslizamiento en los segmentos con largo en planta de 1.22 m. Las varillas verticales en los segmentos de mampostería de concreto con largo en planta de 3.66 m comenzaron a liberarse del mortero de relleno rodeante en la interfase con la cimentación al experimentar deslizamiento relativo de unos 5 mm, y se fracturaron luego. El diafragma de techo permaneció esencialmente rígido en su propio plano. Los segmentos de muro de mampostería de concreto con largo en planta de 3.66 m se deslizaron unos 4.8 cm con respecto a la cimentación. Los segmentos de fachada con largo en planta de 1.22 m se movieron unos 7.6 cm en la cima, por deslizamiento y cabeceo.</p>
<p>2009-03-31</p>	<p>2.69 g</p>	<p>El espécimen fue sometido por segunda vez al registro Tarzana con las aceleraciones escaladas por un factor de 1.5. El desplazamiento máximo en el diafragma del techo fue unos 23 cm. Los talones compresivos de los segmentos de muro de mampostería de concreto se dañaron seriamente. La fachada sufrió daños mayores en las esquinas noreste y sureste, y en el lado este.</p>

Fotografías representativas de la respuesta luego de la primera corrida en 1.50 Tarzana se muestran en la Figura 16 a la Figura 21.



Figura 16 Agrietamiento apenas visible por la puerta del lado sur, antes de 1.50 Tarzana



Figura 17 Agrietamiento de fachada en la esquina noreste (1.50 Tarzana)



Figura 18 Agrietamiento de fachada en la esquina sureste (1.50 Tarzana)



Figura 19 Falla local de mampostería de concreto en el borde del segmento largo en el lado sur, debido a deslizamiento en el plano (1.50 Tarzana)



Figura 20 Desplazamiento relativo en junta de expansión en la fachada de mampostería de arcilla por la puerta en el lado sur (1.50 Tarzana)



Figura 21 Agrietamiento del muro de mampostería de concreto en la esquina sureste por flexión fuera de plano de franjas horizontales de muro, mientras la estructura se deslizaba en sentido este-oeste (1.50 Tarzana)

La falla local de la mampostería de concreto cerca de las aperturas de puerta (Figura 19) no es aplastamiento del talón compresivo. Se produce cuando el muro se desliza en el plano, y el refuerzo vertical en la jamba palanquea la mampostería entre la varilla y la jamba. Se observó agrietamiento semejante en los ensayos casi-estáticos en la Universidad de Texas en Austin.

El agrietamiento en los muros de mampostería de concreto en los lados oeste y este se provocó por flexión fuera del plano. Los muros en los lados sur y norte se deslizaron en el sentido este-oeste; los centros en planta de los muros de los lados este y oeste no se deslizaron; y la deformación fuera de plano entre el centro en planta y los bordes de los muros de los lados este y oeste causa el agrietamiento por flexión.

Fotografías representativas de la respuesta después de la segunda corrida a 1.50 Tarzana se muestran en la Figura 22 a la Figura 27.



Figura 22 Daños a fachada en la esquina noreste y el lado este luego de la segunda corrida de 1.50 Tarzana



Figura 23 Daños a la mampostería de concreto luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana



Figura 24 Daños a mampostería de concreto luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana



Figura 25 Pandeo inelástico de empalme en refuerzo vertical del lado sur luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana



Figura 26 Detalle de daño a la esquina noreste luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana

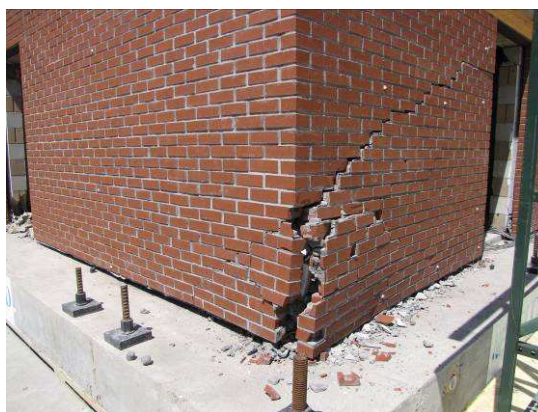


Figura 27 Daños a la esquina sureste luego de la segunda corrida a 1.50 Tarzana

Significado de Resultados de los Ensayos par para la Estructura de Mampostería de Concreto

- 1) Edificios bajos de mampostería con hoja de respaldo de mampostería reforzada de concreto y fachada de mampostería de arcilla, diseñados y construidos de acuerdo con los requisitos de la Norma y Especificación MSJC 2008 para la Categoría de Diseño Sísmico E, pueden resistir sismos mayores al Máximo Sismo Considerado del ASCE7-05, sin colapso.
- 2) La respuesta sísmica de estos edificios es generalmente consistente con las expectativas de desempeño.
 - a) La respuesta se controla por la respuesta en el plano de los muros de mampostería de concreto (posible formación de rótulas plásticas en la base, y deslizamiento más allá Máximo Sismo Considerado).
 - b) Fachadas de mampostería de arcilla, diseñadas y construidas según los requisitos de la Norma y Especificación MSJC 2008, experimentaron solamente agrietamiento menor, y se mantuvieron completamente ligadas a las hojas de mampostería de concreto, hasta 1.75 veces el Máximo Sismo Considerado. Los requisitos actuales para fachadas las consideran solamente como masa agregada. Esto es esencialmente correcto para la respuesta fuera del plano, pero puede ser incorrecto para la respuesta en el plano. Para la respuesta en el plano, la fachada cabecea y desliza en los ángulos de apoyo. La disipación de energía por desplazamiento, y la interacción dinámica con las hojas de mampostería de concreto, pueden mitigar la respuesta sísmica de los muros cortantes de mampostería de concreto.
 - c) En este estudio, los conectores para fachada en lo general se

comportaron bien, lo cual implica que los requisitos actuales de la MSJC son satisfactorios para estos tipos de muro. Se necesita más trabajo (estudios paramétricos) para averiguar los efectos de diferencias en resistencia, rigidez, y comportamiento histerético de los conectores sobre el comportamiento de la fachada y el sistema de respaldo.

d) En este estudio, no se observó ninguna diferencia en las fachadas con y sin refuerzo tipo escalerilla (ninguna diferencia en aceleraciones pico de terreno correspondientes al agrietamiento, ninguna diferencia en modos de falla y secuencia de falla en función de aceleraciones pico de terreno; ninguna diferencia en tamaño de pedazos de fachada caídos). Esto pone en tela de juicio la justificación de requisitos actuales normativos en esta área.

e) En este estudio las juntas verticales de control en los extremos de los dinteles postergaron el comienzo de daños a los muros de mampostería de concreto hasta muy por arriba del Máximo Sismo Considerado. Las juntas verticales de expansión en los extremos de los dinteles permitieron a la fachada de mampostería que apoyó los dinteles, cabecear sin dañar la fachada encima de los dinteles.

f) En este estudio, las juntas abiertas en la fachada en las esquinas, evitaron que los daños de ocurrieran allí por movimientos de los muros en el plano.

3) Asuntos adicionales:

a) El deslizamiento de fachada y la disipación asociada de energía pueden mejorar el desempeño de estructuras de mampostería como la estructura que se describe acá. Las normas actuales no reconocen esto. Se va a investigar más mediante estudios paramétricos.

b) El deslizamiento de muros de mampostería de concreto y la asociada disipación de energía pueden mejorar el desempeño de estructuras de mampostería como la estructura que se describe acá. las normas actuales no reconocen esto. El deslizamiento se relaciona con el cortante-fricción y con las varillas verticales que atraviesan la interfase. Puede ser útil para el MSJC, desarrollar provisiones de cortante-fricción, y de prohibir el deslizamiento significativo en el sismo de diseño. Se deben desarrollar criterios para limitar derivas de entrepiso inducidas por deslizamiento que pudieran provocar el colapso de otros elementos en la estructura, incluyendo sistemas contra gravedad y muros que se deforman fuera del plano.

c) El deslizamiento significativo de los muros de mampostería de concreto es a lo mejor no aceptable en el sismo de diseño, debido a problemas con conexiones de luz o gas. El deslizamiento de tales muros es a lo mejor sí aceptable en el Máximo Sismo Considerado, con tal de que se mantenga la integridad estructural para prevenir el colapso bajo cargas por gravedad.

d) Los conectores de fachada tipo tres alambres y ajustables se comportaron iguales de bien en resistir daños más allá del Máximo Sismo Considerado. Los investigadores todavía examinan las diferencias en comportamiento. Es posible que los daños debidos a deslizamiento relativo entre la mampostería de concreto y de fachada comenzara más temprano en el lado norte que en el lado sur, debido a la resistencia menor de los conectores tipo tres alambres en el lado norte, frente a los conectores ajustables en el lado sur.

e) El desempeño de los muros cortantes de mampostería de concreto (construidos sin llaves de corte en la cimentación), indica que las llaves de corte no se necesitan. Los muros se deslizaron, pero solamente frente a sacudimientos en exceso

del Máximo Sismo Considerado.

f) Los muros de mampostería sometidos a cargas sísmicas fuera del plano se comportan de una manera más compleja que la idealización de diseño de franjas con luces verticales. Se agrietaron como resultado de deformaciones complejas fuera de plano (combinación de fuerzas inerciales fuera de plano y un patrón impuesto de deformaciones producido por deslizamiento en el plano de los muros cortantes).

g) No parece ninguna necesidad de poner refuerzo horizontal en la hilada inferior. En este nivel, el refuerzo está demasiado alto para ser efectivo en restringir el talón compresivo de las unidades de mampostería de concreto.

h) En el refuerzo horizontal, el gancho de 90 grados en la intersección de los muros de corte y los muros perpendiculares, fue eficaz en vincular los muros entre sí, aún frente a sacudimiento en exceso del Máximo Sismo Considerado.

i) El agrietamiento del recubrimiento y tablonos en la dirección norte-sur (paralelo a los tablonos) se debió al cabeceo de segmentos de poco largo en planta al oeste de la puerta, en contraste con el deslizamiento de los segmentos de mayor largo en planta.

j) Las conexiones entre muros y diafragma se comportaron de forma satisfactoria, sin señas de daño. El diafragma mismo también se comportó de forma satisfactoria.

k) La falla local de la mampostería por las aperturas de puerta no es aplastamiento del talón compresivo. La falla se produjo cuando el muro se deslizó, y el refuerzo vertical en la jamba palanqueó la mampostería entre la varilla y la jamba. Se observó agrietamiento local semejante en los ensayos casi-estáticos en la Universidad de Texas en Austin.

l) El agrietamiento en los muros de mampostería de concreto en los lados oeste y este se provocó por flexión fuera del plano. Los muros en los lados sur y norte se deslizaron en el sentido este-oeste; los centros en planta de los muros de los lados este y oeste no se deslizan; y la deformación fuera de plano entre el centro en planta y los bordes de los muros de los lados este y oeste causa el agrietamiento por flexión.

CONCLUSIONES

Este trabajo presenta los resultados preliminares de ensayos en mesa vibrante llevados a cabo en dos edificios de escala completa, de un piso, con fachada de mampostería. Un edificio tuvo muros cortantes de parantes de Madera, y el otro tuvo muros cortantes de mampostería reforzada de hormigón.

En lo general, los ensayos demostraron el buen desempeño de estas estructuras frente a niveles de sacudimiento en exceso de un representativo sismo máximo considerado en la Categoría de Diseño D del ASCE7-05 (alto riesgo sísmico).

Sin embargo, la estructura de madera mostró problemas potenciales en el uso de clavos lisos para fijar los conectores corrugados al respaldo de parantes de madera, pues la extracción de esos clavos fue responsable de la falla prematura fuera de plano de un muro de fachada durante los ensayos. Hay evidencia que los muros de fachada en el plano ayudaron a restringir el desplazamiento de la estructura. Por lo tanto, no deben tratarse solamente como masa pasiva.

Los resultados de los ensayos se están usando para desarrollar modelos analíticos, los

cuales se usarán en el futuro cercano para extender el estudio para examinar el desempeño de tales estructuras con diferentes alturas de muro y frente a diferentes registros sísmicos.

AGRADECIMIENTOS

Este proyecto NEES de grupo pequeño se patrocina por la Red para Simulación de la Ingeniería Sismorresistente (NEES) de la Fundación Nacional de la Ciencia (NSF), cuya directora del programa es la Dra. Joy Pauschke. El proyecto se guía por la Universidad de Texas en Austin. El trabajo en mesa vibrante se conduce en el sitio de equipo NSF NEES en la Universidad de California en San Diego, a quien se le agradece su ayuda y cooperación.

La Asociación de la Industria Ladrillera (Brick Industry Association), el Consejo para Investigaciones sobre la Mampostería (Council for Masonry Research), y la Asociación del Cemento Portland (Portland Cement Association) han contribuido apoyo directo financiero para este trabajo.

Aquellos y otras entes de la industria de la mampostería han aportado materiales, servicios de ensayo, y apoyo indirecto. El trabajo aquí descrito representa las contribuciones individuales y colectivas de los investigadores y ayudantes de investigación que se notan previamente.

REFERENCIAS

- AFPA 2001: *Details for Conventional Wood Construction*, American Forest and Paper Association, American Wood Council, Washington, DC, 2001
- ASCE 7-05: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-05)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2005 (with Supplement).
- Bozorgnia y Bertero: Bozorgnia, Y. Y Bertero, V. V. (eds.), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, CRC Press LLC, Boca Raton, Florida, May 2004.
- IRC 2006: *International Residential Code for One and Two Family Dwellings*, The International Code Council, Washington, DC, 2006.
- McGinley, W. Mark, M., Bennett R. M. y Johnson E. N, "Effects of Horizontal Joint Reinforcement on the Seismic Behavior of Masonry Veneers", *Proceedings of the 6th International Masonry Conference*, London, England, November 2002.
- MSJC 2008a: *Building Code Requirements for Masonry Structures (TMS 402-08 / ACI 530-08 / ASCE 5-08)*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, the American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.
- MSJC 2008b: *Specification for Masonry Structures (TMS 602-08 / ACI 530.1-08 / ASCE 6-08)*, The Masonry Society, Boulder, Colorado, the American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, and the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2008.

PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR Y DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO ESMERALDAS, CON AISLADORES DE BASE FPS

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.

Av. El Progreso s/n. Valle de los Chillos, Quito-Ecuador

Correo Electrónico: raguiar@espe.ecu.ec

RESUMEN

Se presentan mapas de peligrosidad sísmica del Ecuador en términos de la aceleración máxima del suelo rocoso, para cuatro períodos de retorno. Para desarrollar esto, se ha determinado: veinte áreas fuente, magnitudes máximas esperadas y leyes de atenuación del movimiento del suelo.

Las áreas fuente fueron obtenidas en base a los siguientes estudios: geodinámicos, tectónicos, geología, sismos históricos e instrumentales registrados hasta el 2009 por las redes sísmicas del Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional, el Instituto Geofísico de Perú, y el Centro de Información Nacional de Terremotos.

Posteriormente, se detallan los aspectos constructivos de tres puentes con aisladores de base FPS (Frictional Pendulum System), ubicados sobre el estuario del Río Esmeraldas y que tienen luces de 108, 120 y 160 m.

SUMMARY

The seismic hazard maps of Ecuador are presented in terms of the peak acceleration of the rocky soil, for four return periods. To achieve this, end it has been determined: twenty source areas, its' expected peak magnitudes and a mitigation law for the seisms associated to the local faults.

The source areas were obtained on the basis of the following studies: geodynamics, tectonics, geology, the historical and instrumental seisms registered until 2009 by the seismic networks of the Geophysical Institute of the Politécnica Nacional, the Geophysical Institute of Peru, and the National Earthquake Information Center.

To establish the expected peak magnitude of each source area, an equation was obtained first, which relates the peak magnitude with the rupture longitude, which was determined on the basis of the isoist curves of intensity with the Mercalli scale. Then, this equation was applied to an intensity seismic hazard map of Ecuador.

Later, the constructive issues are detailed from three bridges with isolators of base FPS (Frictional Pendulum System), located on the River Esmeraldas and which have lengths of 108, 120 and 160 m.

1 SISMICIDAD Y GEODINÁMICA DEL ECUADOR

El Ecuador se encuentra en la zona de mayor peligrosidad sísmica del mundo, en el denominado Cinturón Circunpacifico donde se libera la mayor cantidad de energía sísmica a nivel mundial, de ahí el gran acierto de construir estructuras con aisladores de base, debido a que estos dispositivos de control pasivo son los encargados de disipar la energía sísmica y hacen que las estructuras se comporten en el rango elástico.

