# Espectros de control para ciudad de Quito-Ecuador

R. Aguiar

### Monografías de Ingeniería Sísmica Editor A.H. Barbat

# Espectros de control para ciudad de Quito-Ecuador

Obtención de espectros mediante modelos determinísticos asociados a las fallas ciegas inversas de Quito

R. Aguiar

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA Edificio C1, Campus Norte UPC Gran Capitán s/n 08034 Barcelona, España

#### MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA

Editor A.H. Barbat

ISSN: 1134-3249

#### ESPECTROS DE CONTROL PARA CIUDAD DE QUITO-ECUADOR

Monografía CIMNE IS 72 © Los autores

ISBN: 978-84-944244-3-4 Depósito legal: B-19105-2015

# **AGRADECIMIENTO**

Esta publicación es el resultado de un Proyecto de Investigación desarrollado en el período 2014-2015, financiado por el Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, y la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.

# **CONTENIDO**

#### RESUMEN

#### ABSTRACT

1.		FA	LLAS CIEGAS DE QUITO	1
	1.	INTR 1.1 1.2 1.3	ODUCCIÓN Fallas ciegas inversas Acelerogramas y espectros sísmicos Espectros hallados en el sismo de Christchurch de 2011	2 3 4 6
	1.	FALL. 2.1 2.2 2.3	AS CIEGAS INVERSAS El segmento Puengasí El segmento Ilumbisí la Bota Modelo de los segmentos de fallas	7 8 9 10
	1.3	MOD	DELO DE TERREMOTO CARACTERÍSTICO	11
	1.4	MOD	DELO DE GUTEMBERG Y RICHTER	13
	1.5	FORM	MULACIÓN CLÁSICA DE GUTENBERG-RICHTER	14
	1. 1.	MOD 6.1 6.2 6.3 6.4	DELO DE GR TRUNCADO Función de densidad f(m) Función de distribución de probabilidad F(m) Tasa acumulada de sismos $\dot{N}(m)$ Tasa simple de sismos $\dot{n}(m)$	16 16 17 17 17
	1.	MOD 7.1 7.2 7.3	DELO DE GR MODIFICADO Función de distribución de probabilidad F(m) Tasa acumulada de sismos $\dot{\mathbf{N}}(\mathbf{m})$ Tasa simple de sismos $\dot{\mathbf{n}}(\mathbf{m})$	18 18 19 19
	1.8	PARÁ	ÁMETROS DE GR-MODIFICADA A PARTIR DE LA $(\dot{M}_o)$	19
	1.9	PERÍ	ODOS DE RECURRENCIA CON MODELO DE GR	21
2.		CL	ASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE QUITO	23
	2.1	INTR	ODUCCIÓN	24
	2.2	VELC	OCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	25
	2.3	ESTR	ATIGRAFÍA	31
	2.4	CLAS	IFICACIÓN DE LOS SUELOS EPN 1994	32
	2.5	CLAS	SIFICACIÓN DE LOS SUELOS EPN 2002	32

	2.6	CANGAHUA DE LOS SUELOS DE QUITO	40
	2.7	ESTUDIOS PARA EL METRO DE QUITO	40
	2.8	ESTUDIOS REALIZADOS POR ERN 2012	42
	2.9	TRABAJOS REALIZADOS POR ERN PARA DETERMINAR Vs30	45
	2.10	ESTUDIOS REALIZADOS POR PLANMAN EN 2012 PARA DETERMINAR Vs30	47
	2.11	NUEVA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE QUITO	50
3.		MODELOS DE MOVIMIENTOS FUERTES	52
	3.1	INTRODUCCIÓN	52
	3.2	MODELOS PARA FALLAS CORTICALES	53
	3.3	MODELO DE CAMPBELL Y BORZOGNIA (2014)	54
	3.4	MODELO DE ABRAHAMSON ET AL. (2014)	63
	3.5	MODELO DE CHIOU Y YOUNGS (2014)	74
4.		ESPECTROS DE CONTROL PARA QUITO	84
	4.1	INTRODUCCIÓN	84
	4.2	FORMA DE CÁLCULO	86
	4.3	ESPECTROS DE CONTROL	90
	4.4	RANGO DE VARIACIÓN DE ESPECTROS DE CONTROL	95
RI	EFER	ENCIAS	99

#### RESUMEN

Una buena parte de Quito se halla sobre fallas ciegas inversas, que están activas, lo que le convierte en una de las ciudades con mayor peligrosidad sísmica del mundo. En 1587 un sismo de magnitud 6.4 asociado a estas fallas causó gran daño en la naciente ciudad y desde esa fecha no se han vuelto a registrar sismos con magnitud mayor a 6 por lo que se está acumulando la energía sísmica, lo que ha habido en los últimos 25 años es dos sismos de magnitud 5.3 el 10 de agosto de 1990 y de 5.1 el 12 de agosto de 2014; con foco superficial.

En esta publicación se presenta, en primer lugar, las fallas ciegas inversas de Quito, denominadas de sur a norte: Puengasí; Ilumbisí-La Bota (ILB); Carcelén el Inca (CI); Bellavista Catequilla (BC) y Tangahuilla. Luego se determina para varios rangos de magnitud, el período de recurrencia de cada segmento de falla empleando el modelo de Gutenberg y Richter modificado y truncado desde una magnitud mínima a una magnitud máxima.

Después se indica una zonificación de los suelos de Quito, basada en la velocidad de la onda de corte en los treinta primeros metros. Para el efecto se consideró como base la clasificación de suelos realizada por la Politécnica Nacional en el 2002 y estudios de sísmica de refracción realizados por ERN para la microzonificación sísmica de Quito en el 2011; estudios para el Metro de Quito y estudios realizados por el autor de ésta publicación para reforzar Centros de Educación Municipales.

Posteriormente se presentan los modelos de movimientos fuertes desarrollados por Abrahamson *et al.* (2014); Campbell y Borzognia (2014); Chiou y Youngs (2014), que sirven para encontrar espectros de respuesta elástica y leyes de atenuación del movimiento del suelo de sismos que se registran en fallas corticales.

El Distrito Metropolitano de Quito se halla dividido en cinco zonas: Sur; Centro Sur; Centro; Centro Norte y Norte. Para cada zona se ha obtenido espectros de respuesta elásticos para 5% de amortiguamiento, considerando el tipo de suelo, asociados a la ocurrencia de un sismo de máxima magnitud en cada uno de los segmentos de las fallas ciegas de Quito; empleando los siguientes modelos de movimientos fuertes indicados en el párrafo anterior.

Para el Sur, Centro Sur y Centro de Quito, la falla de Puengasí es la que generó el mayor espectro con un sismo de magnitud 6.4, que es el de mayor magnitud esperada en ese segmento de falla anotado. Para el Centro Norte y Norte de Quito, la falla de Ilumbisí-La Bota es la que reportó los mayores espectros con un sismo de magnitud 6.2.

Se presentan espectros con los tres modelos de movimientos fuertes, para niveles de confianza del 50% y del 84%. Se han denominado espectros de control porque es fundamental que en las estructuras diseñadas con la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2011 o 2014 se verifique su desempeño ante estos espectros. Las estructuras diseñadas con normativas anteriores tienen más obligación de ser revisadas su desempeño estructural con estos espectros.

#### **ABSTRACT**

A considerable part of Quito is founded over active blind reverse faults thus making it one of the most seismically hazardous cities in the world. In 1587, a 6.4 magnitude earthquake associated with these faults occurred, bringing great damage in the nascent city. Since then, earthquakes with a magnitude greater than 6 have not been registered causing seismic energy to accumulate. Over the last 25 years, there have been two earthquakes, the first one with a magnitude of 5.3 on August 10th, 1990 and the second one with a magnitude of 5.1 on August 12th, 2014 which had a superficial epicenter.

This publication presents, in first place, Quito's blind reverse faults described from South to North: Puengasí; Ilumbisí-La Bota (ILB); Carcelén el Inca (CI); Bellavista Catequilla (BC) and Tangahuilla. Then, the recurrence interval of each fault is determined for various magnitude ranges using the Gutenberg and Richter model, which has been modified and truncated from minimum to maximum magnitudes.

Next, a zoning classification of Quito's soils is defined based on the propagation velocity of the shear wave over the first thirty meters. For this purpose, the following studies were considered: the classification of soils completed by the Politécnica Nacional in 2002 and seismic refraction studies done by ERN for Quito's seismic microzoning project in 2011, in addition to research studies completed by the author of this publication for the proposed subway system and the reinforcement of municipal education centers in Quito.

Subsequently, models of strong ground motion developed by Abrahamson *et al.* (2014); Campbell and Borzognia (2014); Chiou and Youngs (2014) are utilized to find the elastic response spectra and motion attenuation laws of seismic soils that are found in crustal faults.

The Metropolitan District of Quito is divided into five zones: South, South Central, Central, North and North Central. For each zone, elastic response spectra have been obtained for 5% damping, considering the type of soil associated with the occurrence of a maximum magnitude earthquake in each one of the segments of Quito's blind

reverse faults, employing the models of strong ground motion described in the preceding paragraph.

For Quito's South, South Central and Central regions, the Puengasí fault is the one that generated the highest spectrum with a 6.4 magnitude earthquake, which constitutes the greatest expected magnitude in this kind of fault segment ever registered. For Quito's North Central and Central regions the Ilumbisí-La Bota fault is the one that reported the highest spectra with a 6.2 magnitude earthquake.

Spectra are presented with the three models of strong ground motion for reliability levels of 50% and 84%. These have been called control spectra because it is vital to verify the performance of structures designed with the 2011 or 2014 Ecuadorian Standards of Construction (in Spanish "Norma Ecuatoriana de la Construcción") under these spectra. Structures that were designed using previous standards are in a greater need to review their structural performance by this spectra.

### 1. FALLAS CIEGAS DE QUITO

## R. Aguiar A. Rivas

Se empieza, analizando un artículo publicado por Alexandra Alvarado *et al.* (2014) sobre las fallas ciegas inversas de Quito, en que determinan los períodos de recurrencia para cada uno de los segmentos de falla, aplicando el modelo de Terremoto Característico, para sismos de magnitud entre 6.0 y 6.4.

Cuando se habla de que estas fallas ciegas pueden generar sismos con magnitud mayor a 6.0 realmente no se tiene una noción clara de las aceleraciones máximas del suelo que se esperan en un sismo cuyo foco es superficial y de los espectros que se generarían, es más solo los especialistas saben de esta terminología por eso se presenta en forma sencilla que es una falla ciega, un acelerograma y un espectro sísmico. Para alcanzar el objetivo indicado al inicio de este párrafo, se presentan los espectros obtenidos en la ciudad de Christchuch en Nueva Zelanda cuando un sismo, asociado a una falla ciega, de magnitud 6.2 y con una profundidad focal de 5 Km., generó aceleraciones verticales de 2.2 veces la aceleración de la gravedad en la zona epicentral.

Las lomas de Puengasí e Ilumbisí, son parte de las fallas ciegas inversas y en caso de que se presente un sismo en estas fallas, la gente debe conocer que se esperan aceleraciones verticales muy altas lo que obliga a tomar precauciones constructivas; como es proporcionando un mayor anclaje a las cimentaciones y muros, de las construcciones que se encuentran en las laderas de las lomas mencionadas. Las componentes horizontales de movimiento del suelo también serán altas.

Se presenta con bastante detenimiento el marco teórico de dos modelos de cálculo del período de recurrencia y son el modelo de Terremoto Característico y el de Gutenberg y Richter modificado y truncado. El estudio de estas dos formas de cálculo será de gran utilidad para todos aquellos que están trabajando en el campo de la peligrosidad sísmica y para los Proyectistas estructurales que sabrán considerar los espectros que se generen en estas fallas en los diseños estructurales.

Buena parte de Quito se halla sobre fallas geológicas activas, esta es una realidad, razón por la cual se debe conocer más sobre esta temática y lo principal se debe considerar en el diseño y reforzamiento de estructuras los espectros asociados a estas fallas, que se ha denominado *Espectros de Control*.

#### 1.1 INTRODUCCIÓN

Quito es una ciudad alargada con una longitud que está alrededor de los 40 km, y un ancho que varía entre 6 y 12 km, con una gran densidad poblacional flotante, que en algunos casos es de 500 habitantes por hectárea en el centro norte y en otros un poco menos pero es demasiada gente que se encuentra concentrada en grandes edificios. Es muy difícil el crecimiento a futuro de la capital en forma longitudinal por lo que ya ha empezado a crecer verticalmente con la construcción de grandes edificios.

Con este panorama es muy importante que se conozca que en 1587 se registró en el norte de Quito un sismo de magnitud 6.4 (Beuval et al. 2010) asociado a uno de los segmentos de las fallas ciegas que se presentarán más adelante. Desde esa fecha no se han vuelto a registrar sismos con magnitud mayor a 6 en la ciudad; situación muy preocupante ya que estas fallas están tienen una tasa de movimiento que varía entre 2 y 4 mm., al año. Este levantamiento se habría iniciado hace 0.5 Ma, Millones de años. (Soulas *et al.* 1991; Villagómez, 2003). La evidencia de que están activas son los sismos de pequeñas magnitudes que continuamente se registran con magnitudes alrededor de 3, una buena parte de estos sismos no se los siente por el gran movimiento de la urbe. (Aguiar *et al.* 2015)

A la derecha de la figura 1.1 se presenta los epicentros de los sismos registrados por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, IG-EPN y publicados por Lamarque (2011) y analizados en tres dimensiones por Font *et al.* (2013). Lo importante es destacar que desde 1994 hasta el 2009, se han registrado 1758 sismos con magnitudes comprendidas entre 3.0 y 5.3; con una profundidad focal menor a 40 km. Alvarado *et al.* (2014) se destaca que la mayor parte de los sismos tiene profundidades menores a 20 km.

En el corte AA' de la figura 1.1 se aprecia que la mayor parte de sismos tienen una profundidad focal que varía entre 5 y 20 km., y por otra parte que el ángulo de buzamiento es de 55 grados. Es lógico pensar que este ángulo no es constante y que lo mejor es considerar que está alrededor del valor indicado.

Bueno pero lo importante era notar que las fallas ciegas de Quito están activas lo que se demuestra con la gran sismicidad registrada y que el sismo del 12 de agosto de 2014, de magnitud 5.1 con una profundidad focal de 5 km., provocó mucha alarma en los habitantes del norte de Quito y daño en varias viviendas cercanas al epicentro. Aguiar *et al.* (2014)

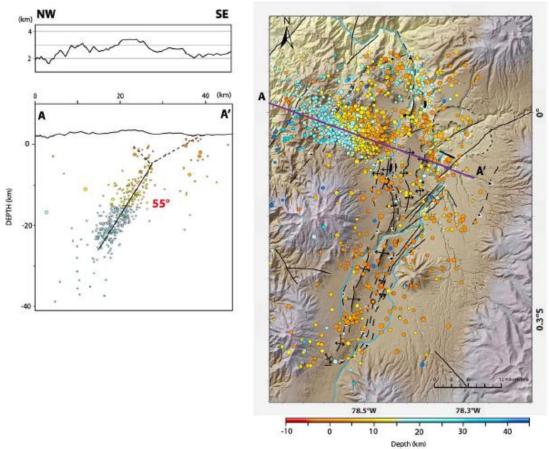


Figura 1.1 Sismicidad de Quito registrada entre 1994 y 2009. Fuente: Lamarque (2011); Font *et al.* (2013) y Alvarado *et al.* (2014).

La alarma fue muy justificada porque se trató de un sismo muy superficial y muy cerca al norte de la ciudad. Ahora habría que preguntarse lo que pasaría si se registra un sismo de magnitud mayor a 6, asociado a estas fallas que están bajo buena parte de la ciudad; para tener una idea de las aceleraciones que se esperan y de los espectros que se hallan se debe estudia lo que ha pasado en los sismos de: Northridge-USA (1994), Kobe-Japón (1995); Chichi-Taiwan (1999); Armenia-Colombia (1999); Duzce-Turquía (1999) y más reciente Christchurch-Nueva Zelanda (2011). Todos estos sismos se dieron por fallas ciegas que se encuentran bajo la misma ciudad o muy próximas a ellas.

#### 1.1.1 Fallas ciegas inversas

Pero antes de continuar con la explicación es necesario conocer que es una falla ciega inversa y para esto a la izquierda de la figura 1.2 se presenta con una línea inclinada en la parte inferior el plano de falla que no tiene afloramiento superficial antes de un sismo y a la derecha se muestra un poco más ese plano de falla con el movimiento experimentado durante el sismo. Se observa que el bloque de la izquierda del plano de falla sube con respecto al plano de falla. El ángulo del plano de falla con respecto a la horizontal es el ángulo de buzamiento. (Barbat *et al.* 1994)

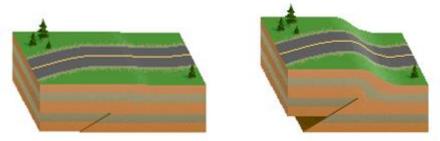


Figura 1.2 Falla ciega inversa.