En este artículo se presentan los detalles constructivos de tres puentes con aisladores de base pero antes de ello se indican aspectos relacionados con la Peligrosidad Sísmica del País, empezando por la sismicidad histórica y concluyendo con una propuesta de zonificación sísmica; luego de ello se describirán los tres puentes que se hallan en el estuario del Río Esmeraldas.

1.1 Sismicidad Histórica

Sismos históricos en Ecuador, con intensidades macrosísmica mayores de VIII, son en orden cronológico, los acaecidos en abril de 1541 en Napo; en agosto de 1587, en Pichincha; el 15 de marzo de 1645, que afectó a las provincias de Chimborazo, Tungurahua; el 29 de agosto de 1674, en Chimborazo y Bolívar; el 22 de noviembre de 1687, en Tungurahua; el 20 de junio de 1698, en Tungurahua y Chimborazo; el 12 de junio de 1736, en Pichincha y Cotopaxi; el 20 de enero de 1749, en Loja; el 28 de abril de 1755, en Pichincha; el 22 de febrero de 1757, en Cotopaxi y Tungurahua; el 10 de mayo de 1786, en Chimborazo; el 4 de febrero de 1797, en Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi y parte de Bolívar y Pichincha con miles de muertos, este sismo causó la destrucción de la antigua capital del Chimborazo, Liribamba, que en la época era una de las ciudades más importantes del Ecuador. Gallego (2006).



Figura 1 Daño registrados en el sismo de 1949.

Continuando con la lista de macro sismos, se tienen los registrados el 20 de enero de 1834, en Carchi, Nariño; el 22 de abril de 1859, en Pichincha, Imbabura y Cotopaxi; el 15 de agosto de 1868, en Carchi; el 16 de agosto de 1868, en Imbabura, Carchi y Pichincha; el 3 de mayo de 1896, en Manabí; el 31 de enero de 1906, en Esmeraldas, Nariño (límites con Colombia; según Gutenberg, 1951, el segundo sismo con más liberación de energía en el siglo XX); el 23 de septiembre de 1911, en Chimborazo y Bolívar; el 23 de febrero de 1913, en Loja, Azuay; el 31 de mayo de 1914 en Pichincha y Cotopaxi; el 5 de febrero de 1923, en Pichincha; el 16 de diciembre de 1923, en Carchi, Nariño (Colombia), muy cerca de la frontera; el 18 de diciembre de 1926, en Carchi otra vez; el 25 de agosto de 1929, y el 10 de agosto de 1938, en Pichincha; el 4 de mayo de 1942, en Manabí, Guayas y Bolívar; el 5 de agosto de 1949, con epicentro cerca de Pelileo dejándose sentir con fuerza en Ambato, Tungurahua, Chimborazo y Cotopaxi con miles de pérdidas humanas. En la figura 1 se muestra el daño en una parte de la

ciudad de Ambato. Debe mencionarse que después del sismo de 1949 se publicó en forma urgente el Primer Código Ecuatoriano de la Construcción.

Prosiguiendo, se tienen los siguientes sismos: el 12 de diciembre de 1953, en Loja, norte del Perú; el 20 de agosto de 1955, en Pichincha e Imbabura; el 19 de enero de 1958, en Esmeraldas; el 8 de abril de 1961, en Chimborazo; el 19 de mayo de 1964, en Manabí; el 10 de diciembre de 1970, en Loja, El Oro y Azuay al norte del Perú; el 9 de abril de 1976 que causó mucho daño en Esmeraldas. Nuevamente y como en 1949 se publicó en 1979, el Segundo Código Ecuatoriano de la Construcción.

Más recientemente, se debe mencionar al sismo del 5 de marzo de 1987, en Napo, Sucumbíos e Imbabura, que dejó mil millones de dólares en pérdidas, no por las estructuras destruidas sino por lo que el País dejó de recibir al romperse una parte del oleoducto y suspender la explotación petrolera.

Últimamente los macro sismos registrados son el 2 de octubre de 1995, en Morona Santiago y el 4 de agosto de 1998, en la Provincia de Manabí. El sismo del 2 de octubre de 1995 ocasionó el colapso de un puente colgante de 135 m., como se aprecia a la izquierda de la figura 2. Aguiar (2000). A la derecha aparece el edificio El Calipso que falló durante el sismo de 1998, las secciones transversales de este edificio tenían gran ductilidad pero el edificio como tal tenía muy poca redundancia (nueve columnas en total). Aguiar *et al.* (1998).



Figura 2 Estructuras colapsadas durante los sismos de 1995 y 1998.

Como en el pasado, luego del sismo de 1998 se empezó a trabajar en el Tercer Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, pero en esta ocasión ya se incorporó al Código los resultados de investigaciones locales en zonificación sísmica y formas espectrales, fundamentalmente.

1.2 Geodinámica

La tectónica de placas que se tiene frente a la costa ecuatoriana, es una de las más complejas del mundo, lo que provoca que la zona de subducción en el Ecuador no sea uniforme como se aprecia en la figura 3. El movimiento de la placa de Nazca contra las placas de América del Sur y la placa del Caribe ha generado la mega falla Guayaquil – Caracas que es una falla transcurrente dextral. Toulkeridis (2009) lo ha identificado con el número 1, en la figura 3. Se estima que el movimiento de esta falla es de 3 a 4.5 mm/año Winter *et al.* (1993), sin embargo existen otros estudios en que indican que el movimiento es de 15 mm/año para la parte norte de Ecuador y de 13 mm/año para la parte sur de Colombia. Tibaldi y León (2003).

Con el número 2, en la figura 3, se indica la subducción de la placa oceánica de Nazca

con una tasa de 58 ± 2 mm/año. En el siglo XX, se registraron cuatro grandes sismos en este segmento del Ecuador y son los sismos de 1906 ($M_w = 8.8$), 1942 ($M_w = 7.8$), 1958 ($M_w = 7.7$) y del 1979 ($M_w = 8.2$). Más adelante se va a hablar un poco más sobre estos sismos, lo único que se destaca por ahora es que el ángulo de subducción es diferente en la costa ecuatoriana.

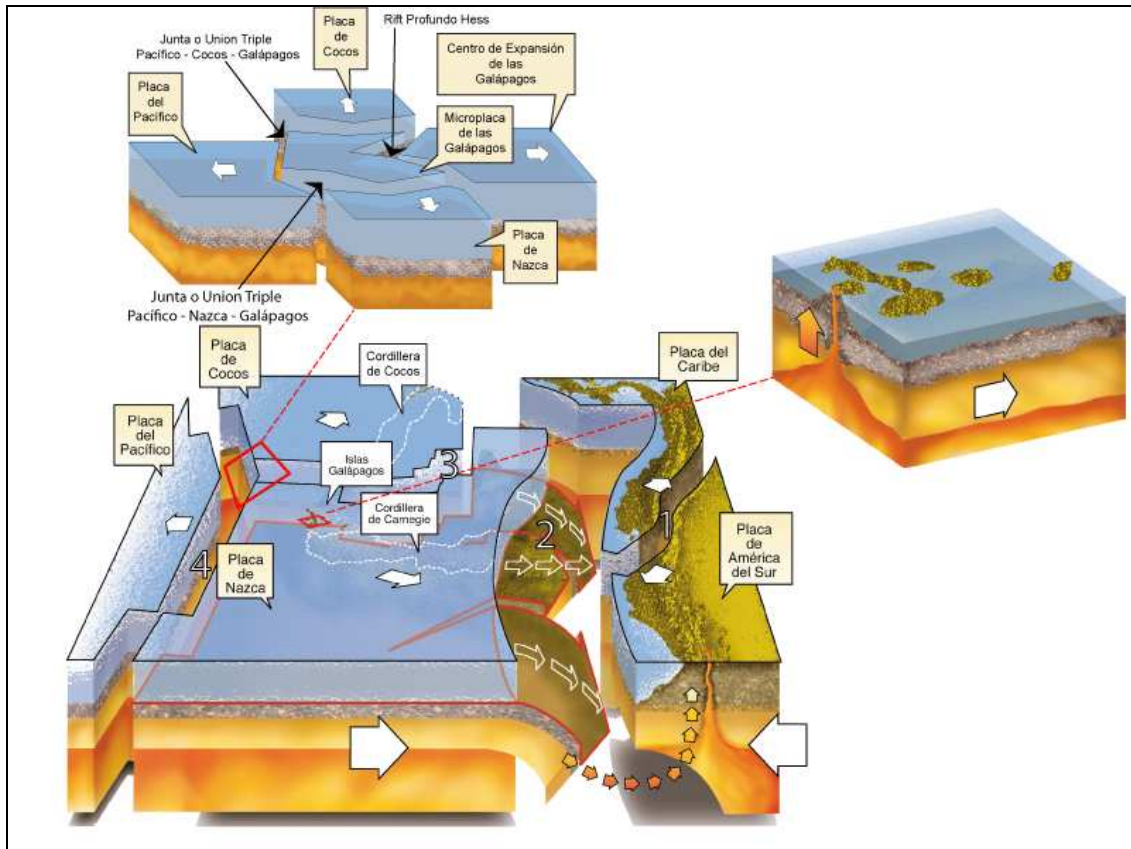


Figura 3 Geodinámica de la peligrosidad sísmica del Ecuador. (Fuente: Toulkeridis (2009)).

En la figura 3 y con el número 3, Toulkeridis (2009) hace referencia a Cresta de Carnegie, que es una cordillera submarina que se originó en el punto caliente de Galápagos y que se está expandiendo hasta llegar a la fosa ecuatoriana. Se supone que debido a este movimiento tectónico hay una reducción de la sismicidad en el región interandina. Ruff (1996), Swenson y Beck (1996).

1.3 El sismo de 1906 frente a Esmeraldas

En 1906 a nivel mundial se registraron tres grandes terremotos, el primero de ellos fue frente a la costa de Esmeraldas, Ecuador el 31 de enero, con una magnitud estimada entre 8.6 y 8.8. El segundo de ellos el 18 de abril, en San Francisco, USA, con una magnitud entre 7 y 8. El tercero el 16 de agosto, en Valparaíso, Chile, con una magnitud entre 8.2 y 8.4. Todas ellas son magnitudes en la escala M_w .

De los tres terremotos el que más daño causó fue el de San Francisco, debido a que entre 225000 y 300000 habitantes perdieron sus viviendas de un total de 400000 habitantes. Muchas de las viviendas fueron dañadas por el incendio que se originó con el sismo. El número de muertos sobrepasa las 3000 personas. Wikipedia (2009).

El terremoto de Valparaíso también causó mucho daño en los barrios Almendral, Estero

de las Delicias y Plaza Aníbal Pinto, el número de muertos también sobrepasa las 3000 personas. Este sismo se inicio alrededor de las 8 de la noche y tuvo una duración de cuatro *credos*. Manns (1972). La intensidad de este sismo fue de VIII en la escala MSK-64. Astroza (2007)

El número de víctimas por el terremoto de Esmeraldas, fue bajo pero el número de muertos por el tsunami que llegó aproximadamente 30 minutos después fue entre 1000 y 1500 personas. Al momento del terremoto la marea estaba baja, las olas del tsunami fueron muy destructivas en la zona ecuatoriana formada entre los ríos Santiago y Mataje. En la zona Colombiana en Tumaco se observaron olas largas por un espacio de cuatro horas. INOCAR (2009).

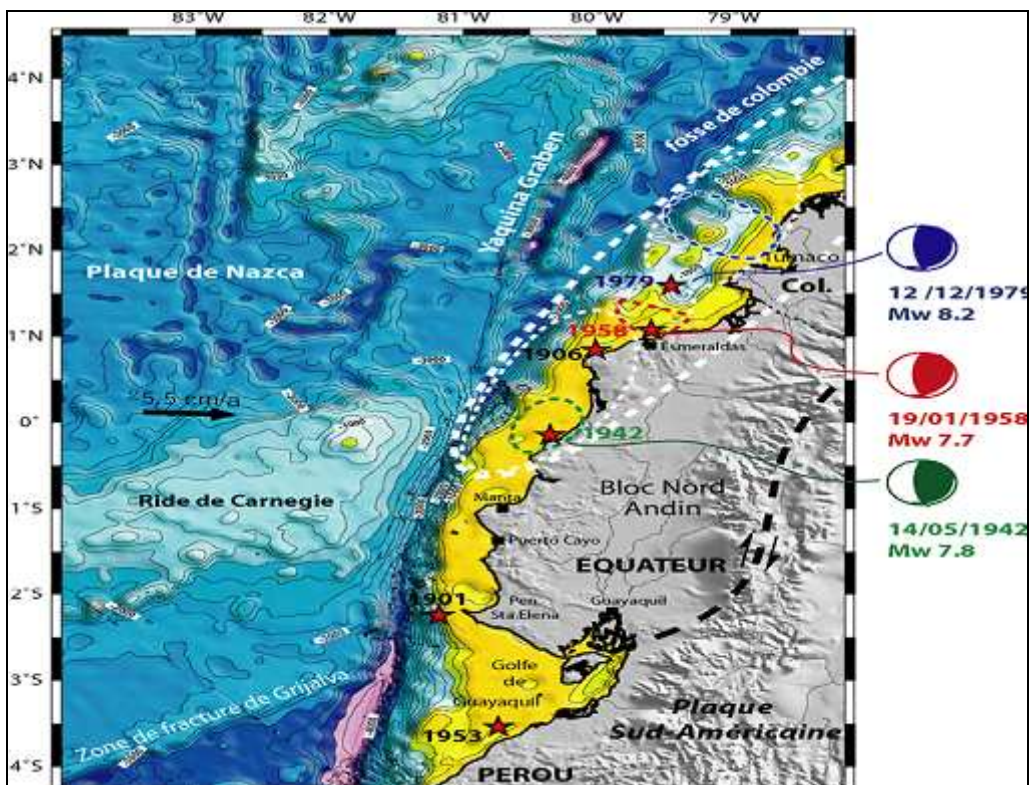


Figura 4 Área de ruptura de los sismos de 1906, 1942, 1958 y 1979. (Fuente: A. Alvarado)

Según Rudolph (1911) el terremoto de 1906 que se registro en las costas de Ecuador y Colombia tuvo una gran sacudida vertical que va desde Bahía de Caráquez al sur de Ecuador hasta Guapi y la desembocadura del río Timbiqué en el norte de Colombia, con una extensión de alrededor de 450 km. En Quito este sismo fue sentido pero solo horizontalmente.

Rudolph (1911) destaca el hecho de que en Tumaco era imposible permanecer en pie durante el sismo pero las edificaciones de madera tuvieron un buen comportamiento ya que por su flexibilidad resistieron bastante bien el sismo que duró alrededor de 5 minutos.

En la figura 4 se indica el área de ruptura del sismo de 1906, con líneas entrecortadas más gruesas. Dentro de esta gran área se tienen las áreas de ruptura de los sismos de 1942, 1958 y 1979. Lo importante de todo esto es destacar que la energía liberada por el sismo de 1906 es mucho mayor a la suma de las energías liberadas por los sismos de 1942, 1958 y 1979, como se aprecia en la figura 5; tal vez se podría agregar a esta lista el sismo de Bahía de Caráquez de 1998 que tuvo una magnitud de 7.2. Incluyendo este sismo la energía liberada por

los sismos de 1942, 1958, 1979 y 1998 es aproximadamente el 15% de la energía liberada en el sismo de 1906. De tal manera que en esta zona existe una gran cantidad de energía acumulada lo que origina una gran peligrosidad sísmica a la costa ecuatoriana.