Las lomas que se hallan en la parte Este de la ciudad por donde atraviesa la Avenida Oriental o la Avenida Simón Bolívar son producto de este movimiento. En un sismo la liberación de energía se va a dar en forma brusca de tal manera que la componente vertical va a ser muy alta y no hace falta ser un especialista para darse cuenta que las construcciones que se hallan sobre la loma de Puengasí (en el sector del trébol) que han tenido problemas de deslizamiento de suelo y han colocado plásticos en el piso para detener la erosión del suelo van a ser muy afectadas con un sismo asociado al segmento de Puengasí. No se trata de alarmar a la ciudadanía pero si a las autoridades municipales para que reubiquen a la población que se hallan en las lomas de Puengasí colindando con la Av. Oriental ya que tienen un talud muy pronunciado y el suelo no es bueno desde el punto de vista ingenieril. (Aguiar, 2010, 2013)

#### 1.1.2 Acelerogramas y espectros sísmicos

Los acelerogramas miden la aceleración del suelo en función del tiempo; en base a estos registros se puede simular el comportamiento en el tiempo de una estructura y así saber el comportamiento sísmico que tendría ante un determinado sismo. En forma general se puede decir que los acelerogramas dependen de tres factores que son: i) La Magnitud del sismo; ii) Distancia entre el foco y el lugar en que fueron registrados; y, iii) Del tipo del suelo en que fueron medidos. (Aguiar, 1998, 2000; Barbat y Oller, 1997).

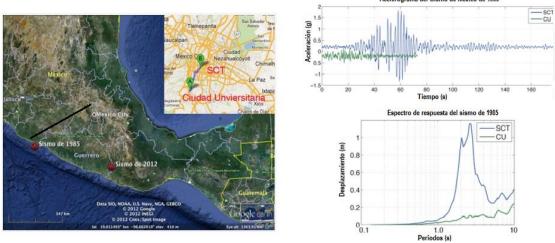


Figura 1.3 Acelerogramas y Espectros de respuesta del sismo de México de 1985

En la figura 1.3, a la izquierda se muestra el epicentro del sismo de México de 1985 y se observa que Ciudad de México está bastante distante, a más de 300 km., se entiende que con la distancia se atenúan las ondas sísmicas y efectivamente eso es lo que sucedió como se aprecia en el acelerograma mostrado en la parte superior derecha en el registro de Ciudad Universitaria que se halla sobre un suelo duro, en este sitio el sismo duro un poco más de 70 segundos y se lo sintió como un sismo pequeño. Ahora a unos 5 km., de distancia, aproximadamente en el Centro de la Ciudad se tiene el famoso registro SCT que está sobre un suelo blando y ahí el sismo duró un poco más de 160 segundos y tuvo aceleraciones extremadamente grandes; en el Centro fue un terremoto muy desbastador (acelerograma indicado en la parte superior de figura 1.3) todo esto se debió a la mala calidad del suelo donde las ondas sísmicas se amplificaron.

Esto es reconocido por la comunidad que trabaja en la Ingeniería Sísmica con el nombre de factores de sitio y no es más que el hecho de que las ondas sísmicas se amplifican si el suelo es malo o disminuyen si el suelo es una roca potente.

Ahora bien, ¿Que es un espectro sísmico? En forma muy sencilla se puede decir que es un gráfico que en el eje horizontal, se tiene el período de la estructura y en el eje vertical se puede tener: desplazamiento, velocidad o aceleración, fundamentalmente. De los tres el que más se utiliza en América Latina es el espectro de aceleraciones, porque se continúa haciendo un diseño sísmico basado en fuerzas; últimamente gana adeptos día a día el espectro de desplazamientos para realizar un diseño sísmico por desempeño. Priestley *et al.* (2007)

En la parte inferior derecha de la figura 1.3 se indican los espectros de respuesta en desplazamientos, para 5% de amortiguamiento hallados con los registros de Ciudad Universitaria. Se puede ver que los dos espectros son completamente diferentes a pesar de que fueron registrados en estaciones bastante cercanas. El espectro de SCT es mucho mayor que el espectro de CU. Todo esto por el tipo de suelo.

El período, T de la estructura, en el rango elástico, depende de la matriz de rigidez K y de la matriz de masas M. En otras palabras depende de las dimensiones de las columnas y vigas; así como de las cargas que gravitan sobre ella. En forma muy aproximada se puede decir que T = 0.11 N. Siendo N el número de pisos de la estructura. Esto únicamente para darse cuenta, al observar un espectro si los edificios de pocos pisos o de gran altura van a tener mayores fuerzas sísmicas, solamente observando el espectro.

Por lo acabado de indicar se ve que es muy importante conocer los espectros para un sitio de interés, por este motivo se exige para grandes obras como puentes, presas, túneles, entre otras, hacer estudios de peligrosidad sísmica para hallar los espectros de diseño sísmico. Para obras de menor importancia se puede utilizar los espectros que están formulados en las respectivas normativas sísmicas, en el Ecuador tenemos la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2014, NEC-14, pero hay capítulos que han sido actualizados a la que se denominará NEC-14.

Cuando se tienen ciudades con estudios de microzonificación sísmica, como es el caso de Quito, es mejor utilizar los espectros hallados en los mencionados estudios ya que fueron hallados a partir de un gran número de estudios de suelos donde se obtiene de mejor forma los factores de sitio. ERN-12

#### 1.1.3 Espectros hallados en el sismo de Christchurch de 2011

Se había indicado que una buena parte de Quito se halla sobre fallas inversas que no tienen afloramiento superficial y que se quería tener una idea del valor de las aceleraciones de un sismo que tenga una magnitud mayor a 6 con foco superficial, debido a que un sismo de estas características se espera en Quito.

Para esto se estudia brevemente el sismo del 22 de enero de 2011, registrado en la ciudad de Christchuch en Nueva Zelanda, sismo que estuvo asociado a una falla ciega inversa oblicua con un ángulo de buzamiento de 70 grados, que tuvo una magnitud de 6.2 y una profundidad focal de 5 km. La tasa de movimiento de esta falla es de 1 a 2 mm., por año.

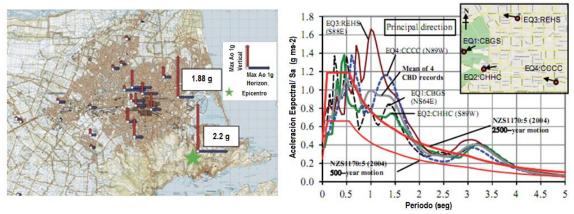


Figura 1.4 Aceleraciones máximas y espectros para la componente E-W del sismo registrado en Christchurch el 22 de enero de 2011.

(Kam & Pampanin, 2011).

A la izquierda de la figura 1.4, con una estrella se indica el lugar del epicentro, el mismo que se encuentra a 6 km., de la ciudad; en esta gráfica se indica la aceleración máxima horizontal en sentido E-W y la aceleración máxima vertical. La aceleración máxima vertical en la zona epicentral fue de 2.2 g es mucho mayor que la componente horizontal que superó el 1 g. Por esto es la recomendación de que las estructuras que se encuentran sobre las lomas de Puengasí, Ilumbisi-La Bota, Bellavista-Catequilla, que atraviesan la ciudad de Quito de sur a norte, se encuentren bien ancladas para que soporten la componente vertical que va a ser muy alta. Se destaca que el suelo de Quito en la mayor parte de la ciudad es tipo D similar al suelo de Christchurch (Elwood, 2013)

En la zona de negocios la aceleración máxima horizontal se halla entre 0.4 y 0.7 g. (Figura 1.4 a la izquierda). Ahora a la derecha se presentan: los espectros hallados con cuatro registros obtenidos en la zona comercial de Christchurch, el espectro promedio de estos espectros y los que se obtienen aplicando la Norma de Nueva Zelanda NZS11705:5 de 2004, para períodos de retorno de 500 y 2500 para un perfil de suelo tipo D.

Se aprecia que los espectros promedios tienen ordenadas espectrales mayores a las que se hallan con la norma sísmica NZS, para un período de retorno de 500 años y están cubiertas bastante bien con el espectro cuyo período de retorno es 2500 años. Se destaca que el espectro promedio tiene un nivel de confianza del 50% y como se aprecia en las figuras 1.4, existe una gran cantidad de aceleraciones espectrales que superan el espectro promedio y el correspondiente a un período de retorno de 2500 años.

Lo importante de haber presentado los espectros del sismo del 22 de febrero de 2011, es ver que para valores de PGA entre 0.4 y 0.7 g, las ordenadas del espectro llegan a tener valores mayores a 1.6 g. Esto a una distancia epicentral de 6 Km., es lógico pensar que si ésta distancia disminuye las ordenadas espectrales aumentan; comentario que se debe tener presente cuando se indiquen los espectros hallados sobre las fallas ciegas de Quito.

#### 1.2 FALLAS CIEGAS INVERSAS

La sismicidad y volcanismo del Ecuador se debe al movimiento continuo de las placas de Nazca y Americana en sentido contrario, lo que ha dado origen primero a un choque de estas placas y segundo a la subducción de la Placa de Nazca, como se aprecia a la izquierda de la figura 1.5, con el número 8. En esta gráfica también se ve la Cordillera de Carnegie, cuyo origen es el punto caliente de Galápagos que continuamente está emitiendo magma y con el movimiento de las placas a una velocidad bastante alta entre 5 y 6 cm., han dado origen a esta cordillera que subduce bajo el continente.

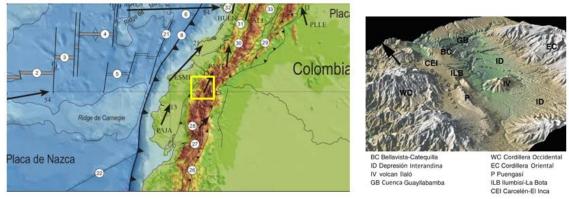


Figura 1.5 Tectónica de placas y fallas ciegas de Quito. Alvarado et al. 2014.

Este movimiento tectónico ha dado origen a una mega falla que inicia en el Golfo de Guayaquil, continua por la falla de Pallatanga y más al norte por las fallas ciegas de Quito, continúa por Colombia por la falla Romeral y finalmente llega a Venezuela en la falla Boconó.

A la izquierda de la figura 1.5, en un rectángulo se ha identificado las fallas ciegas de Quito (Alvarado *et al.* 2014) las mismas que se indican en tres dimensiones a la derecha y son de sur a norte: Puengasí, **P**; Ilumbisí La Bota, **ILB**; más al norte aparece la loma de Calderón el Inca, **CEI**; Bellavista Catequilla, **BC**; donde se registró el sismo del 12 de agosto de 2014; Cuenca de Guayllabamba, **GB**; a la derecha de esta figura 1.2 se observa la depresión interandina, **ID**; donde se encuentran los valles de los Chillos al Sur y de Tumbaco al Norte, separados por el volcán Ilalo, **IL**.

Se puede decir también que existen tres cuencas en la ciudad de Quito, desde el sur con dirección al norte tenemos las cuencas del: Machangara; Batán y la de San Antonio.

#### 1.2.1 El segmento de Puengasí

El río Machangara es clave para demostrar la existencia de las fallas ciegas Puengasí e Ilumbisí-La Bota. Este río se inicia en el norte del volcán Atacazo, recorre el sur de la ciudad, bordea el Panecillo y atraviesa la loma de Puengasí, en El Trébol. Pero este segmento de falla continua hasta el Parque Itchimbia, ver figura 1.6.



Figura 1.6 Segmento de Puengasí en la dirección del Parque Itchimbia y es cruzado por el Río Machangara a la altura de El Trébol.

(www.skyscrapercity.com)
Identificación: Trujillo (2014)

Es de suponer que hace unos 100000 años, el río Machangara estaba a igual nivel de la ciudad de Quito pero debido a la existencia de las fallas inversas se han formado las lomas de Puengasí e Ilumbisí-La Bota. Alvarado *et al.* (2014).

En la figura 1.6, la colina, donde se encuentra escrito Autopista General Rumiñahui forma parte de la loma de Ilumbisí-La Bota. La loma de Puengasí está alineada con el Parque Itchimbía. A la derecha de la figura 1.5 se ve con mayor claridad lo indicado.

#### 1.2.2 El segmento de Ilumbisí la Bota

Actualmente el río Machangara está encapsulado por una estructura de hormigón armado a la altura de El Trebol pero este río continúa con su marcha hacia el norte donde atraviesa el segmento Ilumbisí-La Bota a la altura de Guápulo-Parque Metropolitano, ver figura 1.7 y figura 1.5. Finalmente se el Río Machangara se une al Río San Pedro.



Figura 1.7 Segmento Ilumbisí-La Bota en primer plano y más atrás el segmento de Puengasí. (www.skyscrapercity.com) Identificación: Trujillo (2014)

En la figura 1.7 se observa que las lomas de Puengasí e Ilumbisí-La Bota no están alineadas lo que hace suponer que a más de la falla inversa en sentido transversal a estas montañas existe una falla transcurrente. Peñafiel (2013).

El Parque Metropolitano forma parte de la Loma Ilumbisí-La Bota, están separadas por el río Machangara. Sobre este segmento de falla que tiene un ancho variable, alrededor de los 11 km., se encuentra el sector financiero y comercial del Centro Norte de Quito con una gran cantidad de edificios que superan los 10 pisos; de tal manera que existe un gran peligro sísmico y nuevamente se recuerda que se debe tener mucho cuidado con la componente vertical del movimiento del suelo en caso de producirse un terremoto en este segmento de falla.

#### 1.2.3 Modelo de los segmentos de fallas

Es imposible definir en forma exacta el plano de falla que se daría al producirse un sismo en cualquiera de los segmentos de las fallas ciegas inversas de Quito pero hay que hacerlo para poder encontrar espectros de respuesta que se generarían por un sismo en uno de estos segmentos y poder analizar el desempeño que tendrán las estructuras existentes o considerar en las nuevas que se van a proyectar.

En la figura 1.8 se presenta, en forma condensada, la secuencia de trabajo seguida para definir los planos de ruptura; a la izquierda el trabajo de Alvarado *et al.* 2014, que ha sido ya comentado; al centro se muestra la traza que define cada uno de los segmentos y a la derecha la proyección en superficie de cada uno de los planos de falla, basados en la información de la tabla 1.1

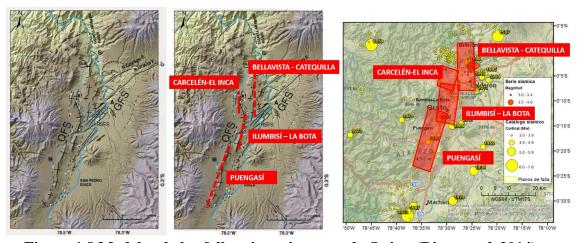


Figura 1.8 Modelos de las fallas ciegas inversas de Quito. (Rivas et al. 2014)

Tabla 1.1 Períodos de Recurrencia, hallados con modelo de Terremoto Característico (Alvarado *et al.*, 2014).

Segmento	Área ruptura (km) <sup>2</sup>	Magnitud (RA)	Longitud de Superficie de Ruptura (km)	Magnitud (SRL)	Período de Recurrencia (años)
Puengasí	259	6.4	22	6.4	188
ILB	176	6.2	15	6.2	138
CEI	82	5.9	7	5.7	105
BC	191	6.3	17.5	6.3	183
Tangahuilla	108	6.0	12	6.0	115

Las ecuaciones propuestas por Leonard (2010) para hallar la magnitud en función de la longitud de ruptura *L*, con la que se encontró la magnitud (SRL) y para encontrar la

magnitud en base al área de ruptura A, con la que determinó la Magnitud (RA) son las siguientes, para el caso de falla inversa, son:

$$M_w = 1.52 \log(L) + 4.4 \tag{1.1}$$

$$M_w = 1.0\log(A) + 4 \tag{1.2}$$

A continuación lo que interesa es presentar como se obtiene el período de recurrencia de un sismo, habida cuenta de que es un parámetro fundamental para el diseño sísmico de estructuras y no solo eso sino para que la comunidad conozca que significa y las hipótesis que conllevan dos de los modelos que existen y son el del Terremoto Característico y el modelo de Gutenberg y Richter modificado y truncado.

El período de recurrencia *Tr* es el tiempo que transcurre para que se un sismo de las mismas características; es una definición muy diferente del período de retorno que normalmente se utiliza en las normativas sísmicas.

#### 1.3 MODELO DE TERREMOTO CARACTERÍSTICO

El modelo de **Terremoto Característico TC** propuesto por Wesnousky (1986), considera que la falla solo rompe con sismos de la misma magnitud (magnitud característica M<sub>TC</sub>) y que estos ocurren con una periodicidad perfecta cada Tr años, imposibilitando de este modo que en la falla se produzcan sismos de magnitud inferior a la M<sub>TC</sub> determinada. En la Figura 1.9 (arriba) se presenta en forma gráfica este modelo desarrollado de TC y se aprecia la periodicidad perfecta como se dan los sismos (en la gráfica, el período de recurrencia se ha supuesto de 50 años únicamente como ejemplo para facilitar la explicación del modelo de Terremoto Característico). En la Figura 1.9 (abajo) se muestra el caso en el que a mitad de un ciclo, antes de cubrirse el periodo Tr completo, ocurre un terremoto (indicado por la flecha roja) de magnitud menor a la M<sub>TC</sub>. Esto supone una liberación súbita de energía sísmica (o caída de momento sísmico Mo) e implica un retardo para que la falla alcance el punto de máxima acumulación de tensiones Mo max, aumentando el Tr asociado al sismo de magnitud característica. (En el ejemplo Tr=65 años en la Figura 1.9, abajo).

El no considerar que la falla pueda romper con sismos de magnitud menor a la magnitud característica, tiende a infravalorar el periodo de recurrencia asociado a dicha magnitud. Presentando de este modo períodos de recurrencia inferiores a los registrados y, con ello se asocia una mayor frecuencia a la ocurrencia de dichas magnitudes características.

En la tabla 1.1, se indica que el período de recurrencia para un sismo de magnitud 6.3, en el segmento de falla Bellavista Catequilla es de 183 años. Se procede a continuación a determinar este valor, para entender mejor el modelo del Terremoto Característico. Aguiar *et al.* (2014).

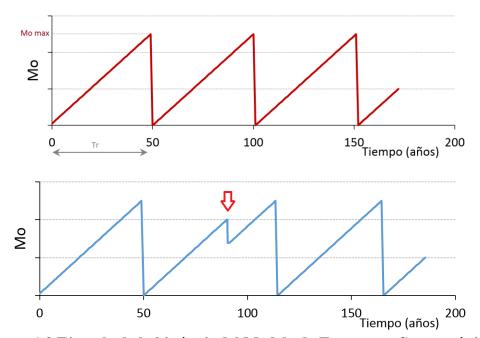


Figura 1.9 Ejemplo de la hipótesis del Modelo de Terremoto Característico.

El modelo de Terremoto Característico iguala el momento sísmico acumulado en una falla  $Mo_{acumulado}$  durante un tiempo de recurrencia medio  $T_r$  con el momento sísmico liberado  $Mo_{liberado}$  en el terremoto de magnitud característica  $M_{TC}$ . Lo que significa que toda la energía acumulada en el tiempo de recurrencia  $T_r$  se libera en el sismo de magnitud característica. Numéricamente se tiene.

$$\dot{M}_0(Mo_{acumulado}) = \dot{n}(M_{TC}) * M_0(Mo_{liherado})$$
(1.3)

Donde  $\dot{M}_0(Mo_{acumulado})$  es el momento total acumulado en la falla;  $\dot{n}(M_{TC})$  es la tasa de momento sísmico anual;  $M_0$  ( $Mo_{liberado}$ ) es el momento sísmico liberado. Por otra parte el período de recurrencia no es más que la inversa de la tasa de momento sísmico anual. Por medio de la expresión de Hanks y Kanamori (1979), se puede conocer el momento sísmico (co-sísmico) que se liberaría en el terremoto de momento máximo a partir del dato de magnitud  $M_w$ .

$$M_w = \frac{2}{3}\log(M_0) - 10.7\tag{1.4}$$

Al sustituir  $M_w = 6.3$  y al despejar el valor de  $M_0$  se tiene:

$$Mo = 10^{\frac{(M_W + 10.7)3}{2}} = 3.1623 * 10^{25} \, dyn \, cm = 3.1623 * 10^{18} \, N \, m$$

Por otro lado, con la hipótesis conservadora de que en todo el plano de falla se está acumulando la energía en forma uniforme, el momento total acumulado de acuerdo al modelo de Brune (1968) es.

$$Mo = \mu u A \tag{1.5}$$

Donde  $\mu$  es el módulo de deformación de las rocas durante el sismo: u es el desplazamiento de la falla; A es el área de ruptura. En la tabla 3 se consideró que  $\mu = 3 * 10^{10} \ Pa$  que es igual a  $\mu = 3 * 10^9 \ \frac{kgf}{m^2}$ . Al derivar la ecuación (1.5) con respecto al tiempo se encuentra.

$$\dot{Mo} = \mu \,\dot{u} \,A \tag{1.6}$$

Donde  $\dot{Mo}$  es la tasa de momento sísmico anual;  $\dot{u}$  es la tasa de movimiento de la falla, que para el caso del segmento BC se consideró  $\dot{u}=3~\frac{mm}{a\bar{p}o}=0.003~\frac{m}{a\bar{p}o}$ .

El área de ruptura (Tabla 1.1)  $A = 191 \text{ km}^2 = 191 * 10^6 \text{ m}^2$ . Al reemplazar los datos en la ecuación (1.6) se halla.

$$\dot{Mo} = 3 * 10^9 * 0.003 * 191 * 10^6 = 1.719 * 10^{15} \frac{kgf m}{ano} = 1.6846 * 10^{16} \frac{N m}{ano}$$

Finalmente el período de recurrencia  $T_r$  se halla con la siguiente ecuación:

$$T_r = \frac{Mo}{\dot{Mo}} \tag{1.7}$$

Donde *Mo* es el momento sísmico liberado durante el sismo y *Mo* es la tasa de acumulación del momento sísmico.

$$T_r = \frac{3.1623 * 10^{18} N m}{1.6846 * 10^{16} \frac{N m}{a\tilde{n}o}} = 187.7 \ a\tilde{n}os$$

Valor similar al indicado en la tabla 1.1, la diferencia es por los decimales de cálculo. Ahora bien, en el segmento Bellavista-Catequilla, se han registrado dos sismos de magnitud 5.3, el 11 de agosto de 1990 y de magnitud 5.1, el 12 de agosto de 2014; con lo que se ha liberado energía por lo que el período de recurrencia  $T_r$  tiene que ser mayor al encontrado. Aguiar *et al.* 2014.

#### 1.4 MODELO DE GUTENBERG-RICHTER

La formulación clásica del modelo de Gutenberg-Richter (Modelo GR, Gutenberg y Richter 1958) es la más utilizada en la caracterización sísmica de una fuente para estudios de peligrosidad combinados con fuentes tipo área. El modelo de recurrencia, supone considerar una relación logarítmica entre la tasa de terremotos grandes y pequeños que pueden ocurrir en una zona fuente o en una falla (o bien relación lineal entre el logaritmo de la tasa de terremotos grandes y pequeños). La fórmula establece que:

$$\log N(m) = a - b m \tag{1.8}$$

Donde N(m) es el número anual (tasa) de sismos de magnitud mayor o igual a m; a,b son los coeficientes (ambos números reales positivos) que se obtienen al ajustar la sismicidad observada N(m) a una recta. Para ajustar el modelo de GR a la sismicidad, es posible hacerlo con varias métodos, los más usados son el método de máxima verosimilitud y el de mínimos cuadrados. Si se ajusta el modelo utilizando en método de mínimos cuadrados, las ecuaciones que conducen a determinar los coeficientes a,b tienen como objetivo minimizar la suma de cuadrados de las diferencias en las ordenadas (llamadas residuos) entre los puntos generados por la recta GR y las observaciones.

Por otra parte, este método nos permite estimar las incertidumbres con las que se obtienen los coeficientes a, b (desviación estándar  $\sigma_a$ ,  $\sigma_b$  y la covarianza  $\sigma_{ab}$ ). Por medio de la matriz de covarianza  $\Sigma$ .

$$\log N(m) = a - b \ m \ \rightarrow \begin{bmatrix} log N(m_1) \\ log N(m_2) \\ \vdots \\ log N(m_n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & m_1 \\ 1 & m_2 \\ \vdots & \vdots \\ 1 & m_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} a \\ -b \end{bmatrix}$$

$$L = A \quad x \quad .$$

$$\Sigma = (A^T \cdot A)^{-1} = \begin{bmatrix} \sigma_a^2 & \sigma_{ab} \\ \sigma_{ab} & \sigma_b^2 \end{bmatrix}$$

La ecuación de GR puede escribirse con logaritmos naturales, para el efecto de la ecuación (1.8) se tiene.

$$N = 10^{a-bM}$$

$$\ln N = (a - bM) \ln(10) = a \ln(10) - b M \ln(10)$$

Por otra parte, la ecuación (1.8) se escribe de la siguiente manera.

$$\ln N = \alpha - \beta m$$

$$\alpha = a \ln 10 \qquad \beta = b \ln 10$$

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_{a} \ln 10 \qquad \sigma_{\beta} = \sigma_{b} \ln 10$$
(1.9)

#### 1.5 FORMULACIÓN CLÁSICA DE GUTENBERG-RICHTER

Para un segmento de falla, la ecuación de GR se escribe de la siguiente manera.

$$\dot{N}(m) = e^{(\alpha - \beta m)} \tag{1.10}$$

Donde  $\dot{N}$  (m) representa la tasa acumulada de sismos de magnitud mayor o igual a una magnitud dada m. Se destaca que es tasa acumulada. Al desarrollar esta ecuación, se tiene que:

$$\dot{N}(m) = e^{(\alpha - \beta m)} = e^{\alpha} e^{-\beta m}$$

En el exponente se suma y se resta  $M_{min}$  la magnitud mínima considerada.

$$\dot{N}(m) = e^{\alpha} e^{-\beta m} = e^{\alpha} e^{-\beta (m + M_{min} - M_{min})}$$

$$\dot{N}(m) = e^{\alpha} e^{-\beta (m + M_{min} - M_{min})} = e^{\alpha} e^{-\beta (m - M_{min})} e^{-\beta M_{min}}$$

$$\dot{N}(m) = e^{\alpha - \beta M_{min}} e^{-\beta (m - M_{min})} = \dot{N}_{M_{min}} e^{-\beta (m - M_{min})}$$

Siendo

$$\dot{N}_{M_{min}} = e^{\alpha - \beta M_{min}} \tag{1.11}$$

 $\dot{N}_{M_{min}}$  es la tasa acumulada de sismos de magnitud mayor o igual a  $M_{min}$ . Luego

$$\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} e^{-\beta(m - M_{min})}$$
 (1.12)

Ahora bien, la tasa simple de sismos de una cierta magnitud  $\dot{n}(m)$  se encuentra con la siguiente expresión.

$$\dot{n}(m) = -\frac{d\dot{N}(m)}{dm} \tag{1.13}$$

Al derivar con respecto a la magnitud la ecuación (1.12) se tiene.

$$\dot{n}(m) = -\frac{d\dot{N}(m)}{dm} = -\frac{d}{dm} \dot{N}_{M_{min}} e^{-\beta(m - M_{min})}$$

$$\dot{n}(m) = -\dot{N}_{M_{min}} (-\beta) e^{-\beta(m - M_{min})}$$

$$\dot{n}(m) = \dot{N}_{M_{min}} \beta e^{-\beta(m - M_{min})}$$
(1.14)

El modelo de Gutenberg y Richter se aplica considerando un doble truncamiento en la magnitud (Cosentino *et al.* 1977) desde un valor mínimo  $M_{min}$  hasta un valor máximo  $M_{max}$ , este de tal manera que la función de densidad del modelo se obtiene de la siguiente manera.

$$f(m) = -\frac{1}{\dot{N}_{M_{min}}} \frac{d\dot{N}(m)}{dm} = \beta e^{-\beta(m-M_{min})}$$
 (1.15)

Donde f(m) es la función de densidad de la magnitud;  $\dot{N}_{M_{min}}$  es la tasa acumulada de sismos de magnitud mayor o igual a  $M_{min}$ , (ecuación 1.12). Al integrar la función de densidad de probabilidad de magnitud en los límites de truncamiento (Mmin, Mmax) se obtiene un valor diferente a la unidad.

$$\int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} f(m) dm = \int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} \beta e^{-\beta(m-\text{Mmin})} dm = -(e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})} - e^{-\beta(\text{Mmin-Mmin})})$$

$$= -(e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})} - e^{-\beta(\text{Mmin-Mmin})}) = -(e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})} - 1)$$

$$\int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} f(m) dm = (1 - e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})}) = C \neq 1$$
(1.16)

Esto significa que f(m) no es una función de densidad de probabilidad en sí. Por este motivo, para usar el modelo de GR como modelo de recurrencia en la caracterización de las fuentes sísmicas, es necesario aplicar una serie de variaciones al propio modelo. Estas variaciones puedes dar lugar al modelo de GR Truncado o al modelo de GR Modificado.

#### 1.6 MODELO DE GR TRUNCADO

En este caso, se obtiene sumando a la función de densidad una constante  $k_2$  multiplicada por una función delta de dirac, en el punto Mmax, que obligue a que su integral entre los límites  $M_{min}$  y  $M_{max}$  sea 1.

#### 1.6.1 Función de densidad f(m)

$$f(m) = \frac{1}{\dot{N}_{M_{min}}} \dot{n}(m) + k_2 \, \delta(M - M_{max}) \tag{1.17}$$

Donde  $k_2$  es una constante y  $\delta(M-M_{max})$  la función de la delta de dirac en el punto de magnitud máxima  $M_{max}$ . En este caso se supone una acumulación de probabilidad en el extremo derecho de la recta (para magnitud máxima  $M_{max}$ ). Para obtener  $k_2$  se procede de la siguiente manera.

$$\int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} f(m) \, dm = \left(1 - e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})}\right) = C$$

$$k_2 = (1 - C) = e^{-\beta(M_{max} - M_{min})}$$
(1.18)

Luego la función de densidad queda.

$$f(m) = \frac{1}{\dot{N}_{M_{min}}} \dot{N}_{M_{min}} \cdot \beta e^{-\beta(m-M_{min})} + e^{-\beta(M_{max}-M_{min})} \cdot \delta(m-M_{max})$$

$$f(m) = \beta e^{-\beta(m-M_{min})} + e^{-\beta(M_{max}-M_{min})} \cdot \delta(m-M_{max})$$
(1.19)

Al integrar ahora la función de densidad de probabilidad de magnitud f(m) entre  $M_{min}$  y  $M_{max}$  ya se obtiene la unidad.

Demostración:

$$\begin{split} \int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} f(m) \, dm &= \int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} \beta e^{-\beta(m-M\min)} \, dm + e^{-\beta(M\max-M\min)} \cdot \delta(m-M\max) \, dm \\ &= \beta \int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} e^{-\beta(m-M\min)} \, dm + e^{-\beta(M\max-M\min)} \int_{\text{Mmin}}^{\text{Mmax}} \delta(m-M\max) \, dm \end{split}$$

$$=-\left(e^{-\beta(Mmax-Mmin)}-e^{-\beta(Mmin-Mmin)}\right)+e^{-\beta(Mmax-Mmin)}=\left(1-e^{-\beta(Mmax-Mmin)}\right)+e^{-\beta(Mmax-Mmin)}=\mathbf{1}$$

Con lo que se ha demostrado que la integral de la función de densidad es igual a la unidad. Ahora a partir de ésta función se determina la función de distribución de probabilidad F(m), integrando la función de densidad.