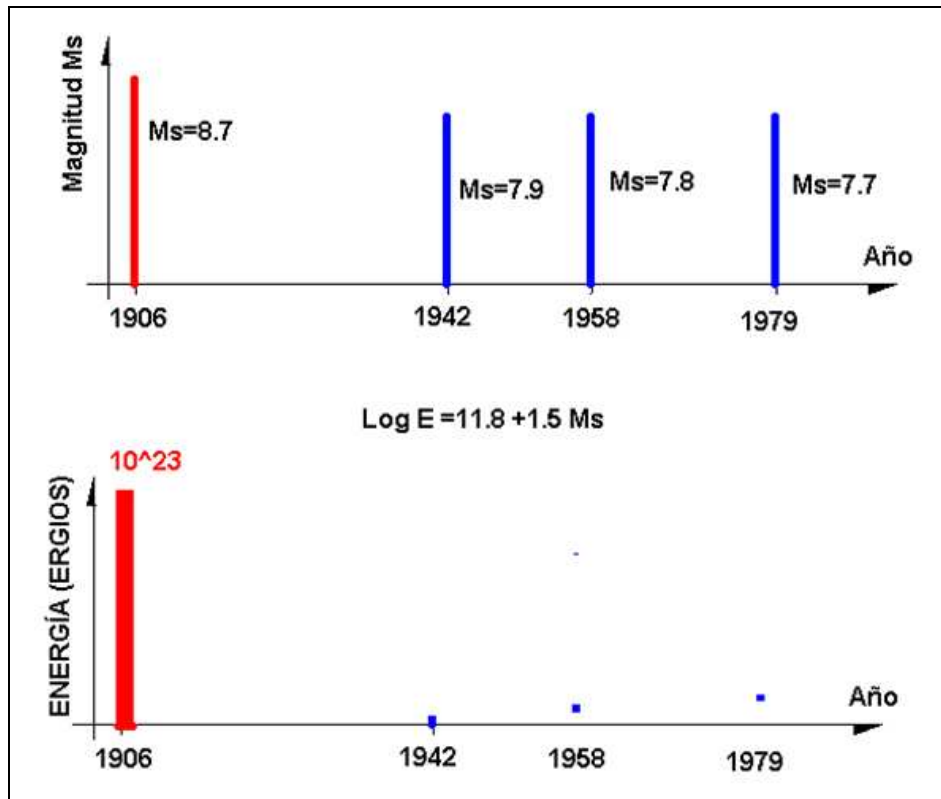


Figura 5 Magnitudes y energía liberada por los sismos de 1906, 1942, 1958 y 1979.

1.4 Sismicidad en la Costa Ecuatoriana

En el Ecuador, al 2010, se han construido tres puentes con aisladores de base tipo péndulo de fricción FPS en el estuario del río Esmeraldas; otro que une las ciudades de Bahía de Caráquez con San Vicente y tal vez es el puente de mayor longitud con aisladores FPS ya que tiene una longitud de 1.8 km.; además se tiene otro puente en la ciudad de Guayaquil con aisladores de base. Todos ellos se hallan en la costa ecuatoriana.

Ahora bien, con el propósito de ver la alta peligrosidad sísmica que se tiene en la zona donde se han construido los puentes de Esmeraldas y de Bahía de Caráquez, en la figura 6 se presentan los epicentros de los sismos registrados, desde -2 Sur a 2 Norte de latitud y desde 79 Oeste a 81.7 Oeste, hasta el 2009. El rectángulo representa el área de influencia de sismos que pueden afectar a los 4 puentes, no se incluye el puente de Guayaquil.

La base de datos con la cual se obtuvo la figura 6, proviene de cuatro redes sísmicas y son las siguientes: IGEPN Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional; IGP Instituto Geofísico del Perú; NEIC National Earthquake Information Center; INGEOMINAS Instituto Colombiano de Geología y Minas; El IGP tiene información sísmica desde latitud 0 hacia el Sur; INGEOMINAS por su parte tiene información desde latitud 0 hacia el Norte; adicionalmente se cuenta con la información de la NEIC. Con todo esto se complementa la información sísmica, es importante destacar esto ya que los estudios de peligrosidad sísmica serían bastante inciertos si se trabaja con datos de una sola red.

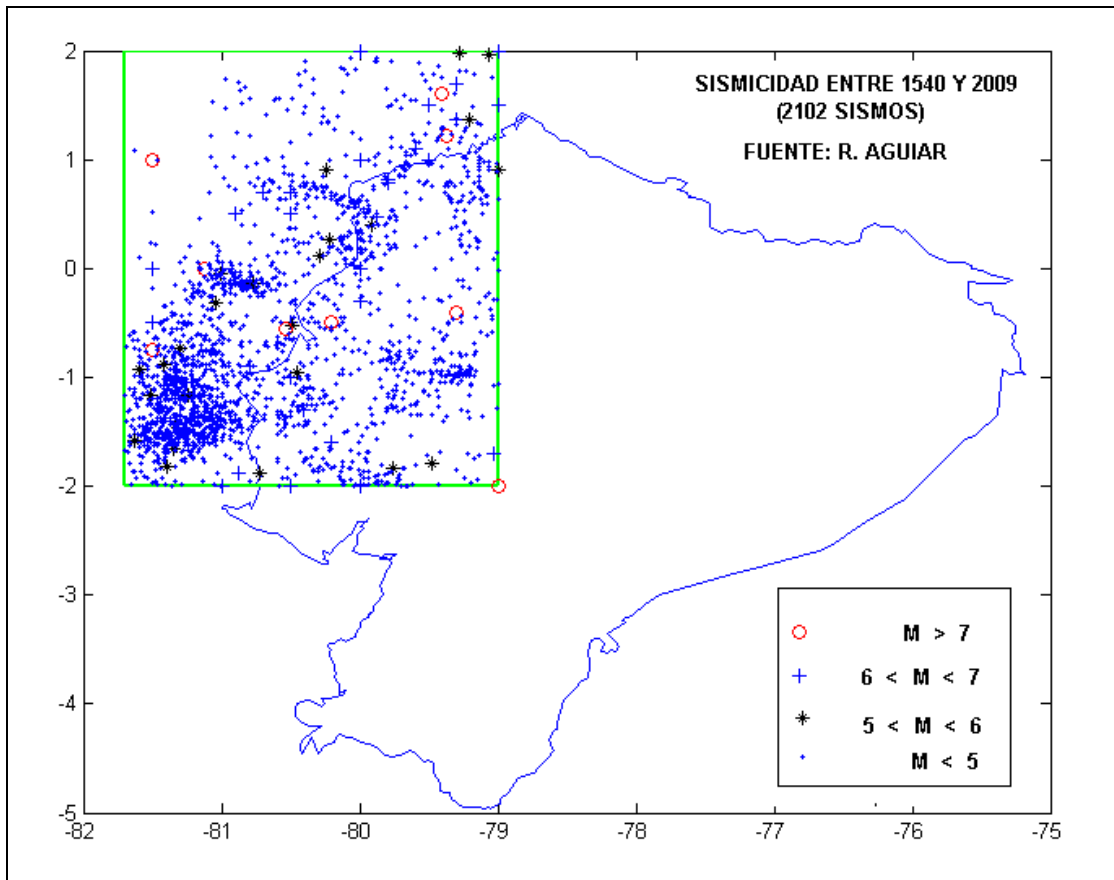


Figura 6 Sismicidad entre 1540 y 2009 registrados en área cercana a los puentes con aisladores.

Adicionalmente, la mayor parte de estos sismos tienen su foco superficial, lo que les hace más destructivos. En la figura 7 se indica la profundidad focal de los sismos cuyos epicentros se muestran en la figura 6.

1.5 Fallas Geológicas

En la figura 8 se presentan varias poblaciones de la provincia de Esmeraldas, cuya capital es la ciudad de Esmeraldas. Pero hay dos aspectos muy importantes que destacar en esta figura el primero de ellos es la presentación de las fallas geológicas en la provincia y el segundo la magnitud máxima de los sismos que se esperan tanto en el Continente como en el Océano. Chunga (2009). Se aprecia que en algunas regiones se espera magnitudes M_w entre 7.2 y 7.7 (Ver donde dice Súa).

En la figura 8 se aprecian las fallas de: San Lorenzo, Esmeraldas, Canandé, Galera, Buga, Quinindé y Cañaveral. No aparecen las fallas de: Mira, Mataje, La Boca, Concepción, Santiago, Tambo, Carayaca, Carolina y Muisne. Chunga (2009).

La gran cantidad de fallas geológicas que se tienen es el producto del choque de las placas tectónicas anotadas anteriormente. Estas zonas de fallamiento, figura 8, generan sismos superficiales de ahí que una buena parte de los hipocentros indicados en la figura 7, correspondientes a sismos que se encuentran alejados de la costa, son superficiales.

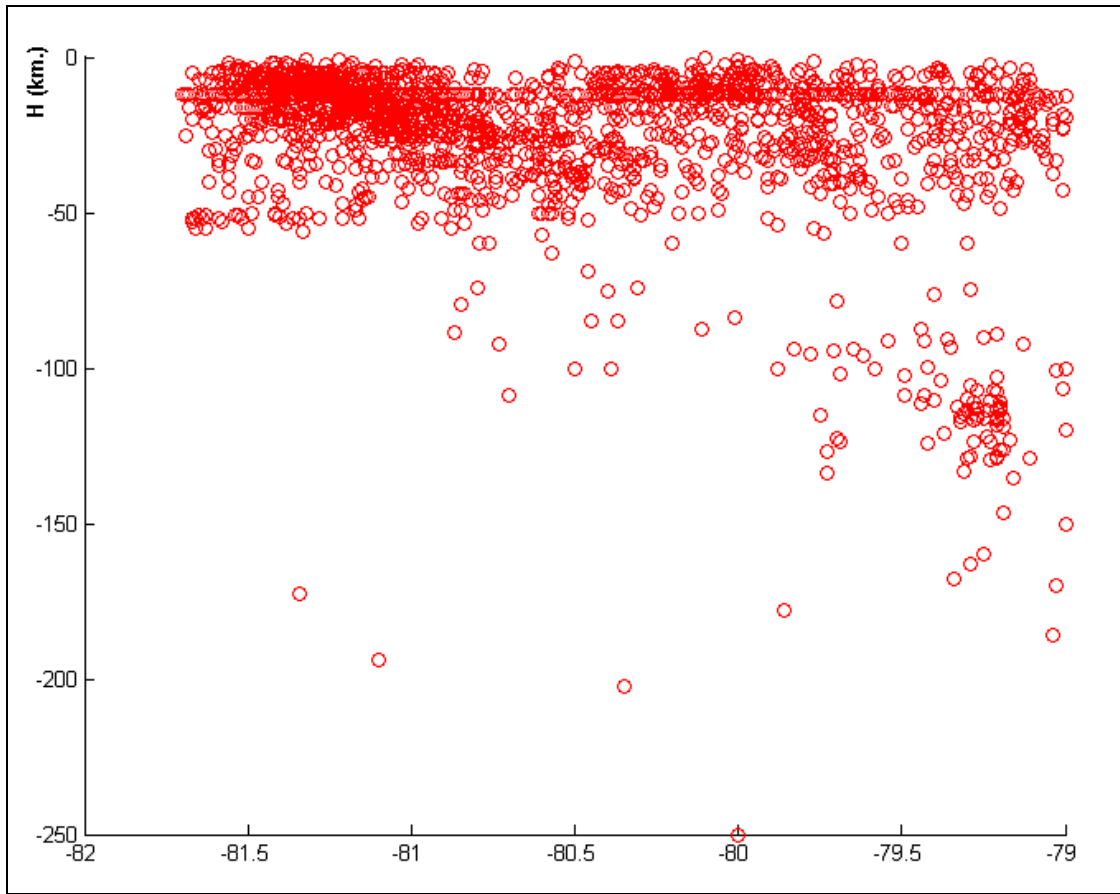


Figura 7 Profundidad focal de sismos indicados en figura 1.6

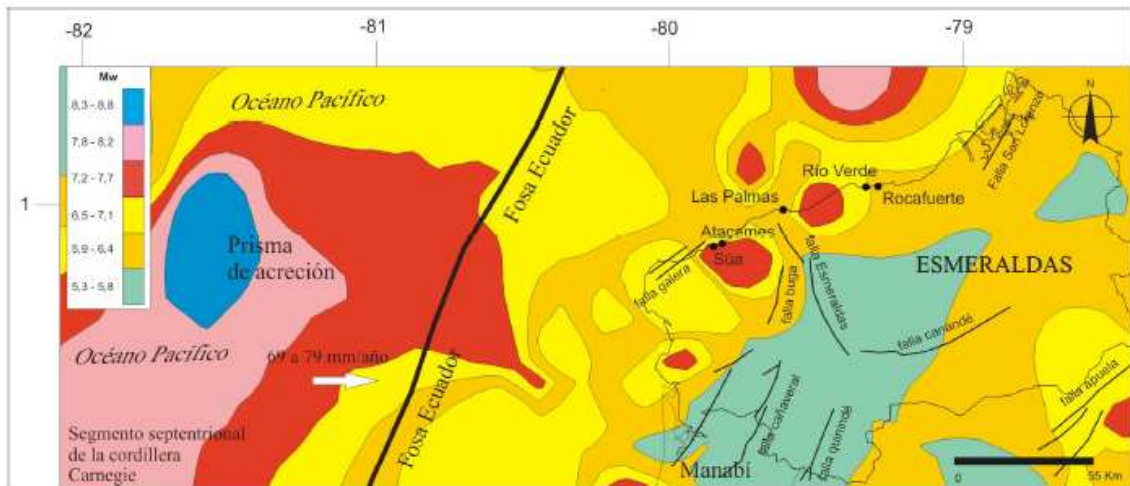


Figura 8 Principales fallas geológicas en la Provincia de Esmeraldas. (Fuente: Chunga 2009)

Los tres puentes con aisladores de base FPS, están ubicados en el estuario de Esmeraldas y se encuentran muy cerca de las fallas que en la figura 9, Eguez *et al.* (2003) las ha identificado como 2a (Falla Esmeraldas, sección norte); 2b (Falla Esmeraldas, sección sur); 4 (Falla Galera) y 5 (Falla Buga. De estas cuatro la primera es la que mayor influencia tiene en el proyecto y presenta un movimiento dextral, con dirección N20°W.

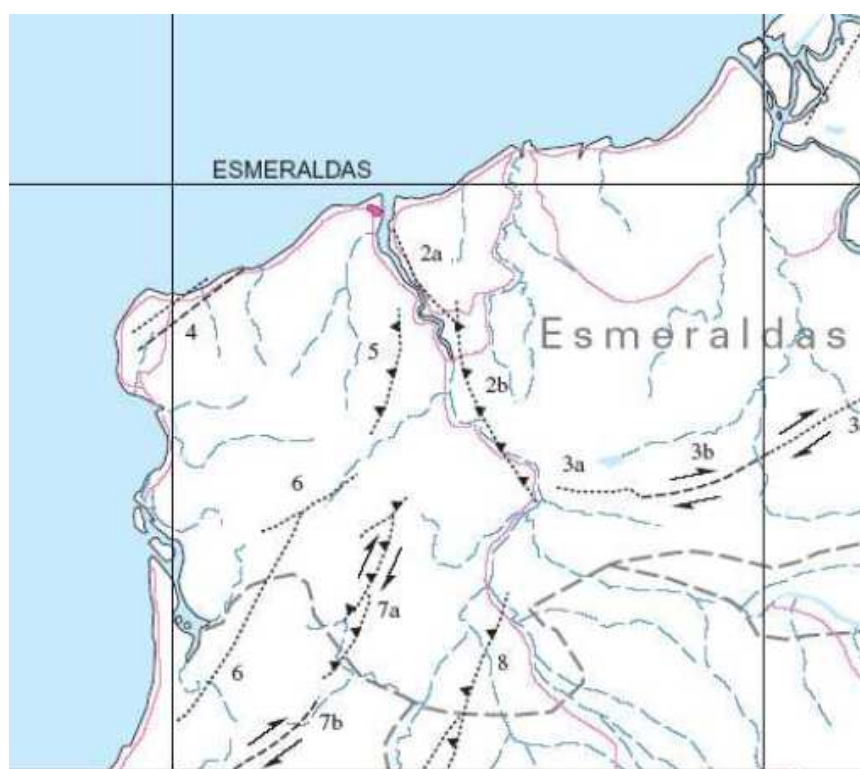


Figura 9 Fallas geológicas muy cercanas a la ciudad de Esmeraldas. (Fuente: Eguez *et al.* 2003).

2 PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR

Existen dos formas de evaluar la peligrosidad sísmica de un sitio, la primera mediante métodos determinísticos (DSHA Deterministic Seismic Hazard Analysis) y la segunda mediante métodos probabilísticos. (PSHA Probabilistic Seismic Hazard Analysis). En un estudio de peligrosidad sísmica conviene que se lo haga de las dos formas.

Con el Método Determinístico se puede encontrar el espectro que se espera en determinado punto para el caso de que se active una falla geológica de interés, claro está que el espectro dependerá del tipo de suelo del punto de interés pero lo importante es destacar que existen varios métodos semi empíricos para el efecto. Campbell y Bozorgnia (2008); Abrahamson y Silva (2008); Chiou y Youns (2008); Boore y Atkinson (2008). La metodología de Campbell y Bozorgnia (2008) ha sido incorporada al software CEINCI-LAB. Aguiar (2010).

Con el Método Probabilístico en cambio se trabaja en forma macro y se halla el valor de la aceleración máxima del suelo en roca A_0 que se va a indicar como se calcula en los siguientes apartados. Esto involucra la determinación de zonas fuentes, leyes de atenuación, magnitud máxima esperada, etc.

2.1 Zonas Fuentes

Las zonas fuentes son volúmenes de litósfera asociados a ciertas características tectónicas donde se presume que pueden ocurrir sismos con origen tectónico similar. Estas zonas se determinan en base a la sismicidad registrada, a la tectónica, a la geología y con la sismicidad histórica.

Se pueden definir tres tipos de zonas fuentes, a saber: puntuales, lineales o superficiales, estrictamente estas últimas son volumétricas de gran tamaño. Considerando la

gran incertidumbre que se tiene, lo mejor es trabajar con zonas fuentes volumétricas en tres dimensiones.

Para el Ecuador, Aguiar y Castro (2009,1) han definido 20 zonas fuentes, 11 de ellas están asociadas al fallamiento cortical y 9 a la subducción. Para definir estas zonas fuentes, primero se analizaron trabajos realizados en el pasado por Aguiar (1982), Palacio *et al.* (1987), Proyecto hidroeléctrico Coca Codo Sinclair (1988) y García y Peñafiel (2000).

Por otro lado se estudiaron importantes contribuciones científicas sobre tectónica y geología realizadas por Baldock (1982), Iglesias *et al.* (1991), Eguez *et al.* (2003), Toulkeridis (2009) y Chunga *et al.* (2009).

Finalmente se trabajó con una base de datos conformada por 6800 sismos, registrados entre 1540 y 2009. Como se indicó esta información fue obtenida de cuatro redes sísmicas.

Las zonas fuentes para los sismos corticales se indica en la figura 10 y para los sismos de subducción en la figura 11. Con el propósito de visualizar en tres dimensiones la geometría de las zonas fuentes, en la figura 12 se indican tres cortes, realizados en 1° S, 2.5° S, 4°S y 6°S., donde también se indican los hipocentros de los sismos registrados con magnitud mayor o igual a 6.

2.2 Leyes de Atenuación

Las leyes de atenuación son expresiones que relacionan magnitud-distancia-intensidad sísmica. Entendiéndose por esta última palabra a la aceleración, velocidad, desplazamiento e intensidad propiamente dicha de eventos sísmicos; estas relaciones se obtienen de los datos que existen sobre los parámetros mencionados. La forma general una ley de atenuación, es la siguiente:

$$\log y = C_1 + C_2 * M - C_3 \log R - C_4 R + \varepsilon_a + \varepsilon_e \quad (1)$$

Donde y puede ser el desplazamiento, velocidad, aceleración o intensidad; en lugar de tener logaritmo de base 10 se puede tener logaritmo natural; M es la magnitud; R puede ser la distancia epicentral o también puede ser la distancia hipocentral; C_1, C_2, C_3, C_4 son constantes que se determinan en base a los datos con los cuales se trabajan; ε_a es la incertidumbre aleatoria, se la obtiene en base a los datos de trabajo; ε_e es la incertidumbre epistémica.

Existen cuatro métodos para hallar las leyes de atenuación y son los siguientes: i) Métodos Empíricos; ii) Métodos Estocásticos; iii) Métodos Teóricos; iv) Métodos Empíricos híbridos.

En el caso de Ecuador se utilizó un método empírico para hallar la ley de atenuación para el Ecuador. El modelo contempla simetría radial de las intensidades sísmicas con respecto al foco y que la intensidad disminuye conforme la distancia se incrementa.

En los Métodos Estocásticos se consideran modelos sencillos para obtener la ley de atenuación, por ejemplo la inclusión explícita de una función que provea información del mecanismo de falla. Los Métodos Teóricos son derivados a partir de la dinámica de movimiento del suelo, por ejemplo se deducen leyes de atenuación a partir de un modelo de fuente finita. Gallego (2000). Finalmente, en los Métodos Empíricos Híbridos se combinan los Métodos Empíricos y los Métodos Estocásticos, las leyes de atenuación propuestas por Campbell y Bozorgnia (2008) constituyen un ejemplo de los Métodos Empíricos Híbridos.

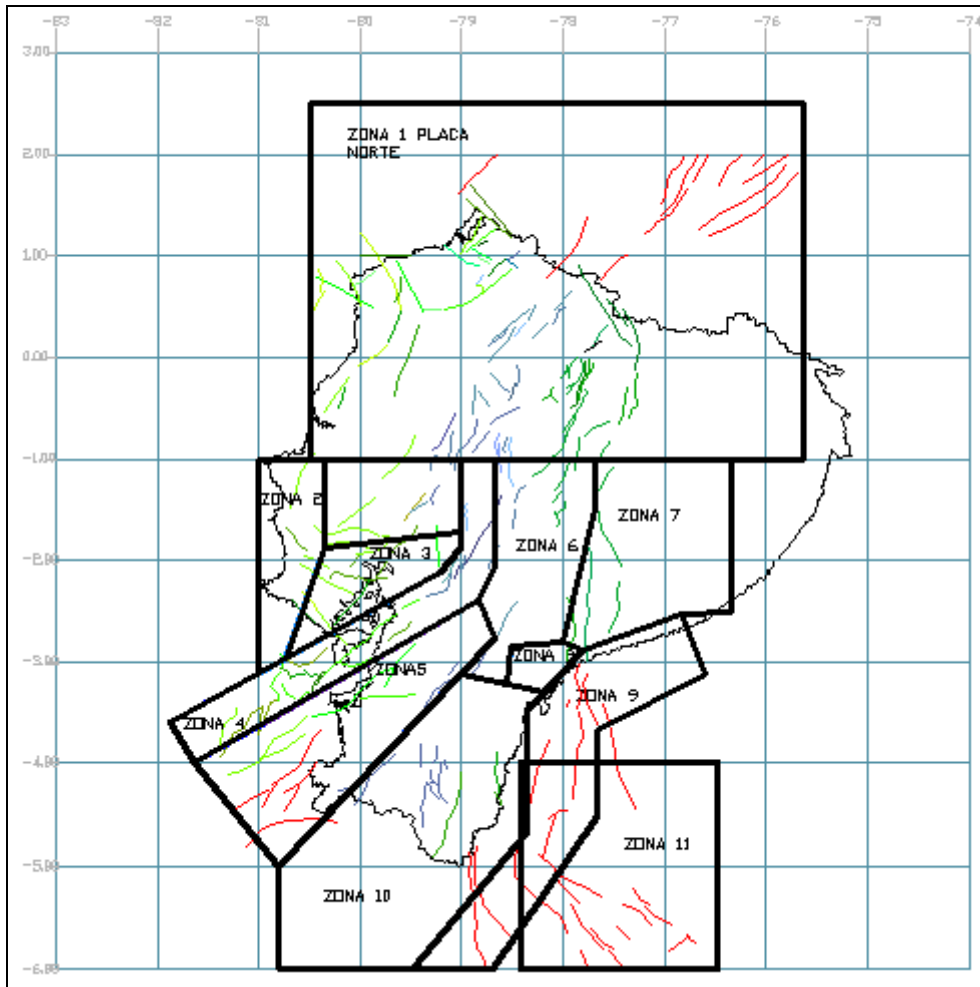


Figura 10 Zonas fuentes asociadas al fallamiento cortical. (Fuente: Aguiar y Castro 2009, 1)

El tema es tan importante que la revista Earthquake Spectra en el 2008 dedicó todo un volumen para tratar sobre leyes de atenuación y espectros, en el que se recoge las investigaciones realizadas por: Pacific Gas & Electric Company (PG&E); California Department of Transportation (CALTRANS), Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER); Earthquake Engineering Research Institute (PEER); Earthquake Engineering Research Institute (EERI); U.S. Geological Survey (USGS) y Southern California Earthquake Center. Uno de los artículos más importantes, sobre leyes de atenuación que trae esta revista es el de Campbell y Bozorgnia (2008) que sirve para obtener espectros de peligrosidad sísmica uniforme.

Dentro de los Métodos Empíricos, existen dos caminos para obtener una ley de atenuación, la primera trabajando con información macrosísmica y la segunda utilizando registros sísmicos. En el caso de Ecuador, el autor de este artículo ha trabajado con información macrosísmica por este motivo a continuación se hace una pequeña referencia histórica de las escalas de intensidad que existen y se indica la tendencia que se tiene al respecto, actualmente.

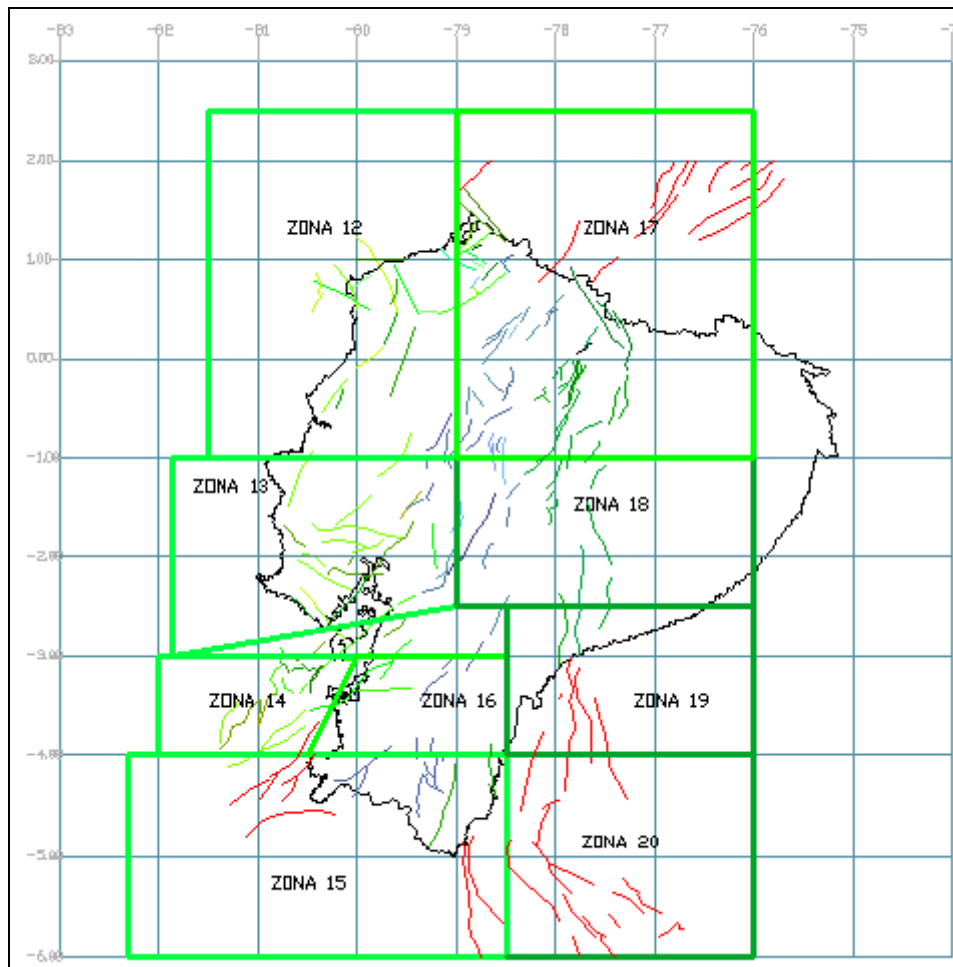


Figura 11 Zonas fuentes asociadas con la subducción. (Fuente: Aguiar y Castro 2009, 1)

En Gallego y Sarria (2006) se presentan las escalas de intensidades que existen que se resumen a continuación. La primera escala en aparecer fue la propuesta por Giuseppe Mercalli en 1902, con 10 grados; posteriormente en 1931 fue modificada a 12 grados esta escala por Harry Wood y Frank Neuman, pasando a llamarse escala MM. Finalmente Richter en 1956, modifica la escala de MM y es la que se tiene actualmente y con la cual se ha trabajado en el Ecuador.

En Europa y en algunos países de América del Sur, la escala que utilizan es la MSK-64 o simplemente MSK propuesta por Medvedev, Sponhuer, Karnik en 1964. Pero hay otras escalas más como la EMS-98, la JMA (Japan Meteorical Agency), también conocida como I_{JMA} ; la MMA-92 propuesta por Kuroiwa en Perú que no es más que la Mercalli Modificada adaptada a los Países Andinos.

En general las escalas de Intensidad miden los fenómenos percibidos por las personas y los daños registrados en la construcción. En la MSK-64 se detalla un poco más los tipos de estructuras y también se incorporan más aspectos sobre los cambios advertidos en la naturaleza por efecto de los sismos.

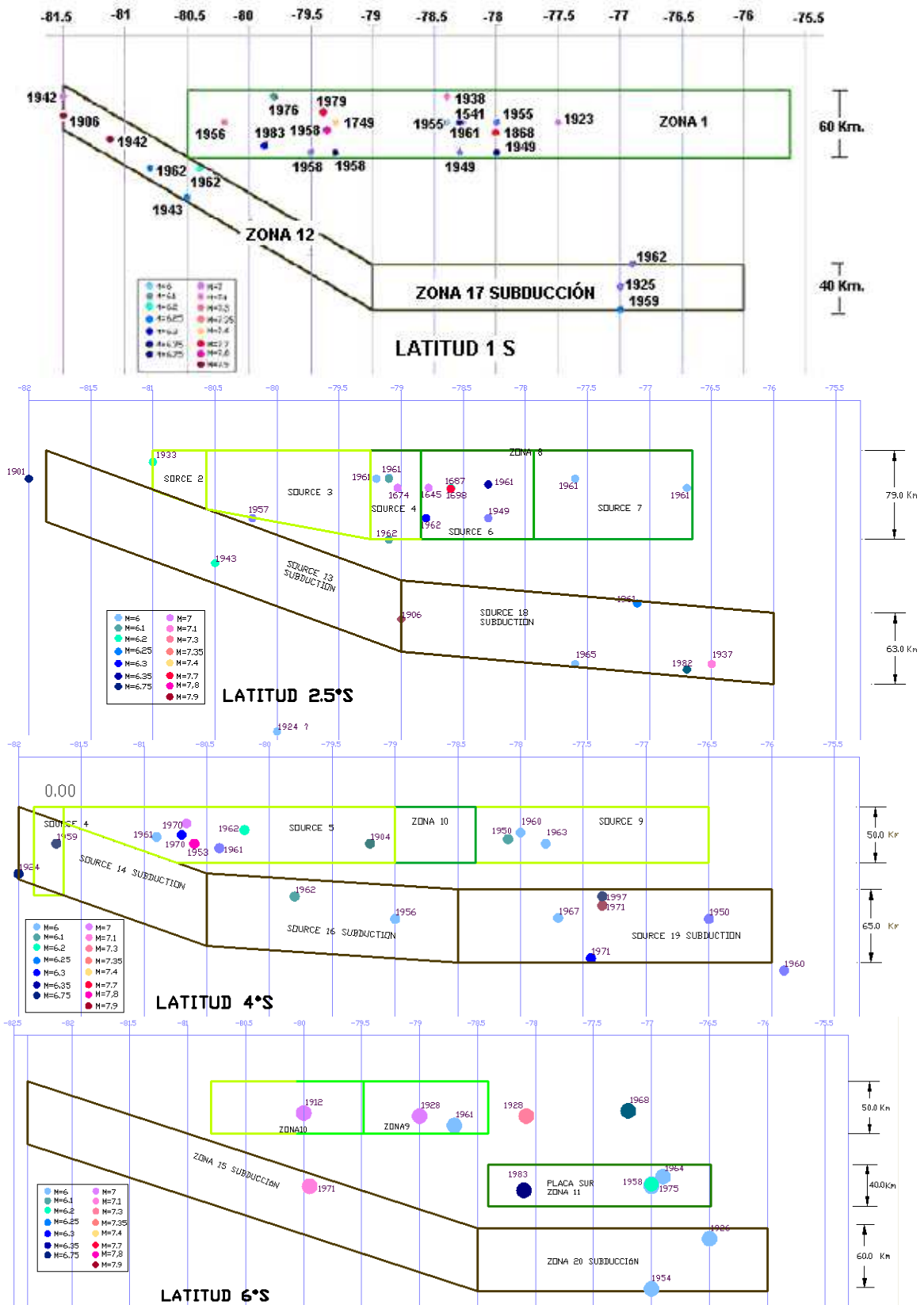


Figura 12 Cortes en latitudes: 1° S, 2.5° S, 4° S y 6° S. (Fuente: Aguiar y Castro 2009, 1)

Actualmente se está trabajando en una escala de intensidad macrosísmica denominada INQUA o ESI-2007, que mide los efectos geológicos y geomorfológicos de los suelos en los terremotos. De tal manera que es necesario volver a definir las curvas isosistas de los sismos históricos registrados entre 1540 y 1900 pero dando mayor importancia a la información cosísmicos en el terreno. Chunga y Michetti (2009).