#### 1.6.2 Función de distribución de probabilidad F(m)

$$F(m) = \int_{Mmin}^{m} f(m) dm = \int_{Mmin}^{m} \beta e^{-\beta(m-Mmin)} + e^{-\beta(Mmax-Mmin)} \cdot \delta(m-Mmax) dm$$

$$F(m) = \beta \int_{Mmin}^m e^{-\beta(m-Mmin)} \, dm + e^{-\beta(Mmax-Mmin)} \int_{Mmin}^m \delta(m-Mmax) \, dm$$

La integral de la delta de dirac vale la unidad únicamente cuando  $m = M_{max}$ , para valores diferentes de la magnitude vale cero. Con esta acotación se tiene.

$$F(m) = \begin{cases} 1 - e^{-\beta(m-M\min)} & \text{si } m < M max \\ \left(1 - e^{-\beta(M\max-M\min)}\right) + e^{-\beta(M\max-M\min)} = 1 & \text{si } m = M\max \end{cases}$$
 (1.20)

La tasa de sismos acumulada N(m), utilizando el modelo truncado se halla como sigue:

#### 1.6.3 Tasa acumulada de sismos $\dot{N}(m)$

$$\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * [1 - F(m)]$$

$$\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * \left[ 1 - \begin{cases} 1 - e^{-\beta(m - Mmin)} & \text{si } m < Mmax \\ \left(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)}\right) + e^{-\beta(Mmax - Mmin)} = 1 & \text{si } m = Mmax \end{cases} \right]$$

De donde se obtiene que:

$$\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * \begin{cases} e^{-\beta(m-Mmin)} & \text{si } m < Mmax \\ 0 & \text{si } m = Mmax \end{cases}$$
 (1.21)

Del mismo modo, a partir de esta, se obtiene la expresión de la tasa simple n(m):

#### 1.6.4 Tasa simple de sismos n(m)

$$\dot{\mathbf{n}}(\mathbf{m}) = -\frac{\mathrm{d}\dot{\mathbf{N}}(\mathbf{m})}{\mathrm{d}\mathbf{m}} = -\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}\mathbf{m}} \Big( \dot{N}_{M_{min}} * \begin{cases} \mathrm{e}^{-\beta(\mathbf{m} - \mathbf{M} \mathrm{min})} & \text{si } \mathbf{m} < M max \\ 0 & \text{si } \mathbf{m} = \mathbf{M} \mathrm{max} \end{cases} \Big)$$

$$\dot{\mathbf{n}}(\mathbf{m}) = \dot{N}_{M_{min}} \left( \beta \cdot e^{-\beta(\mathbf{m} - \mathbf{M} \mathbf{min})} + e^{-\beta(\mathbf{M} \mathbf{m} \mathbf{a} \mathbf{x} - \mathbf{M} \mathbf{min})} \delta(\mathbf{m} - \mathbf{M} \mathbf{m} \mathbf{a} \mathbf{x}) \right)$$
(1.22)

#### 1.7 MODELO DE GR MODIFICADO

En este caso, la función de probabilidad de ocurrencia de diferentes magnitudes se multiplica por una constante  $k_1$  que haga que la integral valga la unidad. Este modelo, el de GR-modificado, es la variante más usada en peligrosidad sísmica. (Ej. Modelo empleado en CRISIS 2007).

$$f(m) = \frac{1}{\dot{N}_{M_{min}}} k_1 \, \dot{n}(m)$$

Donde  $k_1$  es igual a (véase el valor de C en ecuación (1.16):

$$k_1 = \frac{1}{C} = \frac{1}{(1 - e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})})}$$
 (1.23)

Al remplazar en la ecuación (1.23) se tiene que la función de densidad es:

$$f(m) = \frac{1}{\dot{N}_{M_{min}}} \frac{1}{(1 - e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})})} \dot{N}_{M_{min}} \cdot \beta e^{-\beta(m-\text{Mmin})}$$

$$f(m) = \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(\text{Mmax-Mmin})})} \cdot e^{-\beta(m-\text{Mmin})}$$
(1.24)

A continuación se demuestra que la integral de la función de densidad entre los límites de magnitud mínima y máxima vale la unidad.

$$\begin{split} \int_{Mmin}^{Mmax} f(m) \, dm &= \int_{Mmin}^{Mmax} \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)})} \cdot e^{-\beta(m - Mmin)} \, dm \\ &= \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)})} \int_{Mmin}^{Mmax} \cdot e^{-\beta(m - Mmin)} \, dm = \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)})} \cdot \frac{1}{-\beta} \big( e^{-\beta(Mmax - Mmin)} - 1 \big) \\ &\qquad \qquad \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)})} \cdot \frac{\big(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)}\big)}{\beta} = \mathbf{1} \end{split}$$

Por lo tanto, la función de densidad descrita en la ecuación (1.24) es legítima, con esto se procede a calcular la función de distribución de probabilidad F(m).

#### 1.7.1 Función de distribución de probabilidad F(m)

$$F(m) = \int_{Mmin}^m f(m) \, dm = \int_{Mmin}^m \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)})} \cdot e^{-\beta(m - Mmin)} \, dm = \int_{Mmin}^m f(m) \, dm = \int_{Mmin}^m f($$

$$= \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(M \max - M \min)})} \int_{M \min}^{m} \cdot e^{-\beta(m - M \min)} dm = \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta(M \max - M \min)})} \cdot \frac{1}{-\beta} (e^{-\beta(m - M \min)} - 1)$$

$$F(m) = \frac{(1 - e^{-\beta(m - M \min)})}{(1 - e^{-\beta(M \max - M \min)})}$$
(1.25)

#### 1.7.2 Tasa acumulada de sismos $\dot{N}(m)$

La tasa acumulada  $\dot{N}(m)$  se calcula a continuación de la misma manera que la realizada en el apartado anterior.

$$\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * [1 - F(m)] \dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * \left[ 1 - \frac{\left(1 - e^{-\beta(m - Mmin)}\right)}{\left(1 - e^{-\beta(Mmax - Mmin)}\right)} \right]$$

Al sustituir en el numerador y denominador  $1 = e^{-\beta \, Mmin} \, e^{\beta \, Mmin}$ , se tiene:

$$\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * \left[ 1 - \frac{\left( 1 - e^{-\beta(m-M\min)} \right)}{\left( 1 - e^{-\beta(M\max-M\min)} \right)} \right] = \dot{N}_{M_{min}} * \left[ 1 - \frac{\left( e^{-\beta(M\min)} - e^{-\beta(m)} \right)}{\left( e^{-\beta(M\min)} - e^{-\beta(M\max)} \right)} \right] \\
= \dot{N}_{M_{min}} * \left[ \frac{e^{-\beta(M\min)} - e^{-\beta(M\max)} - e^{-\beta(M\min)} + e^{-\beta(m)}}{\left( e^{-\beta(M\min)} - e^{-\beta(M\max)} \right)} \right] = \dot{N}_{M_{min}} * \left[ \frac{e^{-\beta(m)} - e^{-\beta(M\max)}}{\left( e^{-\beta(M\min)} - e^{-\beta(M\max)} \right)} \right] \\
\dot{N}(m) = \dot{N}_{M_{min}} * \left[ \frac{e^{-\beta(m)} - e^{-\beta(M\max)}}{\left( e^{-\beta(M\min)} - e^{-\beta(M\max)} \right)} \right] \tag{1.26}$$

#### 1.7.3 Tasa simple de sismos $\dot{n}(m)$

Del mismo modo, se obtiene la expresión de la tasa simple:

$$\dot{\mathbf{n}}(\mathbf{m}) = -\frac{\mathrm{d}\dot{\mathbf{N}}(\mathbf{m})}{\mathrm{d}\mathbf{m}} = -\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}\mathbf{m}} \left( \dot{N}_{M_{min}} * \left[ \frac{\mathrm{e}^{-\beta(\mathbf{m})} - \mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmax})}}{(\mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmin})} - \mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmax})})} \right] \right) = \dot{N}_{M_{min}} \cdot \beta \cdot \left[ \frac{\mathrm{e}^{-\beta(\mathbf{m})}}{(\mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmin})} - \mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmax})})} \right]$$

$$\dot{\mathbf{n}}(\mathbf{m}) = \dot{N}_{M_{min}} \cdot \beta \cdot \left[ \frac{\mathrm{e}^{-\beta(\mathbf{m})}}{(\mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmin})} - \mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmax})})} \right] \tag{1.27}$$

# 1.8 PARÁMETROS DE GR-MODIFICADA A PARTIR DE LA $(\dot{M}_o)$

La tasa de momento sísmico que se está acumulando en la falla  $\dot{M}_o$ , será liberada por medio de sismos de diferente magnitud (suponiendo un modelo de recurrencia tipo GR). Estas magnitudes variarán desde una magnitud Mmin, próxima a 0, y la magnitud Mmax, que vendrá definida por el tamaño del plano de falla algunas de las relaciones empíricas propuestas por Leonard, 2010, Wells and Coppersmith 1994; Stirling et al. 2002, 2008, entre otras.

Para poder relacionar esta tasa de momento acumulada con la tasa de momento que se libera (según el modelo de recurrencia), puede aplicarse la ecuación propuesta por Anderson (1979). Donde se estable una relación directa entre dichas variables.

$$\dot{M}_{o} = \int_{M_{min}}^{M_{max}} \dot{n}(m) M_{o}(m) dm$$
 (1.28)

Donde la tasa de momento sísmico que se está acumulando en la falla, será igual a la tasa (simple) de sismos que se producen al año de magnitudes entre (Mmin, Mmax)  $\dot{n}(m)$  por el momento sísmico que se libera en cada uno de esos sismos  $M_o(m)$ .

Si se considera el modelo de GR-modificado, a la ecuación (1.28) se le incorpora la expresión de la tasa simple de sismos según dicho modelo (ecuación 1.27):

$$\dot{M}_{o} = \int_{M_{min}}^{M_{max}} \dot{N}_{M_{min}} \cdot \beta \cdot \left[ \frac{e^{-\beta(m)}}{\left( e^{-\beta(M_{min})} - e^{-\beta(M_{max})} \right)} \right] M_{o}(m) dm$$
 (1.29)

El momento sísmico que se libera en sismos de diferente magnitud, se obtiene por medio de la expresión propuesta por Hanks y Kanamori (1979). (Considerando que la magnitud está en escala Magnitud momento).

$$M_o(m) = e^{(\bar{c} + \bar{d}m)}$$
 (1.30)

Donde  $\bar{c} = 16.05 \ln(10)$ ;  $\bar{d} = 1.5 \ln(10)$ 

Luego, al incorporar la expresión (1.30) a la ecuación (1.29), se obtiene que:

$$\dot{M}_{o} = \int\limits_{M_{min}}^{M_{max}} \dot{N}_{M_{min}} \cdot \beta \cdot \left[ \frac{\mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{m})}}{\left( \mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmin})} - \mathrm{e}^{-\beta(\mathrm{Mmax})} \right)} \right] e^{(\bar{c} + \bar{d}m)} dm$$

Desarrollando esta expresión:

$$\dot{M}_{o} = \dot{N}_{M_{min}} \beta \frac{e^{\bar{c}}}{\left(e^{-\beta(M_{min})} - e^{-\beta(M_{max})}\right)} \int_{M_{min}}^{M_{max}} e^{(\bar{d}-\beta)m} dm$$

$$\dot{M}_o = \frac{\dot{N}_{M_{min}} \beta}{\left(\bar{d} - \beta\right) \left(e^{-\beta M_{min} - e^{-\beta M_{max}}}\right)} \left[e^{-\beta M_{max}} M_o(M_{max}) - e^{-\beta M_{min}} M_o(M_{min})\right]$$

Al despejar  $\dot{N}_{M_{min}}$  se encuentra.

$$\dot{N}_{M_{min}} = \frac{\dot{M}_0 \left(\bar{d} - \beta\right) \left(e^{-\beta M_{min}} - e^{-\beta M_{max}}\right)}{\beta \left[e^{-\beta M_{max}} M_0(M_{max}) - e^{-\beta M_{min}} M_0(M_{min})\right]}$$
(1.31)

Esta última relación expresa la tasa acumulada de terremotos que ocurre en una fuente entre las magnitudes Mmin y Mmax, de acuerdo con la tasa de momento sísmico que se acumula en la falla, un valor de β y el modelo de recurrencia GR-modificado.

#### 1.9 PERÍODOS DE RECURRENCIA CON MODELO GR

Suponiendo un valor de b entre 0.8 - 1.0, una tasa de deslizamiento entre 3.0 y 4.0 mm/año (Alvarado et al 2014) y que la falla puede romper en sismos que van desde una Mmin=4.0 (lo que implica asumir que la energía liberada en la falla por terremotos de menor magnitud es ínfima en relación a la energía liberada por los terremotos de magnitud  $m \ge 4.0$ ) y una Mmax = Magnitud (RA) de la tabla 1.1. Las tasas de sismos y los periodos de recurrencia asociadas a diferentes rangos de magnitudes quedarían como se muestra en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 Período de Recurrencia, hallados con modelo de Gutenberg y Richter Modificado.

Rango de	Periodo de recurrencia (años)				
magnitudes	PUESGASÍ	ILB	CEI	BC	Tangahuilla
[5,0 - 5,5)	20 - 35	18 - 30	27 - 39	18 - 31	23 - 34
[5,5-6.0)	62 - 87	56 - 75	85 - 130	58 - 78	65 - 97
[6,0 <	164 - 262	179 - 279		169 - 279	579 - 1016
Mmax	1224 - 2190	610 - 981	549 - 952	908 - 1630	579 - 1016
	(Mw6,4)	(Mw6,2)	(Mw5,9)	(Mw6,3)	(Mw6,0)

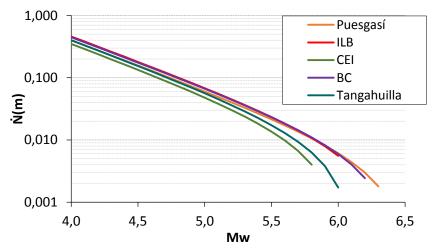


Figura 1.10 Tasa acumulada de sismos para los segmentos de las fallas ciegas de Quito (gráfica desarrollada con una b=0.9 y tasa de deslizamiento de 3.5 mm/años)

En la Figura 1.10 se presenta la tasa acumulada  $\dot{N}(m)$  en función de la magnitud. La inversa de la tasa acumulada reporta el período de recurrencia, de ahí la importancia de esta gráfica que permite encontrar el período de recurrencia para las rupturas de diferente tamaño que puedan producirse en los diferentes segmentos de las fallas ciegas inversas de Quito.

Los períodos de recurrencia encontrados con el modelo de Gutenberg y Richter modificado son mayores a los hallados con el modelo de Terremoto Característico y esto se debe a que el modelo considera la liberación de energía que se produce con sismos de menor magnitud.

Para finalizar se debe indicar dos cosas, la primera que las normativas sísmicas hablan de períodos de retorno, que es una definición más estadística diferente al período de recurrencia; y la segunda que en Quito han pasado más de 400 años sin que haya ocurrido otro sismo como el de 1587 que tuvo una magnitud de 6.4 y está asociado a las fallas ciegas, de tal forma que el período de recurrencia que se halla con el modelo de Gutemberg y Richter es más confiable que el modelo del Terremoto Característico.

# 2. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE QUITO

# R. Aguiar D. Quizanga

La Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2014, NEC-14 considera 6 tipos de suelo, desde la **A**, que corresponde a una roca competente, hasta la **F** que es un suelo muy malo y se requiere hacer un estudio geotécnico en el sitio. En esta escala hablar que la mayor parte de los suelos de Quito son tipo **D**, que está en el cuarto lugar puede conducir a pensar que los suelos de la Capital del Ecuador tienen baja resistencia o simplemente son malos.

Para demostrar que no es así, se seleccionó dos suelos en los cuales existe afloramiento rocoso, es más uno de ellos es una mina de piedra, se hicieron estudios de sísmica de refracción en estos sitios, se obtuvo la velocidad de la onda de corte y la clasificación correspondiente de acuerdo al NEC-14 y se encontró que son suelos tipo **C.** Es verdad que las rocas encontradas en estos sitios son de origen volcánico y teóricamente tienen poca resistencia pero no es así.

En los estudios realizados en Quito no se ha encontrado sitios en los cuales se tenga un suelo tipo **B**, la mayor parte son tipo **C** y **D** pero en base a las investigaciones realizadas se sabe que son suelos muy resistentes. Era necesario hacer esta aclaración para presentar el contenido de este capítulo, que inicia con las investigaciones realizadas en la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE (2014) sobre estudios de sísmica de refracción en dos sitios que presentan afloramiento rocoso. Posteriormente se presentan los trabajos realizados por la Politécnica Nacional en 1994 y 2002, el primero de ellos clasifica los suelos de Quito desde el punto de vista geológico y el segundo lo hace en base a la clasificación de suelos del Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000.

Con el propósito de tener una clasificación de los suelos de Quito de acuerdo a los tipos de suelo que considera el NEC-14, se presentan los estudios realizados en el 2010-2011, para: el Metro de Quito; la microzonificación sísmica de Quito y para el reforzamiento de Centros de Educación Municipales. Con toda esta información en

que se tiene velocidades de la onda de corte en los primeros 30 metros se actualiza la clasificación de suelo de la Politécnica Nacional de 2002.