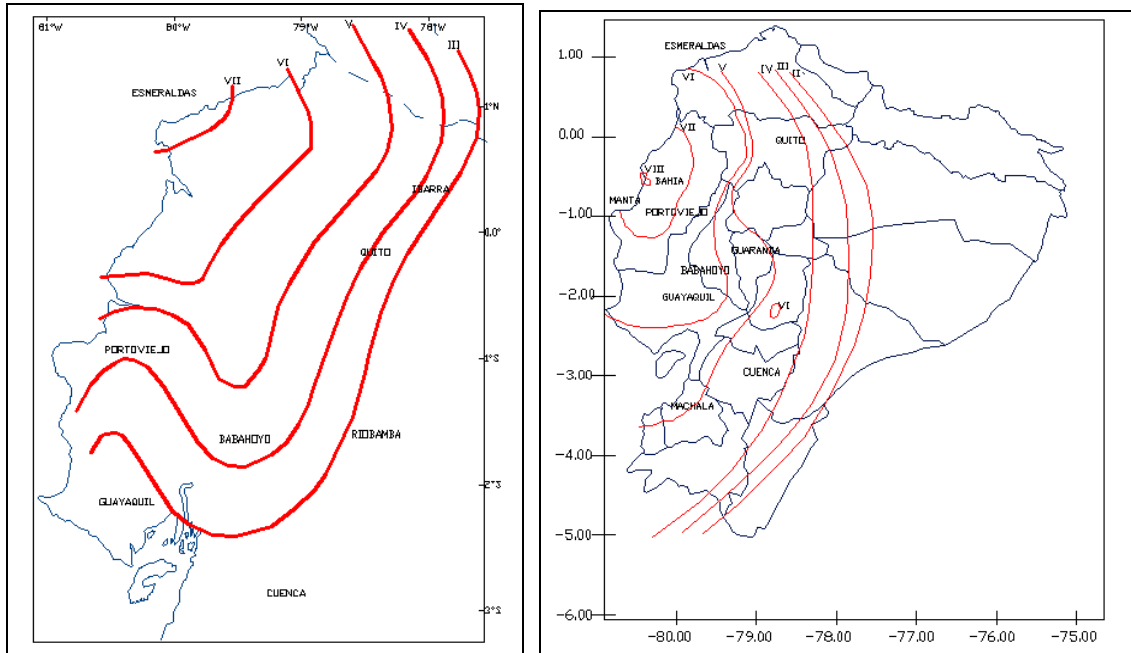


Figura 13 Isosistas de los sismos de Esmeraldas de 1976 y Bahía de Caráquez 1998. (Fuente: J. Egred)

En la figura 13 se presentan dos isosistas de los sismos de Esmeraldas de 1976 y de Bahía de Caráquez 1998, realizadas por Egred (1999). A nivel macro las isosistas indican como fue la atenuación del suelo. Se puede hallar cual es, en forma aproximada, la longitud de ruptura del sismo siguiendo la metodología propuesta por Dorbath *et al.* (1990) en que básicamente indica que la longitud de ruptura es aproximadamente igual al eje mayor de la isosista de intensidad VIII en la escala MM; para trabajar con isosistas de menor intensidad, Callo y Tavera (2002) incorporan un parámetro k en la evaluación de la longitud de ruptura. De tal manera que la información macrosísmica proporciona importante información y la incertidumbre que se pueda tener se la cubre con la desviación estándar.

En la tabla 1 se indican los sismos utilizados para encontrar la ley de atenuación. Se indica además la distancia hipocentral D a cada una de las isosistas. Esta distancia se obtiene igualando el área de la isosista con el área de un círculo de radio D . En base a éstos datos se halló la ecuación:

$$I_{MM} = 3.3577 + 1.0013 M_w - 0.8856 \ln (D + 10) \tag{2}$$

Donde I_{MM} es la intensidad en la escala de Mercalli Modificada; M_w es la magnitud en la escala de Kanamori, también llamada magnitud Richter; D es la distancia hipocentral. Ahora para pasar de la intensidad a la aceleración del suelo, se utilizó la ecuación propuesta por Saragoni *et al.* (1982).

$$\log A_{\max} = 0.345 I_{MM} - 0.222 \tag{3}$$

Siendo A_{max} la aceleración máxima del suelo en roca. Al reemplazar la ecuación (2) en la ecuación (3) se obtiene:

$$A_{max} = e^{2.197 + 0.807 M_w - 0.714 (\ln(D+10))} \quad (4)$$

Tabla 1 Sismos considerados para encontrar ley de atenuación.
(Fuente: Aguiar y Castro 2009, 2)

#	SISMOS	FECHA	Mw.	D (Km).								
				X	IX	VIII	VII	VI	V	IV	III	II
1	RIOBAMBA	04-02-1797	7.70	25.25	49.14	88.69	136.20	182.40	230.90	276.76	392.23	
2	OTAVALO	16-08-1868	7.17	44.79	81.23	105.31	233.45	271.51				
3	ESMERALDAS	31/01/1906	8.60		29.48	84.76	153.57	215.94	291.26			
4	PASTO CALLE	15/09/1944	5.92				34.03	38.47	45.15			
5	PELILEO	05/08/1948	6.93	11.46	14.80	20.95	28.94	37.50	53.90	77.24		
6	AMBATO	05/08/1949	6.37		77.79	93.89	143.76		334.23			
7	NAPO	11/05/1955	6.98			40.06	66.71	180.72				
8	BAHÍA	16/01/1956	7.30			32.60	53.00	107.26	214.95	326.78		
9	ESMERALDAS	10/01/1958	7.80				101.97	146.89	219.59	284.28		
10	PASA	30/07/1960	5.97				22.14	24.28	30.99	55.86	88.02	
11	ALAUÍ	08/04/1961	6.35				26.63	43.15	57.47	83.58		
12	BAHÍA	19/05/1964	6.40			44.39	58.70	85.40	109.02	176.52		
13	NABÓN	22/03/1966	6.21			44.03	49.39	76.51	92.27	174.11		
14	PASTO CALLE	06/10/1976	5.92			12.64	17.82	24.02	43.76	74.62	103.96	
15	ESMERALDAS	09/04/1976	6.31				15.96	105.61	173.95	229.08	278.52	
16	TUMACO	12/12/1979	7.70		27.49	68.94	163.99	250.60				
17	BAEZA	03/05/1987	7.00		16.61	28.70	56.78	80.47	106.85	132.32	200.64	
18	BAHÍA DE CARÁQUEZ	08/04/1998	7.10			350.53	354.02	369.14	381.07	422.51	430.89	
19	MACAS	03/10/1995	6.90			160.93	202.61	222.90	247.40	257.29		
20	PUJILÍ	28/03/1996	5.72				33.57	42.07	60.69	83.82	118.03	174.42

En la evaluación de la peligrosidad sísmica del proyecto hidroeléctrico Chespi, en el Ecuador. JICA (1981) utilizaron leyes de atenuación obtenidas de registros sísmicos de otras partes del mundo. Concretamente utilizaron las leyes de atenuación de Mc Guire (1974); Katayama (1975), Oliveira (1974) y Okamoto; encontraron la aceleración máxima del suelo con cada una de ellas y seleccionaron la que dio mayores resultados. Por lo tanto, la peligrosidad sísmica la evaluaron en forma determinística. Estas ecuaciones de atenuación han sido dibujadas para una magnitud $M = 6$, en la figura 14 y se ha incorporado la propuesta por Aguiar y Castro (2009, 2), encontrando que esta ecuación presenta valores medios para distancias epicentrales menores a 60 km., y mayores a las halladas con las otras ecuaciones para distancias epicentrales mayores a 60 km.

Ruiz y Saragoni (2005) han obtenido leyes de atenuación, a partir de sismos registrados en Chile, para inter placa y para intraplaca; para dos tipos de suelo, que denominan: *Suelo en roca* y *suelo duro*, con velocidades de la onda de corte comprendidas entre $1500 > V_s > 360$ y *roca dura*, $V_s > 1500 \text{ m/s}$. A estos suelos se los denomina $S2$ y $S1$ en este artículo. Además de ello presentan leyes de atenuación para la componente vertical del sismo. Es importante tener en cuenta la velocidad de las ondas de corte para la clasificación del tipo de

suelo ya que en otros países esto cambia.

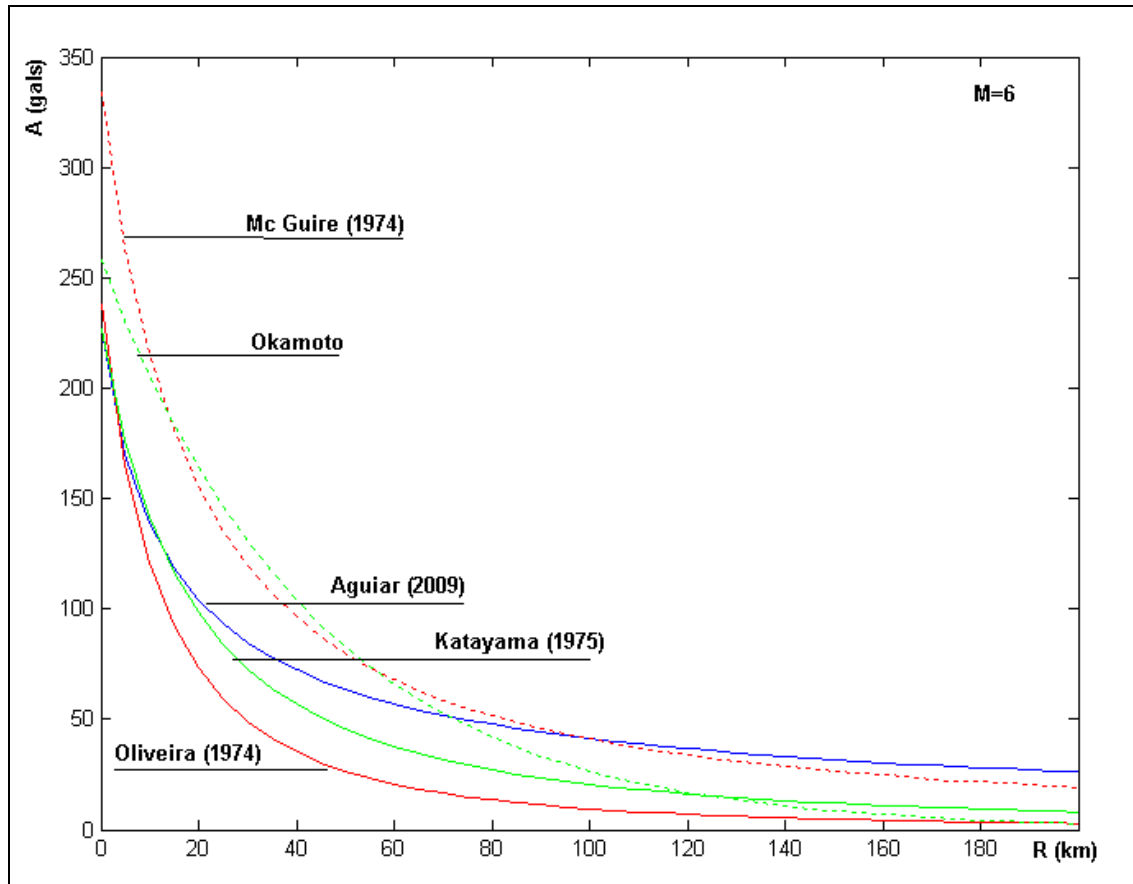


Figura 14 Comparación de leyes de atenuación utilizadas en proyecto Chespi.

En la figura 15 se presentan las leyes de atenuación halladas por Aguiar y Castro (2009, 2) y las encontradas por Ruiz y Saragoni (2005) para sismos intra placa, para una magnitud de 7. Se aprecia que la ley de atenuación de Aguiar y Castro (2009, 2) que no considera el tipo de suelo, presenta valores medios con respecto a las halladas con registros sísmicos chilenos para suelos S1 y S2.

El problema de la ecuación (4) radica que en el Ecuador se tiene muy bien diferenciados dos tipos de sismos, uno de fallamiento cortical y otros de subducción de tal manera que se debe tener dos leyes. Por este motivo Aguiar *et al.* (2010) en base a la información macrosísmica de 14 sismos asociados a fallas corticales y a 7 sismos de subducción, la mayor parte de ellos registrados en el Ecuador y unos pocos en el Sur de Colombia pero que afectaron al Ecuador, determinaron una Ley de Atenuación de Intensidades en la escala de Mercalli Modificada. Se tuvieron 69 datos para los sismos corticales y 38 datos para los sismos de subducción; además de esto se reemplazaron algunas isosistas como por ejemplo la del sismo de 1906. Ahora se trabajó con la que consta a la izquierda de la figura 16. Gallego y Sarria (2006). A la derecha de la figura 16 aparece una nueva isosista y corresponde al sismo de Tumaco de 1979.

Al proceder de esta manera se obtuvieron dos leyes de atenuación para el Ecuador, una para sismos corticales y otra para sismos de subducción. Estas leyes fueron comparadas con las de Ruiz y Saragoni (2005) que fueron obtenidas en base a registros sísmicos. Los resultados fueron muy satisfactorios como se aprecia en la figura 17. En la parte superior se presentan las leyes de atenuación para un sismo de magnitud 6 y en la parte inferior para

magnitud 7.

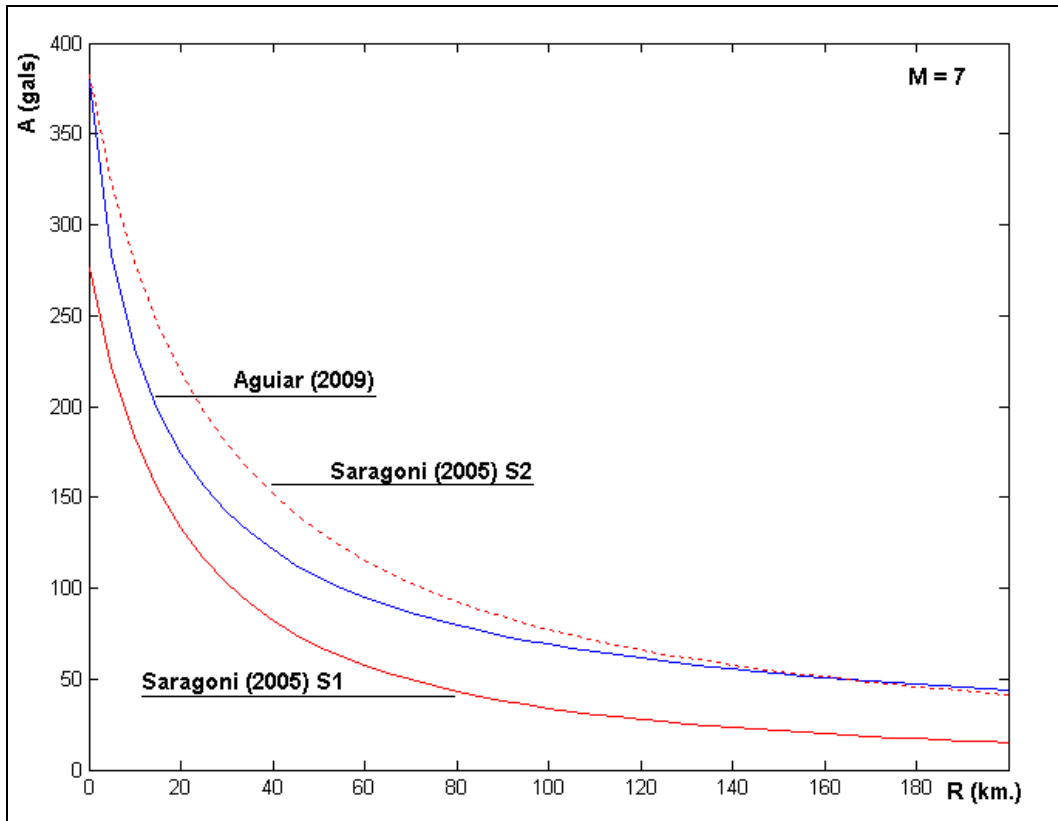


Figura 15 Leyes de atenuación de Ecuador y Chile

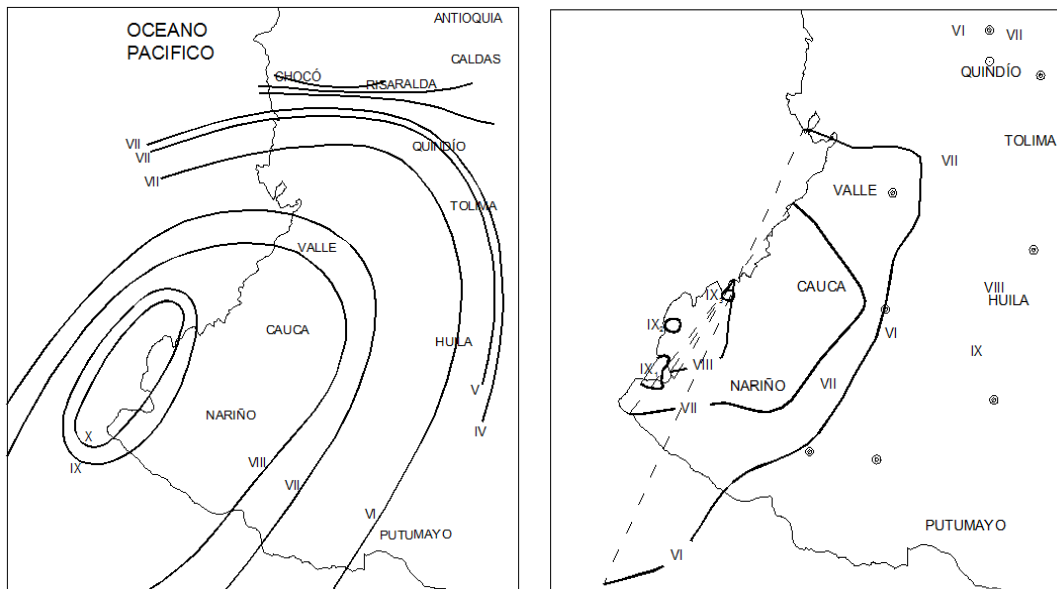


Figura 16 Isosistas de los sismos de Esmeraldas de 1906 y de Tumaco de 1979.