#### 2.1 INTRODUCCIÓN

Existen en Quito algunos barrios construidos sobre las fallas ciegas, uno de ellos es el mostrado en la figura 2.1, que corresponde al sector El Trébol, donde se aprecia un muro de hormigón anclado y a más de ello su construcción fue realizada mediante terrazas, de esta manera se protege a las viviendas que se encuentran en la parte superior. Este tipo de solución ingenieril va a ayudar a que las estructuras que soportan tengan un buen comportamiento ante un sismo asociado a la falla de Puengasí, que es donde se encuentran.



Figura 2.1 Continuación de la Loma de Puengasí en el sector de el Trébol.

En el apartado anterior, se indicó que la falla de Puengasí que se inicia en el sur de la ciudad es atravesada por el río Machangara en el sector de El Trébol. Consecuentemente la fotografía de la figura 2.1 es parte de la falla de Puengasí. Al lado derecho e izquierdo de la fotografía se observa que el talud de la loma es natural, es decir que los propietarios de las casas no tuvieron la misma suerte con respecto a los que tienen sus vivienda protegidas por un muro anclado de hormigón armado.

A la derecha de la fotografía se aprecia que protegieron la erosión del suelo con una capa delgada de hormigón lanzado, esta cumple con su objetivo que es mantener a la "cangahua" seca y en estas condiciones, este material, tiene una gran capacidad a compresión y al corte; es preferible tomar este tipo de precauciones antes de no hacer nada.

Con relación a la figura 2.1, se debe indicar que por ese sitio pasa la vía Oriental y tanto para el sur como para el norte las lomas que la rodean tienen una pendiente muy pronunciada por la existencia del río Machangara, son las lomas las que se están elevando por la falla inversa de Puengasí y en un sismo la componente vertical será muy alta como sucedió en Nueva Zelanda en el sismo de 2011. Por lo tanto, en este

sector de El Trébol se deben tomar las precauciones del caso para que al menos en caso de un sismo el suelo no se encuentre saturado con agua y pueda comportarse mejor.

La respuesta sísmica de una estructura es función del tipo de suelo en la cual se encuentra; si es un suelo blando habrá amplificación de las ondas sísmicas y si es un suelo rocoso no lo habrá. La velocidad de la onda de corte, es uno de los parámetros que más se utiliza para clasificar a un suelo, por este motivo a continuación se habla sobre este parámetro. (Aguiar, 2012; Barbat *et al.* 2005)

#### 2.2 VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE

El ensayo que más se utiliza para determinar la velocidad de la onda de corte  $V_s$  es el de sísmica de refracción que consiste en colocar una línea sísmica con sensores (medidores del movimiento del suelo) y provocar una explosión la misma que es medida en los sensores que están uniformemente espaciados.

Mientras más larga es la línea sísmica se alcanzaran mayores profundidades del estrato de suelo. A la izquierda de la figura 2.2, se observa la línea sísmica colocada en el Centro Educativo Sucre y a la derecha se observa la perforación que se realizó (1.50 m., de profundidad) donde se colocó un taco de dinamita para generar el movimiento del suelo y tener los sismógrafos en cada sensor.

A partir de los sismogramas se obtiene la velocidad de las ondas primarias, las que primero llegan  $V_p$  y después se determina la velocidad de la onda de corte  $V_s$  utilizando alguna de las relaciones que existen para el efecto. Lo mejor es que quien realiza el ensayo de sísmica de refracción determine  $V_s$ . Una relación muy utilizada para determinar  $V_s$  a partir de  $V_p$  es la siguiente:

$$V_s = \frac{V_p}{1.7}$$





Figura 2.2 Ensayo de sísmica de refracción para hallar la velocidad de la onda p

Tabla 2.1 Clasificación de suelos de NEC-14

Tabla 2.1 Clasificación de suelos de NEC-14									
Perfil de	Descripción	Definición							
Suelo									
$\boldsymbol{A}$	Perfil de roca competente	$V_S \ge 1500  m/s$							
В	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_S \ge 760 \text{ m/s}$							
	Perfiles de suelos muy densos o	$760 \text{ m/s} > V_S \ge 360 \text{ m/s}$							
	rocas blandas que cumplen con el	, and the second							
	criterio de velocidad de la onda de								
$\boldsymbol{C}$	corte, o								
	Perfiles de suelo muy densos o	$N \ge 50$							
	roca blanda, que cumplen con	$S_U \ge 1 \text{ kg/cm}^2$							
	cualquiera de los dos criterios.								
	Perfiles de suelo rígidos, que	$360 \text{ m/s} > V_S \ge 180 \text{ m/s}$							
<b>D</b>	cumplen con el criterio de $V_S$ , o	J							
D	Perfiles de suelo que cumplen con	$50 > N \ge 15$							
	cualquiera de las dos condiciones.	$1 \text{ kg/cm}^2 > S_U \ge 0.5 \text{ kg/cm}^2$							
$\boldsymbol{E}$	Perfil de suelo que cumple con	$V_{\rm S} < 180  {\rm m/s}$							
	criterio de velocidad de la onda de								
	corte, o								
	Perfil que contiene un espesor	IP > 20							
	total H mayor de 3 m., de arcillas	w ≥ 40 %							
	blandas	$S_U < 0.5 \text{ kg/cm}^2$							
F	Suelos que requieren una evaluación								
$V_{\rm S}$ es la ve	locidad de la onda de corte en los prir								
	del ensayo de penetración estándar								
	es el índice de plasticidad; w es el cor								
,		colapso, causados por la excitación							
	-	icuables, arcillas sensitivas, suelos							
	dispersos o débilmente cementa	ados, etc.							
		y orgánicas ( $H > 3 \text{ m.}$ , para turbas o							
	arcillas orgánicas y muy orgáni								
		dad (H > 7.5 m., con índices de							
$\boldsymbol{F}$	plasticidad IP > 75).								
	•	illas de rigidez mediana a blanda (H							
	> 30  m.).	8							
		edancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los							
	primeros 30 metros.								
	<b>F6</b> Rellenos colocados sin control	ingenieril.							
		<u> </u>							

$$\alpha = \frac{\rho_s \ V_s}{\rho_o \ V_o}$$

 $\rho_s$  es la densidad promedio;  $V_s$  es la velocidad de la onda de corte;  $\rho_o$  es la densidad del estrato con impedancia;  $V_o$  es la velocidad de la onda de corte del estrato crítico.

En la tabla 2.1, se presenta la clasificación de los suelos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-14 y ahí se aprecia que la clasificación se hace con tres parámetros que son la velocidad de la onda de corte en los 30 primeros metros que se ha denominado  $V_s$ ; estrictamente debió llamarse  $V_{s30}$  para resaltar que es en los 30 primeros metros. Otro parámetro es el número de golpes del ensayo SPT, denominado N; otro la velocidad media al corte  $S_U$ ; otro es el contenido de agua en porcentaje W; y el último es el índice de plasticidad IP. De todos ellos el más utilizado es  $V_s$ .

Ahora bien para que el perfil de suelo sea tipo  $\bf A$ , la velocidad de la onda de corte tiene que ser mayor a 1500 m/s. Para que sea tipo  $\bf B$  el valor de  $V_s$  debe estar entre 760 m/s y 1500 m/s. En este caso se hablaría de una roca de rigidez media.

De los estudios de suelos que se han realizado en Quito, para diferentes Proyectos o estudios de investigación se ha hallado que no existen suelos tipo **A** o **B**. La mayor parte de suelos son tipo **D** y en algunos sitios existen tipo **C**. Con este antecedente se seleccionaron dos sitios donde se ve un afloramiento rocoso y se procedió a encontrar la velocidad de la onda de corte en ese sitio para ver si clasifica como suelo tipo **B** porque **A** definitivamente no existe en Quito.

En la figura 2.3, se presenta el primer sitio de estudio que está ubicado en la Avenida Simón Bolívar, pero forma parte del Parque Metropolitano que dicho sea de paso está sobre la falla Ilumbisí-La Bota. Se aprecia la roca en una altura de 15 m., aproximadamente pero encima se tiene otro que no es rocoso.

En la parte superior de la figura 2.4, se presenta en la parte superior, las velocidades de la onda  $V_p$  y en la parte inferior la velocidad de la onda de corte  $V_s$ .

La velocidad de la onda de corte en los 30 primeros metros se halla con la siguiente ecuación.

$$\sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}} = \frac{H_T}{V_{s30}} \tag{2.2}$$

Donde n es el número de estratos que existen en los 30 primeros metros;  $H_i$  es la altura de uno de los estratos con velocidad  $V_{si}$ ;  $H_T$  es la altura total de los estratos de suelo en que se tiene velocidad de la onda de corte y  $V_{s30}$  es la velocidad de la onda de corte en los 30 primeros metros.

El cálculo de  $V_{s30}$  con la ecuación (2.2) corresponde a una media armónica ponderada. La ponderación viene dada por la altura de los estratos de suelo.



Figura 2.3 Afloramiento rocoso en la Av. Simón Bolívar a la altura del Parque Metropolitano.

Las velocidades de la onda de corte y altura de los estratos de suelo, hallados en el estudio de sísmica de refracción efectuado en el Parque Metropolitano, figura 2.3, son los indicados en la tabla 2.2. Se determina la velocidad de la onda de corte  $V_{s30}$  y clasificar el suelo de acuerdo al NEC-14. (Castillo, 2014)

Tabla 2.2 Velocidades de la onda de corte obtenidas de figura 2.4

Altura del estrato de suelo	Velocidad de la onda de corte
$H_1 = 2.58 m$	$V_{s1} = 132  m/s$
$H_2 = 10.57 m$	$V_{s2} = 517 \ m/s$
$H_3 = 16.85 m$	$V_{s3} = 692  m/s$

$$\frac{H_1}{V_{s1}} + \frac{H_2}{V_{s2}} + \frac{H_3}{V_{s3}} = \frac{H_T}{V_{s30}}$$

$$\frac{2.58}{132} + \frac{10.57}{517} + \frac{16.85}{692} = \frac{30}{V_{s30}}$$

$$V_{s30} = 466.273 \frac{m}{s}$$

Con el valor de  $V_{s30}$  hallado se determina que es un suelo tipo C, de acuerdo al NEC-14.

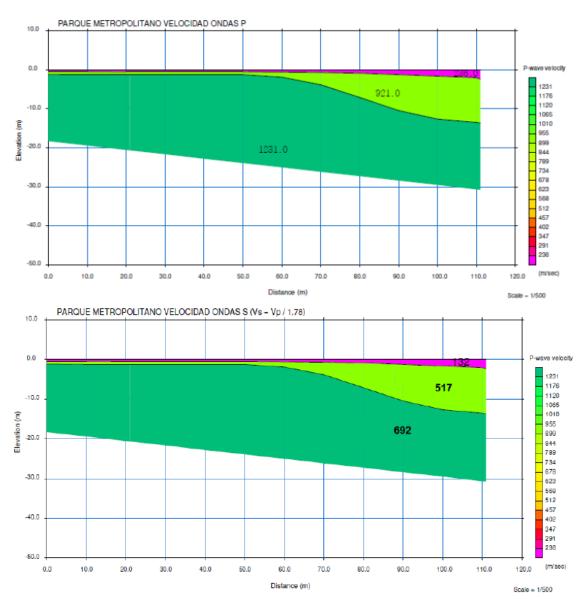


Figura 2.4 Velocidad de la onda p en la parte superior y de la onda de corte  $V_s$  en la parte inferior. (Fuente David Castillo, 2014)

Se obtuvo también la velocidad de la onda de corte en la vía E-35, en el lugar que aparece en la figura 2.5, que corresponde a una mina de piedra de 15 Ha. Se aprecia que el sitio es bastante rocoso y los resultados de la sísmica de refracción se presentan en la figura 2.6. Con estos valores de  $V_s$  se halló al aplicar la ecuación (2.2) que el valor de  $V_{30} = 640.23 \ m/s$ . Por lo tanto corresponde a un perfil de suelo tipo C.

En este caso la roca llega prácticamente hasta la superficie. Al observar la figura 2.5 se podría haber pensado que se trata de un perfil de suelo **B**. Pero no, resultó ser un perfil de suelo **C**.



Figura 2.5 Sitio rocoso ubicado en la Av. Troncal Sierra, E-35 (Castillo, 2014)

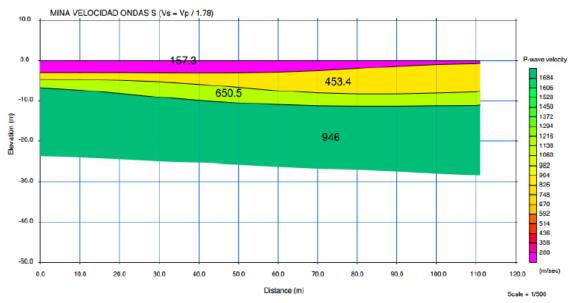


Figura 2.6 Velocidad de la onda de corte en mina de piedra. (Castillo, 2014)

Ahora se tendrá una idea bien clara de los suelos tipo **C**, se aprecia que no es un mal suelo de construcción pero lo que sucede es que las rocas son de origen volcánico que puede ser catalogada como roca blanda.

Era muy importante presentar estos dos sitios y encontrar la velocidad de la onda de corte  $V_{s30}$  para que el lector aprecie las características de un suelo tipo  $\mathbb{C}$ .

# 2.3 ESTRATIGRAFÍA

Al estar Quito rodeada de volcanes, es lógico pensar que los suelos de la cuenca de la ciudad tienen ese origen el mismo que se inició en el Pleistoceno medio (El Pleistoceno es una época que empieza hace 2.5 Ma) y un modelo generalizado del tipo de suelo, es el presentado en la figura 2.7 donde se distinguen dos formaciones denominadas Fm. Machangara y Fm. Cangahua. (Villagómez, 2003; Peñafiel, 2009)

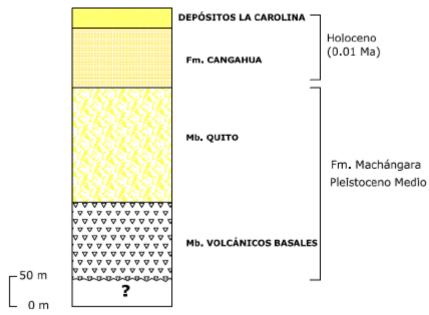


Figura 2.7 Modelo de una columna generalizada de suelo de Quito. (Peñafiel, 2009)

Se destaca que la Formación Cangahua de origen volcánico, está compuesta por cenizas volcánicas, tobas y suelos que empezaron a depositarse hace 10000 años antes de Cristo. En la parte inferior de la figura 2.7, se tiene una dimensión de 50 m., donde los autores tienen una interrogante, sobre el origen de ese material. Pero en base a esa dimensión se puede indicar que la columna de suelo presentada en la figura 2.7, tiene unos 500 m. Ahora bien en los estudios de suelos que se han hecho en Quito y se presentarán en los siguientes capítulos de este libro no se sabe exactamente, a que profundidad se tiene velocidades de la onda de corte,  $V_s = 1500 \, m/s$ , que corresponde a una roca competente. Los estudios que han realizado, especialmente para el Metro de Quito llegan hasta 60 m., de profundidad, un poco más en unos casos y un poco menos en otros pero los valores de  $V_s$  llegan por lo general a 600 m/s o menos. De tal manera y observando la figura 2.7, se puede decir que la roca competente no se encuentra en el Depósito la Carolina y lo más probable es que se halle en la Formación Cangahua.

# 2.4 CLASIFICACIÓN DE SUELOS EPN 1994

En 1992 se inició el Proyecto denominado: "Manejo del Riesgo Sísmico para Quito-Ecuador" el mismo que concluyó en 1994. Se realizó un estudio sismológico, geológico y de mecánica de suelos; pero a más de ello se hizo un acopio de varias tesis de grado realizadas en la Politécnica Nacional en las que se habían estudiado los suelos de Quito (Lecaro *et al.* 1987). El aspecto más relevante fue la obtención de 20 zonas de acuerdo al tipo de suelo, las mismas que se indican en la figura 2.8. EPN (1994). Para tener puntos de referencia se ha identificado el Panecillo; los parques: El Ejido y la Carolina; y el antiguo aeropuerto de Quito.

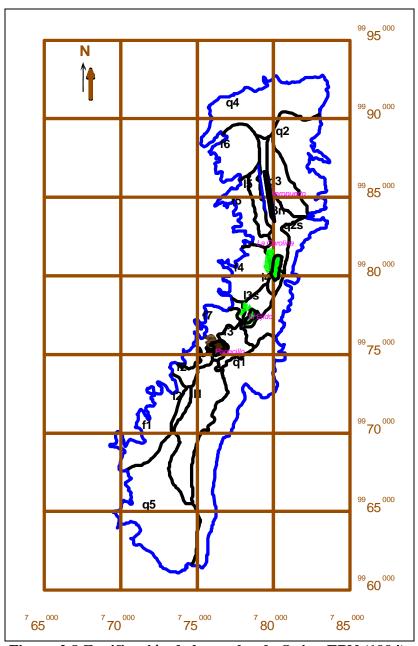


Figura 2.8 Zonificación de los suelos de Quito. EPN (1994).