A la izquierda de la figura 17 se comparan las leyes para sismos corticales y ala derecha para sismos de subducción. Existe muy buena aproximación entre estas dos leyes.

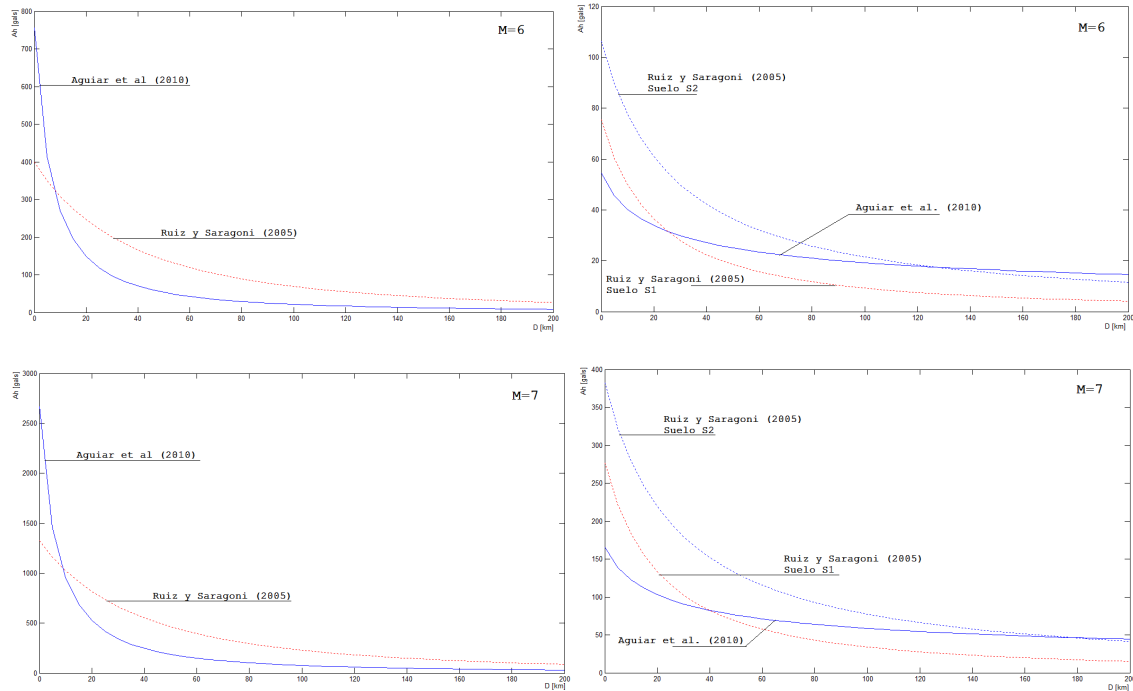


Figura 17 Comparación de leyes de atenuación de Chile y Ecuador. Segunda Propuesta.

2.3 Resultados de peligrosidad sísmica

Conceptualmente, el cálculo probabilístico de la peligrosidad sísmica no ha cambiado, se continúan utilizando la teoría desarrollada por Cornell (1969) y Algermissen (1976). Lo que si ha cambiado son los programas de ordenador para su evaluación. En la década de los años ochenta se utilizaba el programa de McGuire (1976) con una entrada de datos por tarjetas y ahora se cuenta con programas en que se facilita notablemente la entrada de datos y la salida de resultados como el programa CRISIS, Aguilar (2001). Se destaca que existe una versión muy moderna y muy compleja de utilizar del programa de McGuire.

La base del cálculo de la peligrosidad sísmica empleando Métodos Probabilísticos se sustenta en la siguiente ecuación.

$$P(Y > Y_{MAX}) = \int_{rc}^{rl} \int_{m_0}^{mu} P(Y > Y_{MAX} / m^r) f_M(m) f_R(r) dm dr \quad (5)$$

Donde $P(Y > Y_{MAX})$ es la probabilidad de que el parámetro Y superé al valor de Y_{MAX} en una determinada zona fuente. El parámetro Y puede ser: intensidad modificada de Mercali, aceleración del terreno, velocidad o desplazamiento; $P(Y > Y_{MAX} / m^r)$ es la probabilidad condicional de Y si se produce un evento de magnitud m a una distancia r ; $f_M(m)$ es la función de densidad de la magnitud; $f_R(r)$ es la función de densidad de la distancia; m_0 es la magnitud mínima capaz de producir daño; mu es la máxima magnitud esperada en cada zona fuente; rc, rl distancia más corta y más larga de la fuente al sitio. Al considerar todas las fuentes sísmicas, la ecuación (4) se transforma en:

$$P(Y > Y_{MAX}) = \sum_{i=1}^{NF} \int_{rc}^{rl} \int_{m0}^{mu} P(Y > Y_{MAX} / m \wedge r) f_M(m) f_R(r) dm dr$$

Donde NF es el número de fuentes. Para cada una de las zonas fuentes indicadas en las figuras 10 y 11 se encontró la tasa anual de sismos con magnitud mayor o igual a 4.0, previamente se realizó el estudio de homogeneidad de la información sísmica; se determinó la magnitud máxima esperada; la magnitud máxima observada y se cálculo los coeficientes de la ley de Richter que definen el número de sismos esperados con magnitud mayor o igual que M .

En la figura 18 se presentan cuatro mapas de peligrosidad sísmica del Ecuador, en los que se muestra la aceleración máxima del suelo en roca para períodos de retorno de 47, 72, 475 y 970 años; que corresponden a los que VISION 2000 los denomina sismo: *frecuente, ocasional, raro y muy raro*. SEAOC (1995).

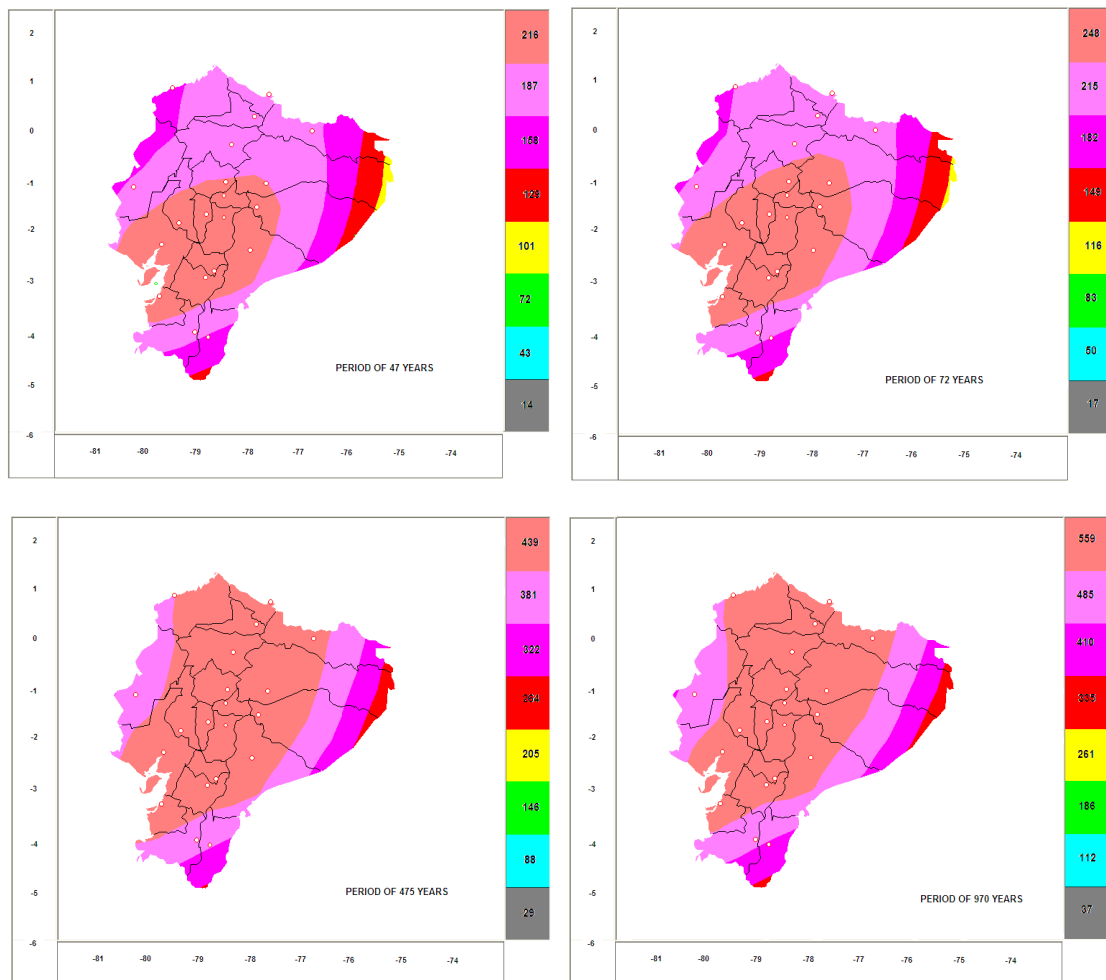


Figura 18 Mapas de peligrosidad sísmica. (Fuente: Aguiar R.)

En Esmeraldas, donde se tienen tres puentes con aisladores FPS, la aceleración, probable esperada, en roca A_0 vale 439 gals para el sismo raro y 559 gals para el sismo muy raro. En Bahía de Caráquez, estos valores son: 381 y 485 gals, respectivamente.

3 PUENTES DE ESMERALDAS

La ruta del Spondylus, es una vía costanera que atraviesa todas las provincias del Ecuador que limitan con el Océano Pacífico, desde el sur en la provincia de El oro hasta el norte en la provincia de Esmeraldas. En esta última provincia se han construido cuatro puentes los mismos que se indican en la figura 1.19, en tres de ellos se han construido con aisladores de base FPS (Frictional Pendulum System) y el cuarto con apoyos de neopreno. Los puentes con aisladores FPS son: el Puente Sur que tiene una longitud de 160 m.; el Puente Norte que mide 120 m., y el Puente Norte 1 que tiene una longitud de 108 m. El Puente Principal tiene una longitud de 434m., está sobre apoyos de Neopreno. A continuación se describen cada uno de los puentes que tienen aisladores de base FPS.

3.1 Puente Norte 1

En la parte superior izquierda de la figura 20, se muestran los aisladores FPS, antes de ser colocados con sus respectivos pernos de anclaje. Las dimensiones aproximadas del FPS son de 1.0 m., por 1.0 m. y 0.30 m., de alto. En la parte superior e inferior se encuentran dos placas de acero que le proporcionan una notable rigidez en sentido vertical, en cada placa existen cuatro aberturas por donde pasan los pernos de anclaje que tienen una longitud de 0.40 m.; cada aislador pesa 1.5 T. Estos aisladores se colocaron en todos los puentes de Esmeraldas.

En la parte superior derecha de la figura 20, se aprecia el apoyo central del puente, lo que aparece en la foto es la pila circular que tiene un diámetro exterior de 6.0 m., y un diámetro interior de 4.80 m.; sobre ésta pila se encuentra la viga superior, cuyas dimensiones en planta son 3.0 m., por 16.60 m., y tiene una altura de 1 m. Sobre esta viga se colocaron 3 aisladores FPS en la posición que se indica en la fotografía.

Ahora, en la parte central izquierda de la figura 20, se observa un aislador FPS colocado sobre uno de los estribos, que dicho sea de paso son estribos tipo cajón. En la fotografía se ven 2 de los 8 pernos de anclaje, en la parte superior hay 2 más y en la parte inferior existen 4 pernos sobre la viga de apoyo del FPS, las camisas de los pernos de anclaje que están bajo el FPS fueron colocadas antes de fundir la viga de apoyo que tiene 2.10 de base y 1.20 m., de alto. En la fotografía aparece también la viga transversal de acero y parte de 2 de las 6 vigas longitudinales de acero.

Continuando con la descripción gráfica del PN1, en la parte central derecha de la figura 1.20 se presenta el apoyo central, ya descrito anteriormente pero ahora se ve el cabezal circular de 16.0 m., de diámetro que está soportada por 12 pilotes de 1.22 m., de diámetro colocados en forma radial. La altura del cabezal es de 1.50 m.; se ve también las 6 vigas de acero longitudinales que atraviesan los dos vanos del puente. Por cierto el puente tiene dos estribos exteriores y una apoyo central, son dos luces de 54 m., cada una. Por lo tanto, la longitud del puente es de 108 m., y esta es la longitud de las vigas continuas de acero que tiene una sección transversal tipo *I* cuyas dimensiones del ala y del alma son variables de acuerdo al sitio en que se encuentran dentro del puente, la altura de estas vigas es de 2.47 m.

Siguiendo con la descripción gráfica, se hace referencia a la parte inferior izquierda de la figura 20, en donde se aprecia al fondo uno de los estribos tipo cajón, la ubicación de los 3 FPS colocados, la viga longitudinal de acero y sobre esta se tiene el tablero del puente que es de hormigón armado de 0.25 m., de espesor. En la fotografía sobresale una de las veredas del puente que tiene un ancho de 1.65 m. Se destaca que el tablero del puente no se apoya sobre la pared que aparece en la fotografía del estribo, están separados más de 3 cm., esto con el objeto de que toda la superestructura que se halla sobre el FPS se mueva libremente en los dos sentidos.

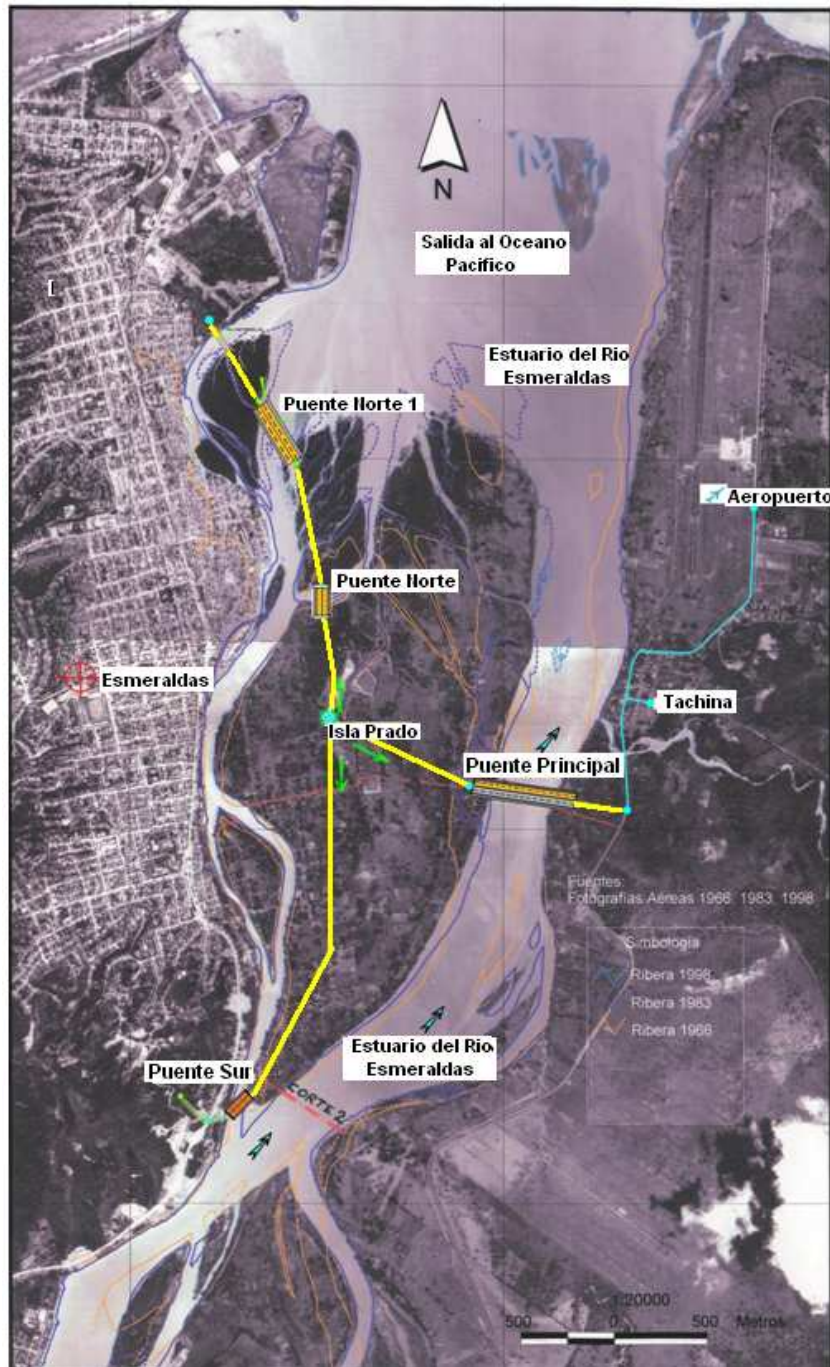


Figura 19 Ubicación de los Puentes de Esmeraldas

Finalmente, en la parte inferior derecha de la figura 20, se muestra una vista aérea del PN1, se aprecia los estribos cajón que no han sido terminados de construir, falta colocar el material pétreo que va dentro de las paredes del cajón y tablero, con sus acabados. El puente es de cuatro carriles, tiene veredas a los dos lados y un parterre central; el ancho total del puente es de 18.90 m. Aguiar (2010).

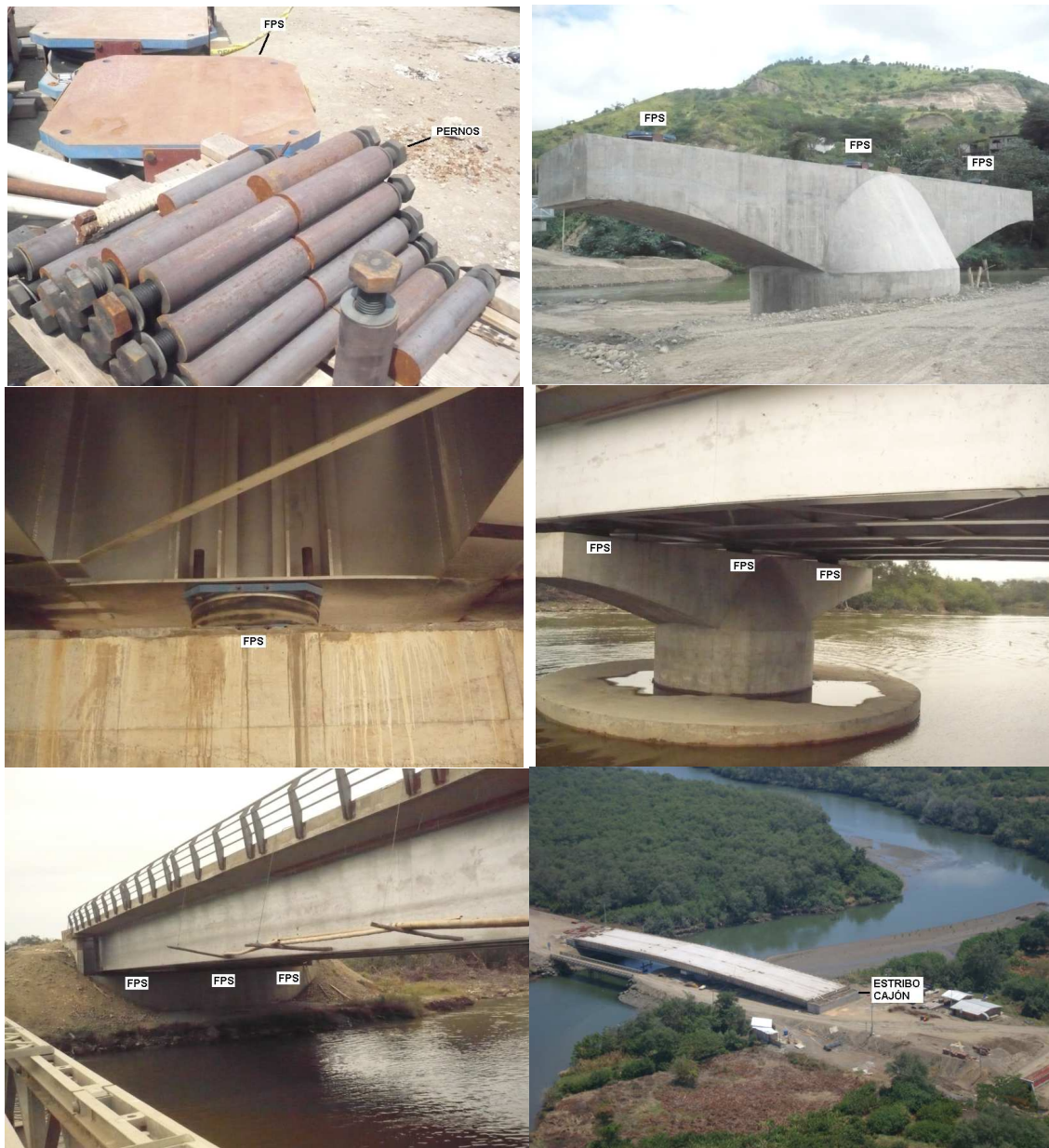


Figura 20 Descripción del Puente Norte 1.

Cada uno de los estribos tiene 24 pilotes de aproximadamente 6 m., de longitud cada uno, el apoyo central tiene 12 pilotes de 9 m., de longitud. En consecuencia el PN1 tiene 60 pilotes circulares de 1.22 m., de diámetro. En la longitud indicada no se contempla la dimensión del pilote que está inmersa en el cabezal de 1.50 m., de alto. En la figura 21 se muestran los pilotes de uno de los estribos, los mismos que tienen una camisa de acero de 1.0 cm., de espesor colocados para protegerle al hormigón de la corrosión.

En la parte superior izquierda de la figura 22 se muestra la construcción de la pila circular hueca. Las vigas de acero son de sección variable, en efecto las dimensiones del perfil tipo *I* va variando de acuerdo al nivel de esfuerzos que va a tener, esto se muestra a la derecha de la figura 22.



Figura 21 Pilotes de los Estribos del Puente Norte 1.

La forma como se va a construir un puente es fundamental para tomar las precauciones del caso en el diseño, sobre todo cuando se tienen luces considerables. En el presente caso hicieron un relleno transitoria en la mitad del río, por la otra mitad seguía circulando el agua y en la parte rellenada construyeron con mucha facilidad los elementos del puente. En la parte inferior izquierda de la figura 22 se aprecia que se tiene un camino por el cual llevaron las seis vigas en grupos de a dos; con la ayuda de un vehículo llevaron las vigas y con una grúa las colocaron en su respectivo sitio. Por cierto en esta figura se aprecia la pila central con los tres FPS ya colocados, en el estribo todavía no están colocados estos dispositivos de control.



Figura 22 Descripción de la construcción del Puente Norte 1.

En la parte inferior derecha de la figura 22 se ve como una parte del río está rellenado y la otra no. Se aprecia también los dos estribos tipo cajón del Puente Norte 1 y la Pila Central; las 6 vigas de acero han sido ya colocadas y fueron soldadas en toda su longitud de tal manera que van a trabajar como un todo.

En este artículo no se presenta ningún modelo de análisis ya que el objetivo principal es describir las estructuras que han sido construidas con aisladores de base, presentar ciertos detalles que se deben tener muy en cuenta en la construcción de este tipo de obras.



Figura 23 Detalles constructivos del Puente Norte.

3.2 Puente Norte

El Puente Norte, está conformado 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.

En la parte superior izquierda, de la figura 23 se aprecian las camisas de acero que recubren a los 10 pilotes del central, en la fotografía se aprecia que se preparan para la construcción de la viga cabezal, que en realidad es una losa maciza que va en la parte superior de los pilotes de 1.50 m., de alto.

En la parte superior derecha, de la figura 23 se aprecia la Pila circular que en su parte inferior es maciza de 1.0 m., de alto; el diámetro de la pila es de 6.0 m., luego en una altura de 1.28 m., se tiene una pila circular hueca con la misma dimensión exterior y con un diámetro interior de 4.80 m., de modo que el espesor de la pila es de 0.60 m. Finalmente en la parte superior se tiene un cono truncado de ahí que los hierros de la parte superior son inclinados; en la gráfica se aprecia también la armadura de la viga transversal que es de altura variable.

Continuando con la descripción del Puente Norte, en la parte central izquierda de la figura 23 se aprecia uno de los estribos cajón del puente en el cual se han colocado los 3 aisladores FPS. La altura desde la base de los aisladores hasta la parte inferior del tablero del puente es de 2.90 m. En la parte central derecha de la figura 23 se tiene una vista posterior del estribo del puente, los hierros verticales que aparecen irán inmersos en el tablero del puente.

Las vigas longitudinales de acero, de 3 m., aproximadamente de altura se construyeron en pares de dos; en la parte inferior izquierda de la figura 23 se muestra una de ellas ya colocada sobre el puente en que se aprecia parte de los arriostramientos laterales. Al fondo, en la parte central inferior se observa el aislador FPS.

Para terminar con la descripción de la figura 23, se debe indicar que en la parte inferior derecha se muestra una vista longitudinal del puente. Es interesante notar que se tiene una sola viga de acero de 120 m., de longitud, claro está que existe un punto en el cual se traslapan las vigas, este detalle se presenta en la descripción del Puente Sur.

Lo interesante es notar que la concepción estructural de los Puentes: Norte 1, Norte y Sur, es que el puente como tal trabaje como un todo, de tal manera que solo existan juntas de construcción en sus extremos, en la unión con los estribos tipo cajón.

Por cierto los estribos de todos estos puentes tienen la misma geometría lo que cambia son las dimensiones de sus elementos, así por ejemplo las dimensiones de las vigas de apoyo de los aisladores varía entre 1.0 m., y 1.20 m., de alto; el ancho es constante y vale 2.0 m. Los estribos están compuestos por losa de cimentación, paredes de hormigón, vigas de apoyo de los FPS y tapa de hormigón. Las celdas o paredes de hormigón son rellenas con material granular seleccionado para darle más peso y mayor estabilidad.

En la parte superior izquierda de la figura 24 se aprecia la junta de construcción que separa el puente propiamente dicho con el estribo. Nótese que la junta tiene una dimensión de 50 cm., para que los FPS puedan moverse libremente en forma horizontal. En la parte superior derecha se ven las planchas de acero que van a colocarse sobre la junta de construcción. Nótese que en la losa del tablero del puente se fundió unos elementos de acero sobre los van a apoyarse los tapa juntas.



Figura 24 Junta de construcción y vista superior y lateral del Puente Norte

En la parte inferior izquierda de la figura 24 se aprecia el Puente Norte, sin la carpeta asfáltica, se aprecia una de las veredas con sus respectivos pasamanos y el parterre central. En la parte inferior derecha se observa el espacio entre las vigas longitudinales y la pared exterior del estribo, de tal forma que los FPS puedan moverse en sentido transversal al puente; también existe una separación entre el tablero del puente y el borde exterior del estribo.

3.3 Puente Sur

El Puente Sur tiene 160 m., de luz, con dos apoyos centrales y dos estribos tipo cajón en los extremos los mismos que están cimentados directamente no así los apoyos centrales que se encuentran sobre 10 pilotes prebarrenados de 1.22 m., de diámetro e hincados a 17 m., de profundidad.

En la parte superior izquierda de la figura 25 se observan las 6 vigas de acero estructural ASTM A588. Se destaca que los tramos exteriores son de 60 m., de luz y el tramo central que va de Pila a Pila es de 50 m., de luz. En la parte superior derecha de la figura 25 se aprecia que se construyeron las vigas de una longitud tal que pasa el apoyo unos 10 m., aproximadamente; esto se aprecia con mayor detalle en la fotografía inferior izquierda de la figura 25 en donde además se ve que en el ala inferior de las vigas de acero se tiene una mayor longitud que sirve de traslape para el resto de la viga. Para terminar con la descripción de la figura 25 se debe indicar que en la figura inferior derecha se aprecia la viga transversal o diafragma apoyado sobre el aislador, dentro del estribo tipo cajón.



Figura 25 Vigas de acero del Puente Sur.

En la parte superior izquierda de la figura 26 se muestra una Pila del Puente Sur y al fondo se aprecia uno de los Estribos tipo Cajón. Sobre la Pila Central ya se han colocado los tres aisladores FPS. Como se anotó anteriormente en el proceso constructivo se desvió el cauce del río para facilitar la construcción pero una vez terminado el agua empezó a circular normalmente, lo que se aprecia en la figura superior derecha de la figura 26 donde se ven dos de las Pilas circulares, en primer plano, se ve también las vigas de acero; el tablero del puente y los pasamanos.

En la parte inferior izquierda de la figura 26 se aprecia la parte posterior de uno de los estribos que tiene mayor altura que los otros y se ve que exteriormente tiene la forma de una "C". En la parte inferior derecha se aprecia la tapa junta del puente, que está compuesto por tres placas de acero, dos en la parte inferior y una tercera que cubre la junta propiamente dicha en la parte superior, esta última se encuentra apoyada sobre las otras dos.

4 AISLADORES FPS

Si bien es cierto se han presentado varias fotografías de los aisladores de base FPS., y de sus pernos de anclaje pero todavía no se lo ve como es por dentro. Para esto en la figura 27 se presenta un corte transversal de un aislador FPS, colocados en los puentes de Esmeraldas. Se aprecia que se tiene un aislador de doble curvatura de dimensiones pequeñas dentro de otro aislador de doble curvatura de mayor dimensión. Este aislador se conoce también con el nombre de aisladores de la tercera generación o aisladores triple péndulo.

Los FPS de la primera generación tienen una superficie recta y una superficie cóncava; los de la segunda generación tienen tanto la superficie superior como inferior concavidad y los de la tercera generación tienen un aislador dentro de otro aislador. Aguiar *et al.* (2008).



Figura 26 Elementos estructurales del Puente Sur.

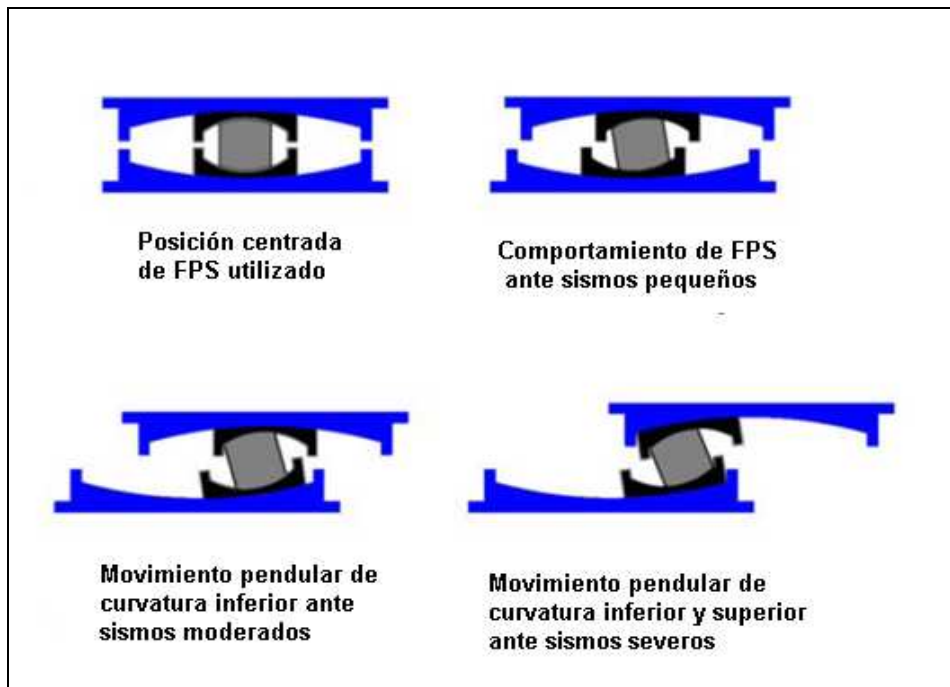


Figura 27 Descripción de FPS, triple péndulo.