En la figura 2.8 se aprecian tres depósitos de suelos y son: i) Los Flancos orientales del Pichincha (**F**); depósitos lacustres en la depresión central de la ciudad (**L**) y ceniza volcánica con formaciones de cangahua (**Q**) al lado este de Quito. Se tienen 7 zonas de tipo **F**, 6 zonas de tipo **L** y 6 zonas de tipo **Q** y la zona donde se encuentra el Panecillo que es de origen volcánico. El Ejido que se halla en la zona L3S; La Carolina que se encuentra en las zonas L4 y L3N. El antiguo Aeropuerto de Quito que se encuentra en la zona L3N.

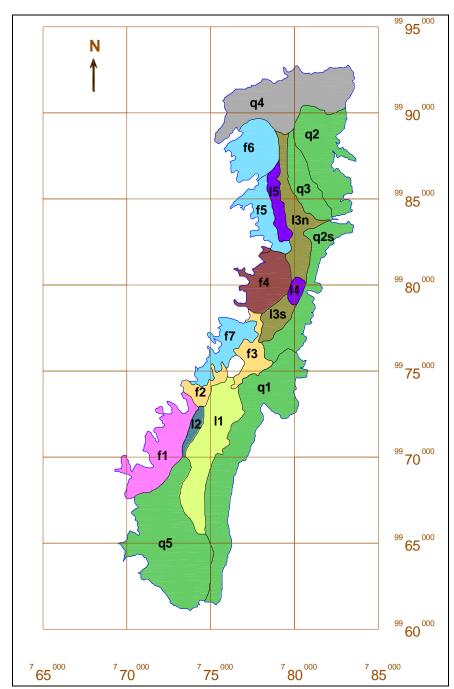


Figura 2.9 Zonas de suelo similares. EPN (1994).

Las zonas tipo F están formada por depósitos de cangahua, ceniza volcánica y pueden haber depósitos aluviales en los extremos. La mayor concentración de la población se tiene en la zona L que está cubierta por ceniza volcánica y suelos lacustres asentados sobre depósitos de la formación Cangahua. Las zonas tipo Q están formadas por depósitos de Cangahua y ceniza volcánica, en esta zona se hallan las lomas de Ilumbisí, Puengasí, Guanguiltahua y San Isidro.

En la figura 2.9 se presentan las zonas de suelo con colores, de acuerdo a la similitud de suelos que tienen. Es así como las características de suelos de las zonas: **q1, q2, q3 y q5** son muy similares. En la zona **q**4 es una cangahua recubierta con arena volcánica de poca resistencia. EPN (1994)

Con relación a los suelos lacustres se debe mencionar que las zonas *l4*, *l5* presentan características similares; la zona *l4* corresponde al sector del Parque la Carolina, donde el nivel freático es alto y los primeros estratos de suelo son de gran espesor y de poca resistencia; algunos especialistas de suelos manifiestan que en la Carolina existía un gran lago, otros descartan esta hipótesis en función del suelo encontrado en la zona. Muy cerca al parque de la Carolina se encuentra el Colegio Benalcazar (que al 2015, sigue en dicho lugar) y los resultados de los estudios de suelos que se hicieron en la cancha de futbol demostraron que es un suelo muy resistente, como se verá más adelante en este libro.

Se destaca que la zona 15 está cubierta por material aluvional de la zona f5.

Con respecto a los flancos del Pichincha, la EPN *et al.* (1994) observó que las zonas **f2, f3**, presentan características similares y que las zonas **f5, f6** y **f7** pueden ser compatibles. Por este motivo se han diferenciado estos dos grupos de los demás en la figura 2.9

En la tabla 2.3, se presentan las velocidades de la onda de corte obtenidas a diferentes profundidades, con la base de datos de EPN (2014). Lo que más llama la atención es que 6 zonas se obtuvieron muestras de suelo hasta 25 m., de profundidad y en 2 hasta 20 m., los restantes son a menores profundidades, esta es una debilidad del estudio y fue la causa principal para hacer nuevos estudios en 2002 y 2012, fundamentalmente. Debido a que no se conoce el valor de  $V_{s30}$  con el cual se clasifica el suelo.

En base a los suelo tipo de cada una de las zonas, se encontró las funciones de transferencia considerando como excitación sismos locales los mismos que fueron normalizados a 0.4~g, 0.3~g, 0.2~g, 0.1~g Siendo g la aceleración de la gravedad y se asumieron valores del módulo de corte G y factor de amortiguamiento  $\xi$ , de acuerdo al tipo de material.

Las funciones de transferencia fueron halladas utilizando el programa Shake91 (Schnabel *et al.* 1992) y con esto se encontró el período de vibración de los suelos, los mismos que se indican en la tabla 2.4. Se destaca que la zona Q1 corresponde a la loma de Puengasí y ahí se tiene uno de los períodos más altos 0.299 s., que demuestran que

esa zona tiene un suelo flexible, con lo que se incrementa la peligrosidad sísmica de las estructuras situadas en la Tola Baja, Dorado, (figura 2.1)

Tabla 2.3 Velocidad de la Onda de Corte a distintas Profundidades.

Zona	Vs5	Vs10	Vs15	VS20	Vs25
	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
F1	302.00	303.11	337.75		
F2	243.00	251.16	279.31	304.23	323.35
F3	194.00	219.65	241.18	264.81	
F4	280.47	329.73			
F5	302.95	345.43			
F6	294.43	318.98	334.54		
F7	295.54				
L1	216.00	255.61	257.75	284.98	310.19
L2	266.19	280.80	292.38	325.27	348.82
L3	216.48	246.13	267.36	288.84	308.51
L4	226.00	261.60	298.02		
L5	230.02	271.00			
Q1	240.00	284.75	302.23	317.17	334.98
Q2n	344.99	344.73			
Q2s	344.99	344.73	366.38	378.26	
Q3	221.22	266.24	303.07		
Q4	313.24				
Q5	302.00	332.96	327.99	329.64	346.04

Tabla 2.4 Períodos de vibración en cada zona de suelo.

Zona	F1	F2	F3	F4	<b>F</b> 5	<b>F6</b>	<b>F7</b>	L1	L2
T	0.178	0.309	0.302	0.121	0.116	0.179	0.068	0.322	0.287
Zona	L3	L4	L5	Q1	Q2n	Q2s	Q3	Q4	Q5
Т			0.148	0.299	0.116	0.211	0.198	0.064	0.289

# 2.5 CLASIFICACIÓN DE SUELOS EPN (2002)

En el trabajo realizado por Valverde *et al.* (2002) se amplía notablemente el área de estudio, con respecto al realizado en 1994, como se aprecia en la figura 2.10, y se basa en el trabajo realizado por la EPN (1994) más estudios complementarios en otros sitios de Quito y la obtención de espectros de respuesta elástica.

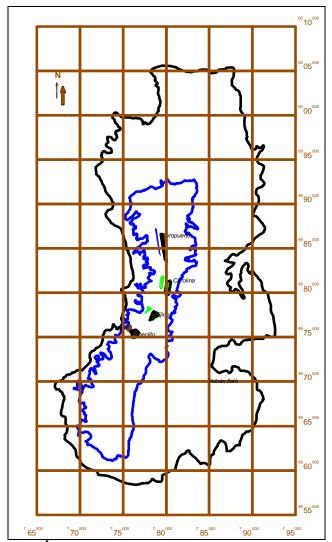


Figura 2.10 Áreas de estudio de los trabajos realizados por la EPN en 1994 y 2002.

La clasificación de los suelos de Quito, ser realizó de acuerdo a los perfiles de suelo del CEC-2000 (Código Ecuatoriano de la Construcción del 2000) que estaba vigente en la época. Para entender los resultados es necesario describir la clasificación de suelos del CEC-2000.

- Perfil de suelo S1 son suelos cuya velocidad de la onda de corte,  $V_s$  es mayor a 750 m/s, con período de vibración menor a 0.2 s. Entre ellos se incluyen:
  - □ Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa = 5 Kg/cm².
  - ☐ Gravas arenosas, limosas o arcillas densas o secas.
  - Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 KPa, con espesores menores a 20 m., y que se encuentran sobre roca u otro material cuyo  $V_s$  es mayor a 750 m/s.

- □ Arenas densas con número de golpes del SPT: N>50 con espesores menores a 20 m., y que se encuentren sobre roca u otro material cuyo  $V_s$  es mayor a 750 m/s.
- □ Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: N>50.
- Perfil de suelo S2 son suelos con características intermedias entre los suelos S1 y S3. Estos suelos corresponden a cangahuas de poco espesor no muy consolidados, depósitos lacustres y depósitos laharíticos sobreyacentes a potentes estratos de toba y cangahuas.
- **Perfil de suelo S3** son aquellos cuyo **período fundamental es mayor a 0.6 s**. En la tabla 2.5 se indican las características de los suelos blandos o estratos de gran espesor que son considerados S3.

Tabla 2.5 Características de los suelos tipo S3

Tabla 2.5 Caracteristicas de los suelos tipo 55.										
<b>Suelos Cohesivos</b>	$V_s$	Resistencia al corte	Espesor del							
	(m/s)	no drenada	Estrato							
	, , ,	$S_u$								
Blandos	< 200	< 25 KPa	> 20 m.							
Semiblandos	200 - 400	25 KPa – 50 KPa	> 25 m.							
Duros	400 - 750	50 KPa – 100 KPa	> 40 m.							
Muy duros	> 750	100 KPa – 200 KPa	> 60 m.							
Suelos	$V_s$	Valores N del SPT	Espesor del							
Granulares	(m/s)		Estrato							
Sueltos	< 200	4 – 10	> 40 m.							
Semidensos	200 - 750	10 – 30	> 45 m.							
Densos	> 750	> 30	> 100 m.							

- **Perfil de suelo S4** son suelos con condiciones especiales. En este grupo se incluyen los siguientes:
- > Suelos con alto potencial de licuación, susceptibles de colapso y sensitivos.
- > Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- Rellenos colocados sin control técnico.
- $\triangleright$  Arcillas y limos de alta plasticidad (IP > 75).
- Arcillas suaves y medio duras con espesores mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen a suelos particulares altamente compresibles, donde las **condiciones geológicas y/o topográficas son especialmente desfavorables** y que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

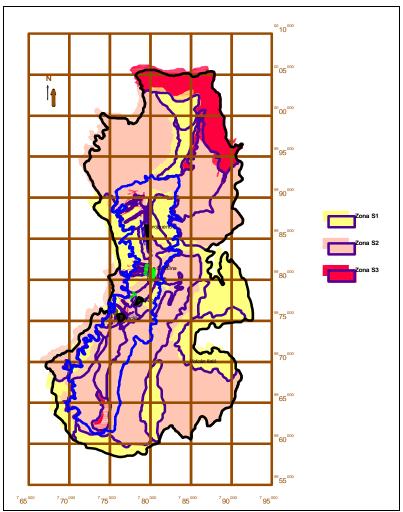


Figura 2.11 Clasificación de los suelos de Quito. Trabajo de Valverde *et al.* (2002).

En la figura 2.11 se presenta la zonificación de los suelos de Quito, encontrados por Valverde *et al.* (2002) de su observación se realizan los siguientes comentarios.

- Solo existen tres perfiles de suelo: S1, S2 y S3. No aparece en la figura 2.11, el perfil de suelo S4, esto tal vez se debe a que no consideraron la presencia de las quebradas de Quito, que en buen número son rellenos sin ninguna técnica de compactación. En consecuencia si existen suelo S4 que no constan en la figura 2.11.
- En el sector de Turubamba se han realizado planes habitacionales de uno y dos pisos que han presentado hundimientos de suelo, no en todo el plan pero si en algunas viviendas por lo que se considera muy adecuado que a esa zona se la considere como un perfil de suelo tipo S3 o S4.

De acuerdo a este estudio en Quito existe una gran cantidad de suelos S1 que equivaldría a suelos tipo B de la clasificación del NEC-11. En esto el autor de esta monografía no está de acuerdo.

Solamente para centrar más la atención en el área de estudio considerada por la EPN *et al.* (1994) se presenta en la figura 2.12 la zonificación de suelos encontrada por Valverde *et al.* (2002).

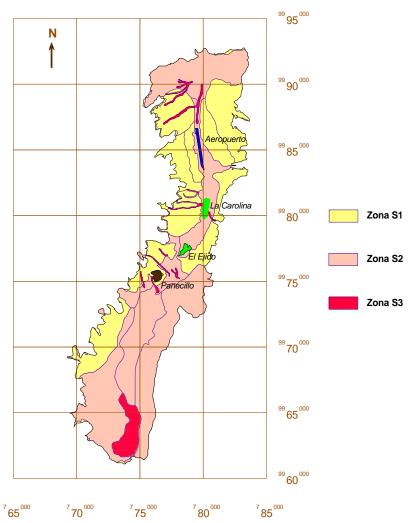


Figura 2.12 Clasificación de los suelos de Quito en área considerada en estudio de 1994.

En el apartado 2.2, se obtuvo la velocidad de la onda de corte en un sector del Parque Metropolitano, que se encuentra sobre la falla de Ilumbisí y se clasificó el suelo como tipo C de acuerdo al NEC-11; por lo tanto ese suelo equivale a una zona S2 del CEC-2000 y en la figura 2.12 aparece como suelo S1 (Parte superior derecha a la altura del parque La Carolina). Con esto de demuestra que no hay suelos S1 en Quito.

## 2.6 CANGAHUA DE SUELOS DE QUITO

La Cangahua es una ceniza volcánica que **con el paso del tiempo** (miles de años) **se ha nitrificado dando lugar a una roca blanda.** Es un suelo muy resistente apto para la construcción, en verano es muy difícil excavar en este tipo de suelo, en invierno es más fácil pero solamente donde la tierra está húmeda luego es muy duro la excavación. Existen siete tipos de Cangahuas entre las que se destacan las tipo: toba; brecha; superficial; flujo lajárico; arena media SM; limo de baja plasticidad LM. (Bonifaz 2002).

La Cangahua tiene una alta resistencia al corte la misma que varía entre 0.5 a 1 kg/cm<sup>2</sup>; el ángulo de fricción se encuentra entre 30° y 35°; el coeficiente de Poisson se encuentra entre 0.3 y 0.4; el Índice de plasticidad está entre 4 y 6; la velocidad de la onda de corte se encuentra entre 300 y 350 m/s. Dentro de las propiedades químicas se debe manifestar que la Cangahua son volcánicas con granos de silicato. Bonifaz (2002).

La buena resistencia al corte permite realizar taludes de hasta 80°. Pero es importante destacar que la Cangahua no son resistentes a la meteorización por agua y por viento ya que pierde su cementación y se disgrega con facilidad, por esta razón se deben proteger los cortes con hormigón lanzado, caso contrario se continuarán con los deslizamientos de masas que frecuentemente afectan a quienes viven en las colinas que rodean a Quito.

# 2.7 ESTUDIOS PARA EL METRO DE QUITO

En la figura 2.13 se presenta la ruta del Metro de Quito y en ella se indican los 20 sondeos realizados; también se indican las fallas geológicas ciegas que atraviesan la ciudad y las unidades geológicas. Ahora, en la figura 2.14 se presenta, una parte muy mínima de los resultados de los sondeos realizados para el Metro de Quito; en la parte superior se muestra la Velocidad de la onda de corte  $V_S$  y algo muy importante es destacar que en el Centro de Quito, en el sector de San Francisco, la roca  $(V_S > 1000 \, m/s)$ ) se encuentra alrededor de los 90 m., de profundidad, en este sector los estudios de suelos se profundizaron por el diseño de la línea de Metro.

En el sector de la Magdalena los sondeos llegan a 90 m., de profundidad y todavía no se aprecia la roca ( $(V_s > 1000 \, m/s)$ , de tal manera que no se puede decir a ciencia cierta a que profundidad se encuentra la roca en Quito. La roca competente ( $V_a > 1500 \, m/s$ ) probablemente se encuentre a más de 150 m., de profundidad.

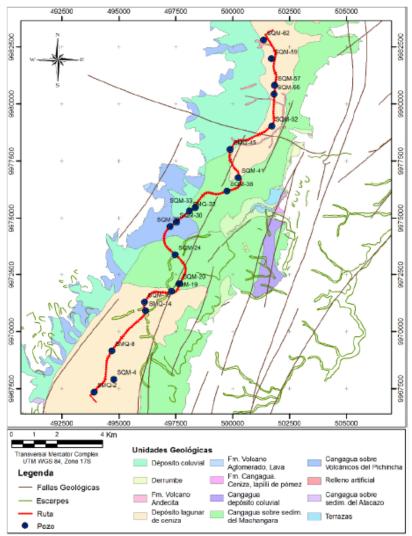


Figura 2.13 Ubicación de sondeos realizados para el Metro de Quito. Propuesta realizada en 2012.