Ante sismos pequeños la disipación de energía se realiza básicamente en el aislador interior, como se aprecia en la figura derecha superior de 27. Ante sismos de mayor magnitud la disipación de energía se da en el aislador interior y en la concavidad inferior del aislador

exterior, como se ilustra en la figura inferior izquierda de 27. Finalmente ante un sismo extremadamente fuerte, se disipa energía en las dos superficies cóncavas del aislador interior y en las dos superficies cóncavas del aislador exterior, como se tiene en la figura inferior derecha de 27.

5 MONTAJE DE LAS VIGAS

Cuatro puentes se construyeron en Esmeraldas, tres de ellos tienen aisladores de base y el cuarto tiene apoyos de Neopreno. En la figura 28 se muestra como se colocaron las vigas en el último puente.

Al fondo de la fotografía, de la parte superior izquierda de 28, se aprecian las vigas de acero que han sido fabricadas. Ahora bien, para colocarles en el puente se construyó dos celosías sobre una plataforma flotante de madera y mediante tres embarcaciones se fue llevando esta viga que tiene más de 50 m., de luz hasta su destino, a la izquierda se observa el traslado de la viga y a la derecha de la figura 28, se aprecia cuando va llegando a su destino.

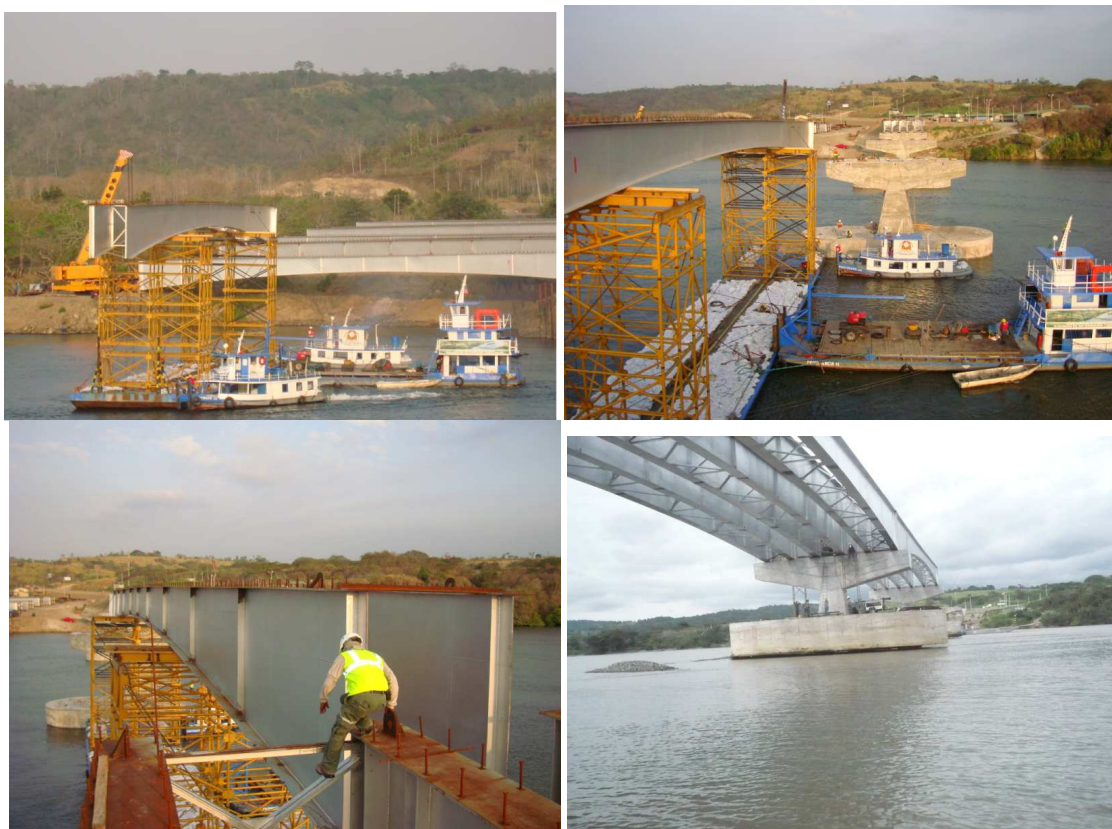


Figura 28 Montaje de las vigas de acero para el Puente Principal. (Septiembre de 2009)

Las tres embarcaciones llevan a la viga de acero hasta su posición final, como se aprecia en la figura 28. De esta manera el montaje de las vigas de acero es muy sencillo, la clave está en la celosía de acero que se encuentra sobre una plataforma flotante. En la parte inferior izquierda de la figura 28 se aprecia como va llegando la viga de acero a su posición final y en la parte inferior derecha se muestran varios apoyos del Puente Principal con sus vigas de acero.

6 CONCLUSIONES

Dos son los objetivos principales de este artículo, el primero mostrar un estudio de

Peligrosidad Sísmica del Ecuador y el segundo enseñar los aspectos constructivos más sobresalientes de los puentes ubicados sobre el estuario del Río Esmeraldas con aisladores de base FPS.

Para el primer objetivo se presentó un recuento de la sismicidad histórica del Ecuador, las zonas fuentes utilizadas en el estudio, las leyes de atenuación empleadas y el resultado se presenta en cuatro mapas de igual aceleración máxima del suelo en roca, para períodos de retorno de 47, 72, 475 y 970 años. Se aspira a que este aporte sirva de base para una nueva zonificación sísmica del Ecuador.

Para el segundo objetivo se presentó una gran cantidad de fotografías que ilustran la construcción de los puentes: Norte 1 de 104 m., de luz, Norte de 120 m., de luz y Sur de 160 m., de luz, todos ellos con aisladores de base tipo péndulo de fricción de la tercera generación. De igual manera se espera que esto sea un aporte para los proyectistas estructurales de puentes con aisladores de base ya que existen una serie de consideraciones que son diferentes a la construcción de puentes sin sistemas de aislación.

AGRADECIMIENTO

El presente artículo es parte del proyecto de investigación financiado por la Escuela Politécnica del Ejército, titulado: "Aisladores de base tipo Péndulo de Fricción", por lo que se deja constancia de un sincero agradecimiento a las autoridades de la Institución, en especial al Crnl. Carlos Rodríguez, Rector de la ESPE y al Crnl. Rodolfo Salazar, Vicerrector de Investigación Científica.

REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Silva W., (2008), "Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground-Motion relations", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 67-97.
2. Aguiar R., (1982), *Cuantificación de la amenaza sísmica del Ecuador en términos probabilísticas y mapa de zonificación*, Tesis de Maestría en Ciencias. Universidad Central de Venezuela, 179 p., más anexos, Caracas, Venezuela.
3. Aguiar R., Romo M., Torres M., Caiza P., (1998), *El sismo de Bahía*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 125 p., Quito, Ecuador.
4. Aguiar R., (2000), *Sismo de Macas de 1995 y la reconstrucción*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 72 p., Quito, Ecuador.
5. Aguiar R., Almazán J. L., Dechent P., Suárez V., (2008), *Aisladores de base elastoméricos y FPS*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.
6. Aguiar R., Castro C., (2009, 1), "Zonas fuentes para estudios de la peligrosidad sísmica en el Ecuador", *Antología científica de Ingeniería Estructural y Sísmica en Países Andinos*, 87-111, Guayaquil, Ecuador.
7. Aguiar R., Castro C., (2009, 2), "Leyes de atenuación para estudios de peligrosidad sísmica en el Ecuador", *Revista Ciencia. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército*, **12 (2)**, 122-145, Quito, Ecuador.
8. 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, Ecuador.

9. Aguiar R., (2010), "El PN1 un puente sismo resistente con FPS", *Revista CONSTRUCCIÓN. Cámara de la Construcción de Pichincha*, **209**, 28-32, Quito.
10. Aguilar A., (2001), *CRISIS*).1. *Sistema de cómputo para el cálculo de peligro sísmico*, Tesis para obtener el título de Maestro en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería., 96 p. México.
11. Algermissen S. T., Perkins D. M., (1976) "A probabilistic estimate of maximum acceleration in rock in the contiguous United States", *Geological Survey Open-File, Report 760416*, 45 p.
12. Almazán J. L., (2001), *Torsión accidental y natural en estructuras aisladas con el sistema de péndulo friccional*, Tesis Doctoral. Escuela de Ingeniería. Pontificia Universidad Católica de Chile, 287 p., Santiago de Chile.
13. Astroza M., (2007), "Reinterpretación de las intensidades del terremoto de 1906", *VI Congreso Chileno de Geotecnia*, 14 p., Valparaíso, Chile.
14. Baldock J., (1982), *Geology of Ecuador*, Explanatory Bulletin of the National Geological Map of the Republic of Ecuador.
15. Boore D., Atkinson G., (2008), "Ground-Motion Prediction Equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5% Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10 s.", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 99-138.
16. 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 ranging from 0.01 to 10s.", *Earthquake Spectra*, **24 (1)**, 139-171.
17. 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.
18. Chiou B., Youngs R., (2008), "An NGA model for the average horizontal component of Peak ground motion and response spectra", *Earthquake Spectra, EERI*, **24 (1)**, 173-215.
19. Chunga K. (2009), "Zonificación sísmica a través del análisis estructural de fallas geológicas y sismicidad histórica e instrumental", *Encuentro Internacional sobre Gestión del Riesgo Natural con énfasis en el Sector Eléctrico. Universidad San Francisco de Quito*, Quito
20. Chunga K., Michetti A.M., Pazmiño N., Martillo C., Romero A., Quiñónez M., (2009), "Estimación de máximos niveles de sismicidad para el litoral ecuatoriano a través de la integración de datos geológicos, sismológicos y sismotectónicos", *Gruppo di Geologia Ambientale Revista Internacional Oro y Petróleo* (3) in press.
21. Chunga K., Michetti A.M. (2009), "Estructuras sismogenéticas y sus efectos cosísmicos en el terreno: Aplicación de la Escala de Intensidad Macrosísmica ESI-2007", *Encuentro Internacional sobre gestión del Riesgo Natural con énfasis en el Sector Eléctrico. Universidad San Francisco de Quito*, Quito, Ecuador.
22. Crouse C., (1991), "Ground-motion attenuation equations for earthquakes on the Cascadia subduction zone", *Earthquake Spectra*, **Vol 7, N.- 2**.

23. Cornell C. A., Vanmarcke E., (1969), "The mayor influence on seismic risk", *Proc. 4WCEE, Universidad de Chile*, **Vol 1 A-1**, 69-83, Santiago de Chile.
24. Dorbath L., Cisterna A., Dorbath C., (1990), "Assessment of the siza of large and great historical earthquakes in Peru", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **80 (3)**, 551-576.
25. Egred J. (1999), *Los terremotos y su incidencia en el Ecuador*. Instituto Geofísico. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
26. Eguez, A., Alvarado, A., Yepes, H., Machette, M.N., Costa, C.H., Dart, R.L., and Bradley, L.-A., (2003), *Database and map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions*, U.S. Geological Survey Open-File **Report 03-289**.
27. Fenz D., Constantinou M., (2006), "Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**, 1403-1424.
28. Gallego M., (2000), *Estimación del riesgo sísmico en la República de Colombia*, Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México, 108 p., México.
29. Gallego M., (2006), "Sobre el origen de la Ingeniería Sísmica", *Revista de Ingeniería Sísmica*, **74**, 33-82, México.
30. Gallego M., Sarria A., (2006), *El Concreto y los terremotos. Conceptos, Comportamiento, Patología y Rehabilitación*, Colección Especializada de Concreto. Instituto del Concreto, 310 p. Bogotá, Colombia.
31. Housner G. W., (1956) "Limit designo f structures to resist earthquake", *Proceedings of the 1956 World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute*, San Francisco.
32. Iglesias R., Eguez A., Pérez V., Molina G., (1991), *Mapa Sismotectónico del Ecuador*, Memoria Técnica. Escuela Politécnica del Ejército, 188 p., Quito, Ecuador.
33. INOCAR (2009), *Estudio de Tsunamis. Eventos en el Ecuador*, www.inocar.mil.ec.
34. JICA (1981), "Informe de Peligrosidad Sísmica del Proyecto Hidroeléctrico Chespi", *JICA Consultores. INECEL Instituto Ecuatoriano de Electrificación*, 201-222, Quito, Ecuador.
35. Katayama T., (1975), "Fundamentals of probabilistic evaluation of seismic activity and seismic risk", *SEISAN-KENKYU* (Monthly Journal of Institute of Industrial Science) Univerity of Tokyo, **27 (5)**, 1-11.
36. Manns P. (1972), *Los terremotos en Chile*, [http:// angelfire.com/nt/terremotovalparaiso](http://angelfire.com/nt/terremotovalparaiso).
37. McGuire R., (1974), "Seismic Structural Response Risk Analysis Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", *Massachuset Institute Technology*, 74-51.
38. McGuire R., (1976), "Fortran computer program for seismic risk analysis", *United States Department of the Interior Geological Survey*, Open-File Report 76-67, 90 p.
39. Oliveira C., (1974), *Seismic risk analysis*, Earthquake Engineering Reserch Center EERC, **74 (1)**, 102 p., University of California, Berkeley.

40. Palacios G., Blum E., Maruri R., Rodríguez J., Yupanqui F., Peña J., (1987), *Determinación de la distribución de los niveles de aceleración en el País y regionalización con fines de prevención sísmica*, Instituto de Investigaciones y Estudios Avanzados. Universidad de Guayaquil, 89 p., Guayaquil. Ecuador.
41. Pasquaré G., (1988), *Sismología y Tectónica*, Proyecto Hidroeléctrico Coca-Codo Sinclair. Anexo H. INECEL Instituto Ecuatoriano de Electrificación, 152 p., más anexos, Quito, Ecuador.
42. Rudolph E., Szirtes S., (1911), "Das kolumbianische erdbeben vom 31, jaguar 1906", *G. Beitr.*, **11**, 132-199, 208-275.
43. Ruff L. J., (1996), "Large earthquakes in subduction zones, segment interaction and recurrence times". *In: Bebout, G. E., Scholl, D. W., Kirby, S. H. Platt, J. P. (Eds). Subduction top to bottom. Geophysical Monograph*, **96**, 91-104.
44. Ruiz S., Saragoni R., (2005), "Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismo génesis y los efectos de suelo", *IX Jornadas. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, 15 p., Concepción, Chile.
45. Saragoni R., Crempien J., y Ayala R., (1982), "Características experimentales de los movimientos sísmicos sudamericanos", *Revista del IDIEM*, **21 (2)**, 67-86, México.
46. SEAOC (1995), *VISION 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*, Structural Engineers Association of California, Volumen I, Sacramento.
47. Swenson J. L., Beck, S. L., (1996), "Historical 1942 Ecuador and 1942 Peru subduction earthquakes, and earthquake cycles along Colombia-Ecuador and Peru subduction segments". *PAGEOPH*, **146**, 67-101.
48. Tibaldi A., León J. R., (2000), "Morphometry of late Pleistocene-Holocene faulting and volcanotectonic relationship in the southern Andes of Colombia". *Tectonics*, **19**: 358-377.
49. 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.
50. Winter T., Avouc J. P., Lavenu A., (1993), "Late Quaternary kinematics of the Pallatanga strike-slip fault (central Ecuador) from topographic measurements of displaced morphological features", *Geophys. J. Int.*, **115**: 905-920.
51. Wikipedia (2009), "Terremoto de San Francisco de 1906", http://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_San_Francisco_de_1906.
52. 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.