En la parte central de la figura 2.14 se indican los períodos de vibración obtenidos, los mismos que varían desde 0.1 s., para el sector de San Francisco (suelo muy duro) hasta 0.5 s., para el sector de El Recreo. Para el Centro Norte de Quito los períodos de los suelos son más bajos que los encontrados para el Sur, lo que demuestra que se tiene un suelo más resistente en el Centro Norte.

Finalmente, en la parte inferior de la figura 2.14, se tiene la velocidad de la onda de corte en los primeros 30 metros, denominada  $V_{s30}$  que demuestra que la mayor parte de los suelos de Quito, son clase "D" de acuerdo a la clasificación del IBC (International Building Code 2003), con velocidades de la onda de corte comprendidas entre 180 y 340 m/s, que está demostrando que no es tan resistente el suelo de Quito pero tampoco es malo.

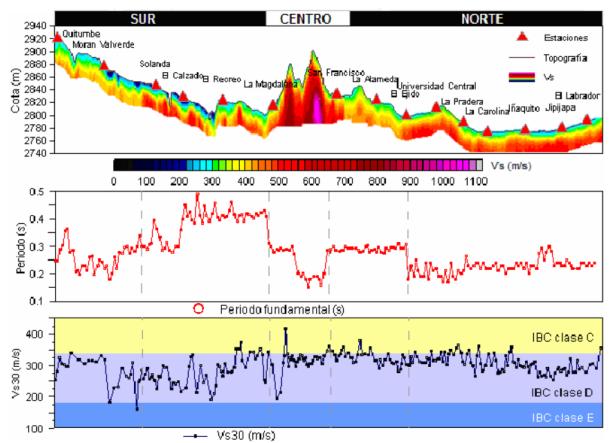


Figura 2.14 Velocidad de la onda de corte y períodos de vibración. (Metro de Quito, 2012)

## 2.8 ESTUDIOS REALIZADOS POR ERN 2012

En el 2011, un grupo de consultores de: Colombia (Omar Darío Cardona); México (Mario Ordaz); España (Alex Barbat); Ecuador (Roberto Aguiar) se asocian y pasan a formar parte de ERN (Evaluación del Riesgos Naturales) de Colombia, liderados por Luis Yamin; para la realización de la Microzonificación Sísmica de Quito. Lo primero que se realizó fue una recopilación de los estudios de la EPN de 1994 y 2002, que han sido presentados en este capítulo, por otra parte se consiguió una gran cantidad de información de estudios de suelos realizadas por calculistas estructurales para el diseño de edificios de altura y se contó con los estudios realizados para el Metro de Quito (2010-2011). Con toda esta información se analizó en que puntos de la ciudad se requiere realizar nuevos estudios de suelos y es así que se determinó los sitios indicados en la figura 2.15.

Los sitios seleccionados por ERN (2010-2011) cubren toda la ciudad de Quito desde Guamaní Alto (MSQ12) hasta Pomasqui (MSQ13) y los valles que están aledaños a la ciudad, de esta forma se amplió en primer lugar la cobertura del estudio y se enriquece la base de datos con puntos en los cuales no se tenía información (para profundidades

alrededor de los 30 m.) y son muy importantes para el desarrollo de la ciudad, como el punto (MSQ4) que se halla en el antiguo Quito Tenis; se destaca que en este sector de la ciudad existen estudios de suelo pero en su mayor parte son superficiales, no pasan de los 20 m. En la tabla 2.6 se describe la ubicación de los puntos de estudio considerados por ERN.

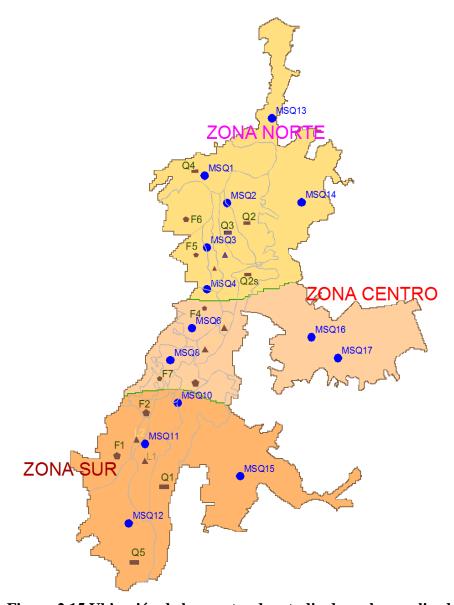


Figura 2.15 Ubicación de los puntos de estudio de suelos, realizados por ERN (2012)

En cada uno de estos sitios se realizó ensayos de: Penetración Estándar y Sísmica de Refracción (Down Hole, un pozo). Con las muestras obtenidas, a más de los ensayos rutinarios se realizaron ensayos de corte directo, triaxial cíclico y columna resonante de esta forma se tiene importante información para determinar los factores de amplificación dinámica de los suelos, para aportar con valores de velocidad de la onda

de corte, períodos de vibración de los suelos, etc. Información que es muy importante para el diseño sísmico de las estructuras.

Ubicación	Latitud	Longitud	Sector						
MSQ12	-0.324676	-78.543611	Guamaní Alto						
MSQ11	-0.273093	-78.537301	Solanda						
MSQ10	-0.246628	-78.514749	Chimbacalle						
MSQ8	-0.217224	-78.518599	Museo del Agua						
MSQ6	-0.197636	-78.506340	La Gasca						
MSQ4	-0.166118	-78.492093	Quito Tenis						
MSQ3	-0.141084	-78.500149	Andalucía						
MSQ2	-0.118750	-78.484027	Real Audiencia						
MSQ1	-0.098179	-78.494450	Condado						
MSQ13	-0.055167	-78.453239	Pomasqui						
MSQ14	-0.103289	-78.423594	Calderón						
MSQ15	-0.291681	-78.477861	Conocoto						
MSQ16	-0.201100	-78.429186	Cumbaya						
MSO17	-0.212283	-78.404519	Tumbaco						

Tabla 2.6 Ubicación de los puntos de estudio realizados por ERN

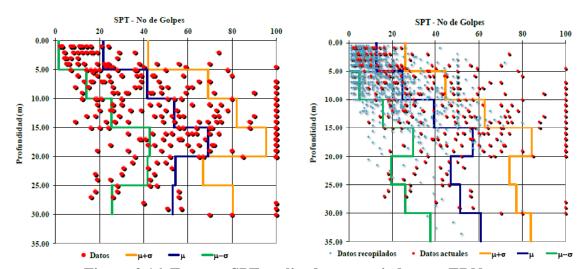


Figura 2.16 Ensayos SPT realizados y acopiados por ERN

A partir de un ensayo de penetración estándar se puede conocer en forma aproximada la resistencia del suelo; la velocidad de la onda de corte y la rigidez del suelo; por este motivo se presenta los resultados que se obtuvieron en el estudio realizado por ERN, a la izquierda de la figura 2.16 y a la derecha se indican los resultados con toda la base de datos que acopiaron.

Es importante notar que desde los 20 m., de profundidad hasta los 30 m., el número de golpes disminuye y luego vuelve a incrementarse. Esta observación se debe tener

presente para ver si se confirma o desvirtúa ya que estaría indicando que hay una capa de suelo de menor resistencia entre los 20 y 30 m.

En la figura 2.17 se presenta los resultados de las velocidades de la onda de corte encontrados por ERN (2012) en varios puntos de Quito (Ver figura 2.15). En forma general se puede decir que en los sondeos realizados a 50 m., de profundidad la velocidad de la onda de corte se halla entre 450 y 560 m/s<sup>2</sup>. En base a estos resultados se concluye que el basamento rocoso en los puntos estudiados se encontrará sobre los 100 m., de profundidad.

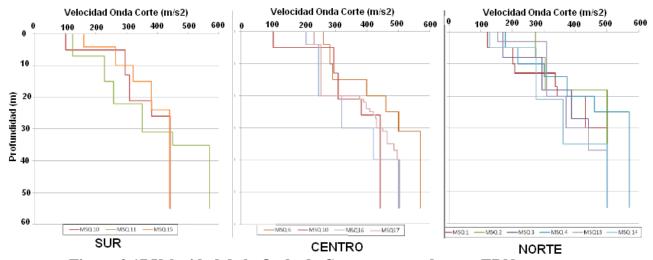


Figura 2.17 Velocidad de la Onda de Corte encontrados por ERN.

Los resultados presentados en la figura 2.17 confirman lo encontrado en los estudios para el Metro de Quito de que la mayor parte de los suelos son tipo "**D**", de acuerdo a la clasificación del NEC-11 (Ver figura 2.14).

# 2.9 TRABAJOS REALIZADOS POR ERN PARA DETERMINAR $V_{s30}$

El informe de los estudios realizados por ERN fue entregado en el 2012. En este apartado se indica el cálculo de  $V_{s30}$  en algunos sitios de Quito.

## • Condado. Identificación MSQ1

En la tabla 2.6 se indica la ubicación del punto MSQ1, que se halla en el Condado, los valores hallados por ERN 2012 se indican a la derecha de la figura 2.17 y en la figura 2.18 se los visualiza mejor. (Sangurima 2013). En base a esta información se obtiene que  $V_{s30} = 241.891 \, m/s$ 

Por lo tanto se trata de un perfil de suelo tipo **D**, de acuerdo al NEC-14. No se puede decir que los suelos del Condado son de baja resistencia. No lo son; es tipo **D** acuerdo al NEC-14.

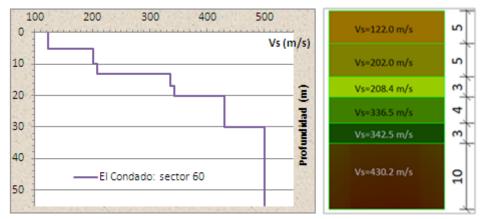


Figura 2.18 Resultados obtenidos por ERN-2012 en punto MSQ1.

# • Andalucía. Identificación MSQ3

El ensayo se realizó en la Av. Occidental (Mariscal Sucre) a la altura de la calle Villacrés, en el sector de Andalucía al Norte de Quito y ERN lo identificó por MSQ3, en la figura 2.19 se presentan los resultados de la onda de corte, con estos datos se obtuvo  $V_{\rm S30} = 269.811 \, m/s$ 

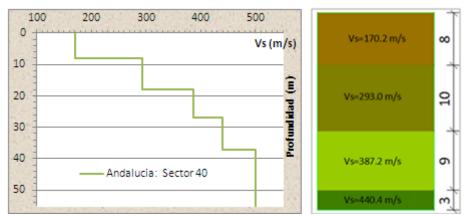


Figura 2.19 Resultados obtenidos por ERN-2012 en punto MSQ3.

Nuevamente, se tiene un perfil de suelo tipo **D** de acuerdo al NEC-14.

# Antiguo Quito Tenis. Identificación MSQ4

En la figura 2.20 se presentan los resultados del estudio de suelos realizado en el Parque que se halla en la intersección de las calles Charles Darwin e Hidalgo de Pinto, en el antiguo Quito Tenis.

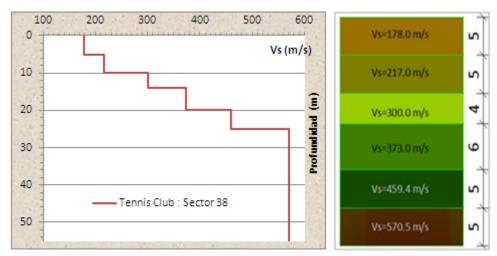


Figura 2.20 Resultados obtenidos por ERN-2012 en punto MSQ4.

$$\frac{5}{178} + \frac{5}{217} + \frac{4}{300} + \frac{6}{373} + \frac{5}{459.4} + \frac{5}{570.5} = \frac{30m}{Vs_{30}}$$

$$Vs_{30} = 299.406 \ m/s$$

El valor de  $V_{s30} = 299.406 \, m/s$ ; que corresponde a un suelo tipo **D**. Se ha presentado solo tres casos para que el lector que conoce la ciudad de Quito sepa que de acuerdo al NEC-14 un suelo tipo **D** no es un mal suelo. Los tres suelos analizados en este apartado se encuentran por la Avenida Occidental, en el norte de Quito y las construcciones que ahí existen tienen cimentaciones superficiales. Claro está que en los edificios donde se requiere parqueaderos para los departamentos se construyen uno o dos subsuelos para este efecto.

# 2.10 ESTUDIOS REALIZADOS POR PLANMAN 2012 PARA HALLAR $V_{s30}$

La compañía consultora PLANMAN, realizó el reforzamiento sísmico de varios Centros de Educación del Municipio de Quito, en los cuales participó el autor de esta publicación como Director Técnico. Para esta tarea fue necesario realizar estudios de sísmica de refracción, cuyos resultados se presentan en este apartado y sirven para complementar la base de datos sobre los suelos de Quito.

## Colegio Benalcazar

Al 2015, el Colegio Benalcazar está funcionando en la Av. 6 de Diciembre, a 500 m., del Parque de la Carolina y un poco más distante del Estadio Olímpico Atahualpa, en

este sitio se realizó un estudio de sísmica de refracción en la cancha de futbol y los resultados se indican en la figura 2.21

En el Colegio Benalcazar, la velocidad de la onda de corte  $V_s$  llegó a 817.647 m/s como se aprecia en la figura 2.21. Se destaca que la roca en este sector se encontrará a menos de 100 m. Con los datos indicados en la figura 2.21 se encuentra que  $V_s = 577.75 \, m/s$ , que corresponde a un perfil de suelo tipo C de acuerdo al NEC-14.

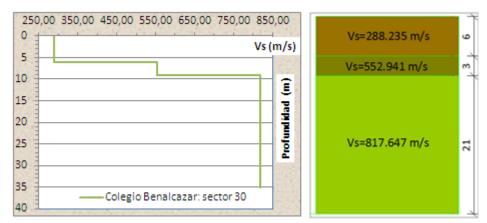


Figura 2.21 Velocidad de la Onda de Corte en Colegio Benalcazar

## • Antiguo Colegio Espejo

El antiguo Colegio Espejo se halla ubicado en la calle Rio de Janeiro, a unos 300 m., del Parque de El Ejido, los resultados del estudio de sísmica de refracción se indican en la figura 2.22. Con estos valores se halla que  $V_s = 398.14 \, m/s$ . Por lo tanto se trata de un perfil de suelo tipo  $\mathbb{C}$ , de acuerdo al NEC-14.

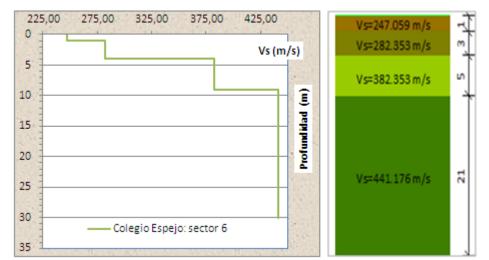


Figura 2.22 Velocidad de la Onda de Corte en antiguo Colegio Espejo

Tanto en la figura 2.21 como 2.22, se ha colocado el número de un sector, que corresponde a la identificación del Municipio de Quito.

# • Colegio Fernández Madrid

El Colegio Fernández Madrid se halla a unos 600 m., de la Plaza de Santo Domingo, en el Centro Histórico, los resultados encontrados en el estudio se presentan en la figura 2.23. Con los valores de la velocidad de la onda de corte se encuentra que  $V_{s30} = 437.42 \, m/s$  que corresponde a un suelo tipo C de acuerdo al NEC-14.

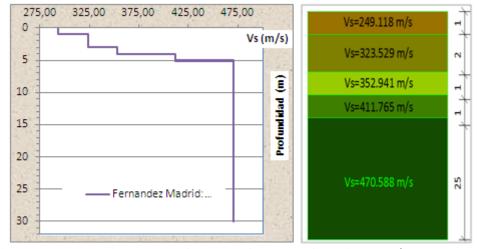


Figura 2.23 Velocidad de la Onda de Corte en Colegio Fernández Madrid

No se colocan más resultados encontrados por PLANMAN 2012, para no alargar la exposición y sobre todo porque las velocidades de  $V_s$  son similares a las halladas por ERN-2012.

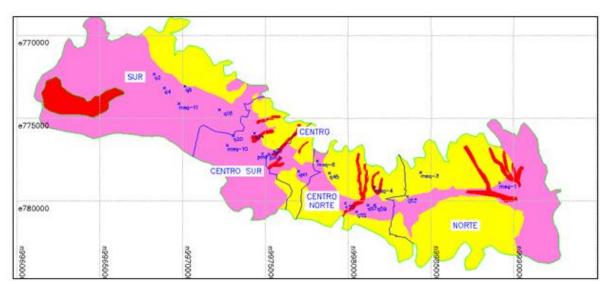


Figura 2.24 Zonas de Quito y lugares en que se han obtenido velocidad de la onda de corte  $V_{s30}$ 

# 2.11 NUEVA CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE QUITO

Desde el punto de vista administrativo, el Distrito Metropolitano de Quito, se encuentra dividido en cinco zonas que son: Sur, Centro Sur, Centro, Centro Norte y Norte, las mismas que se indican en la figura 2.24. En esta gráfica, que también corresponde a la clasificación de suelos realizada por la Politécnica Nacional en 2002; se han colocado los sitios donde se ha determinado la velocidad de la onda de corte  $V_{s30}$  para los estudios del: Metro de Quito, Reforzamiento de Centros de Educación Municipales; para la Microzonificación de Quito por parte de ERN-12 y el realizado por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, en el Parque Metropolitano.

Tabla 2.7 Velocidad de la Onda de Corte en suelos de Quito.

	VALORES DE Vs 30 PARA DIFERENTES PUNTOS									
ITEM	NOMBRE	AUTOR	UBICACIÓN	ESTE	NORTE	Vs30	NEC			
2	MSQ11	ERN12	SOLANDA	774129,42	9969786,59	211,39	D			
3	MSQ10	ERN12	CHIMBACALLE	776641,90	9972714,06	240,99	D			
5	MSQ6	ERN12	LA GASCA	777579,44	9978134,20	344,59	D			
6	MSQ4	ERN12	QUITO TENIS	779166,84	9981621,05	299,41	D			
7	MSQ3	ERN12	ANDALUCIA	778269,84	9984390,85	269,81	D			
9	MSQ1	ERN12	CONDADO	778905,06	9989137,70	241,89	D			
8	PM1	PLANMAN	LICEO F. MADRID	777156,65	9974842,50	437,42	C			
9	PM2	PLANMAN	ESCUELA SUCRE	777166,85	9975231,72	227,62	D			
10	q2	METRO	QUITUMBE	772330,50	9968305,50	280,00	D			
11	q4	METRO	MORAN VALVERDE	773182,00	9968919,50	315,00	D			
12	q8	METRO	SOLANDA	773073,50	9970170,50	225,00	D			
14	q16	METRO	EL CALZADO	774490,00	9972250,50	220,00	D			
16	q20	METRO	EL RECREO	776045,50	9973075,50	260,00	D			
17	q24	METRO	LA MAGDALENA	775898,00	9974343,50	300,00	D			
19	q30	METRO	SAN FRANCISCO	777100,50	9975659,50	315,00	D			
23	q41	METRO	LA ALAMEDA	778193,00	9977027,00	315,00	D			
24	q45	METRO	U CENTRAL	778331,50	9978873,50	320,00	D			
25	q52	METRO	LA PRADERA	780137,00	9979837,50	310,00	D			
26	q55	METRO	LA CAROLINA	780651,00	9980530,00	340,00	D			
27	q57	METRO	INAQUITO	780245,50	9981217,50	300,00	D			
28	q59	METRO	JIPIJAPA	780250,00	9981607,00	285,00	D			
29	q62	METRO	EL LABRADOR	779751,00	9983577,50	275,00	D			
30	PM3	PLANMAN	C. BENALCAZAR	780514,65	9979795,19	577,75	С			
29	PM4	PLANMAN	ESCUELA ESPEJO	778053,17	9976817,46	398.12	С			
29	E1	ESPE	P. METROPOLITANO	783616,62	9979865,47	466,27	C			

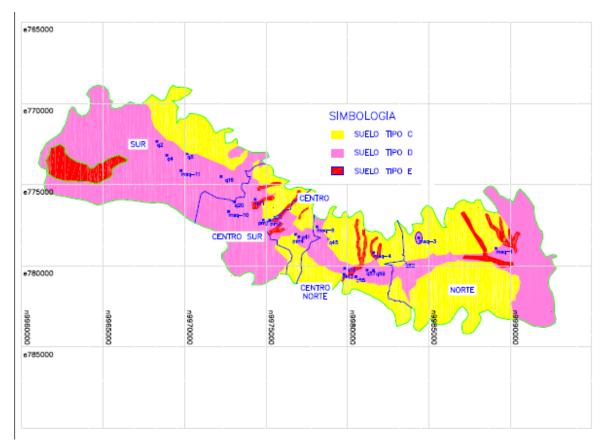


Figura 2.25 Nueva clasificación de los suelos de Quito.

En la tabla 2.7 se indican los valores de la velocidad de la onda de corte  $V_{\rm s30}$  de los lugares indicados en la figura 2.24. En base a toda esta información se modifica la clasificación de suelos de la Politécnica Nacional de 2002 y se clasifica los suelos de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2014. Esta nueva clasificación de los suelos de Quito se presenta en la figura 2.25, donde se ha modificado ligeramente la figura 2.24 de acuerdo a los nuevos valores de  $V_{\rm s30}$  indicados en la tabla 2.7.

# 3. MODELOS DE MOVIMIENTOS FUERTES

# R. Aguiar S. Trujillo

Se presentan tres modelos de movimientos fuertes, de la nueva generación de ecuaciones de atenuación, y son los desarrollados por: Abrahamson *et al.* (2013, 2014); Campbell y Borzognia (2013, 2014); y el modelo de Chiou y Youngs (2013, 2014). La base de datos con la que trabajaron es la del Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER; son modelos para fallas corticales.

A la fecha son los más actualizados (calificados) y de gran aceptación a nivel mundial por la serie de variables que consideran en la evaluación de espectros de respuesta y leyes de atenuación de movimiento del suelo. Por este motivo es que se los utilizó en la determinación de espectros asociados a las fallas ciegas inversas de Quito. En este apartado solo se presenta la teoría de los tres modelos, en forma muy detenida para que puedan ser utilizados en otros estudios de peligrosidad sísmica en forma determinística.

## 3.1 INTRODUCCIÓN

Se presenta los modelos de movimientos fuertes publicados por Abrahamson *et al.* (2013, 2014); Campbell y Borzognia (2013, 2014) y Chiou y Youngs (2013, 2014). La formulación numérica de estos modelos publicados en 2013 y 2014, es la misma, donde hay cambios es en los coeficientes que intervienen en su formulación; para que el lector vea los cambios se indica al final de cada tabla la fuente si corresponde al 2013 o al 2014.

Los modelos indicados se utilizarán en la determinación de los espectros de control, asociados a las fallas ciegas inversas de Quito. Se destaca que los modelos seleccionados son calificados a nivel mundial como muy buenos y tienen gran aceptación en Países donde la peligrosidad sísmica es alta y pueden utilizarse para fallas transcurrentes (SS), inversas (RV) y normales (NM).

#### 3.2 MODELOS PARA FALLAS CORTICALES

En la tabla 3.1, se presenta los modelos de movimientos fuertes que se presentan en este Capítulo y son muy utilizados por la gran base de datos con que fueron desarrollados con registros de todo el mundo.

Tabla 3.1 Principales modelos de movimientos fuertes par fallas corticales.

Modelo	A,S & K-14	C & B-14	C & Y-14
Parámetro de la fuente	,		
Magnitud	X	X	X
Mecanismos	X	X	X
Buzamiento (dip)	X(HW)	X	X
Ancho de la ruptura (W)	X	X	X
Efecto Hanging-Wall (HW)	X	X	X
Profundidad del plano de ruptura	X	X(HW)	X
$(Z_{TOR})$			
Profundidad del hipocentro (Z <sub>hyp</sub> )		X	
Tipo de falla	SS, RV, NM	SS, RV, NM	SS, RV, NM
Tipo de distancias			
Distancia R <sub>X</sub>	X(HW)	X(HW)	X(HW)
Distancia Joyner-Boore (R <sub>jb</sub> )	X(HW)	X(HW)	
Distancia al plano de ruptura (R <sub>rup)</sub>	X	X	X
Distancia R <sub>Y</sub>	X(HW)		
Distancia R <sub>yo</sub>	X(HW)		
Efectos de sitio			
$V_{\rm s30}$	X	X	X
$Z_{1.0}$	X		X
$Z_{2.5}$		X	
Otros efectos			
Efecto de directividad			X
Regionalización de la atenuación	Taiwan,	China, Italia	Italia, Japón y
	China y	y Japón	Wenchuan
	Japón		

No se explica el significado de las variables de la tabla 3.1, porque a continuación se presenta con detenimiento estos modelos que se utilizaron para encontrar los espectros en el Sur, Centro Sur, Centro Norte y Norte de Quito, en el próximo apartado.

La base de datos de los tres primeros modelos es la de PEER NGA-West2, que contiene más de 21000 acelerogramas, para las tres componentes de movimiento del suelo, de sismos registrados en diferentes partes del mundo, con magnitudes variando entre 3 y 7.9; de esta gran cantidad, C & B (2013) seleccionaron 15521 registros pertenecientes a 322 sismos; mientras que ASK (2013) trabajaron con 15749 registros de 326 sismos. Finalmente, el modelo de C & Y (2013) trabajaron con 12444 registros

de 300 sismos, de este gran total 2587 registros corresponden a sismos no registrados en el Estado de California sino en otras partes del mundo.

## 3.3 MODELO DE CAMPBELL Y BORZOGNIA (2014)

La ecuación de Campbell y Borzognia (2014) con la que se halla leyes de atenuación del movimiento del suelo o espectros elásticos para un 5% de amortiguamiento es la siguiente.

$$\ln Y = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} + f_{hyp} + f_{dip} + f_{atn}$$
 (3.1)

Donde Y es la aceleración espectral expresada como una fracción de la gravedad;  $f_{mag}$  es una función de la magnitud  $M_w$ ;  $f_{dis}$  es una función de la magnitud y de la distancia del sitio al plano de ruptura  $R_{rup}$ ;  $f_{flt}$  depende de la magnitud y del tipo de falla;  $f_{hng}$  es una función que depende del efecto hanginwall, la ciudad de Quito se encuentra en el bloque que se está levantando;  $f_{site}$  es una función que toma en cuenta los efectos de sitio y depende fundamentalmente de  $V_{s30}$  velocidad de la onda de corte en los primeros 30 metros;  $f_{sed}$  es una función que toma en cuenta el efecto de cuenca, depende de  $Z_{2.5}$  que es la profundidad donde la velocidad de la onda de corte es 2.5 km/s;  $f_{hyp}$  es una función que depende de la profundidad focal  $Z_{hyp}$ ;  $f_{dip}$  es una función que depende del ángulo de buzamiento de la falla  $\delta$  y de la magnitud;  $f_{atn}$  es una función de la atenuación anelástica. A continuación se describen cada una de las funciones del modelo de Campbell y Borzognia (2014)

# • Función de magnitud

$$f_{mag} = \begin{bmatrix} c_0 + c_1.M; & M \le 4.5 \\ c_0 + c_1.M + c_2.(M - 4.5); & 4.5 < M \le 5.5 \\ c_0 + c_1.M + c_2.(M - 4.5) + c_3.(M - 5.5); & 5.5 < M \le 6.5 \\ c_0 + c_1.M + c_2.(M - 4.5) + c_3.(M - 5.5) + c_4.(M - 6.5); & M > 6.5 \end{bmatrix}$$

En la tabla 3.2 se presentan los coeficientes  $c_0$  a  $c_4$  que intervienen en la ecuación (3.2) para diferentes valores de períodos. Se indican los coeficientes hasta  $c_{11}$  que intervienen en otras funciones que se verán posteriormente.

#### Función de atenuación geométrica

$$f_{dis} = (c_5 + c_6.M) \cdot ln \left( \sqrt{R_{rup}^2 + c_7^2} \right)$$
 (3.3)

# • Función del tipo de falla

$$f_{flt} = f_{flt,F} \cdot f_{flt,M} \tag{3.4}$$

 $f_{flt,F} = c_8.F_{RV} + c_9.F_{NM}$ 

Si se tiene una falla inversa  $F_{RV}=1$  ,  $F_{NM}=0$ . Ahora si la falla es normal  $F_{NM}=1$  ,  $F_{RV}=0$ 

$$f_{flt,M} = \begin{cases} 0; & M \le 4.5 \\ M-4.5; & 4.5 < M \le 5.5 \\ 1; & M > 5.5 \end{cases}$$
 (3.5)

# • Función de Hanging Wall

$$f_{hng} = c_{10} \cdot f_{hng,Rx} \cdot f_{hng,Rrup} \cdot f_{hng,M} \cdot f_{hng,Z} \cdot f_{hng,\bar{\sigma}}$$

$$(3.6)$$

$$f_{hng,Rx} = \begin{cases} 0; & R_x < 0 \\ f_1(R_x); & 0 \le R_x < R_1 \\ max[\ f_2(R_x), \ 0]; & R_x \ge R_1 \end{cases} \tag{3.7}$$

$$f_1(R_x) = h_1 + h_2 \cdot (R_x/R_1) + h_3 \cdot (R_x/R_1)^2$$
(3.8)

$$f_2(R_x) = h_4 + h_5 \cdot \left(\frac{Rx - R1}{R2 - R1}\right) + h_6 \cdot \left(\frac{Rx - R1}{R2 - R1}\right)^2 \tag{3.9}$$

$$R_1 = W. \cos(\delta) \tag{3.10}$$

$$R_2 = 62.M - 350 (3.11)$$

$$f_{hng,Rrup} = \begin{bmatrix} 1; & R_{rup} = 0 \\ (R_{rup} - R_{jb}) / R_{rup}; & R_{rup} > 0 \end{bmatrix}$$
(3.12)

$$f_{hng,M} = \begin{cases} 0; & M \le 5.5 \\ (M - 5.5) [1 + a_2.(M - 6.5)]; & 5.5 < M \le 6.5 \\ 1 + a_2.(M - 6.5); & M > 6.5 \end{cases} \tag{3.13}$$

$$f_{hng,z} = \begin{cases} 1 - 0.06 \ Z_{tor}; & Z_{tor} \le 16.66 \\ 0; & Z_{tor} > 16.66 \end{cases}$$
(3.14)

$$f_{\text{hng},\delta} = (90 - \delta)/45$$
 (3.15)

Tabla 3.2 Coeficientes  $c_i$  del modelo de Campbell y Borzognia (2014)

TT.				ics c <sub>i</sub> c								
T	C <sub>0</sub>	<b>C</b> 1	<b>C</b> 2	<b>C</b> 3	C4	<b>C</b> 5	<b>C</b> 6	<b>C</b> 7	<b>C</b> 8	<b>C</b> 9	C10	C11
(s)												
0.01	-4.365	0.977	0.533	-1.485	-0.499	-2.773	0.248	6.753	0	-0.214	0.72	1.094
0.02	-4.348	0.976	0.549	-1.488	-0.501	-2.772	0.247	6.502	0	-0.208	0.73	1.149
0.03	-4.024	0.931	0.628	-1.494	-0.517	-2.782	0.246	6.291	0	-0.213	0.759	1.29
0.05	-3.479	0.887	0.674	-1.388	-0.615	-2.791	0.24	6.317	0	-0.244	0.826	1.449
0.075	-3.293	0.902	0.726	-1.469	-0.596	-2.745	0.227	6.861	0	-0.266	0.815	1.535
0.1	-3.666	0.993	0.698	-1.572	-0.536	-2.633	0.21	7.294	0	-0.229	0.831	1.615
0.15	-4.866	1.267	0.51	-1.669	-0.49	-2.458	0.183	8.031	0	-0.211	0.749	1.877
0.2	-5.411	1.366	0.447	-1.75	-0.451	-2.421	0.182	8.385	0	-0.163	0.764	2.069
0.25	-5.962	1.458	0.274	-1.711	-0.404	-2.392	0.189	7.534	0	-0.15	0.716	2.205
0.3	-6.403	1.528	0.193	-1.77	-0.321	-2.376	0.195	6.99	0	-0.131	0.737	2.306
0.4	-7.566	1.739	-0.02	-1.594	-0.426	-2.303	0.185	7.012	0	-0.159	0.738	2.398
0.5	-8.379	1.872	-0.121	-1.577	-0.44	-2.296	0.186	6.902	0	-0.153	0.718	2.355
0.75	-9.841	2.021	-0.042	-1.757	-0.443	-2.232	0.186	5.522	0	-0.09	0.795	1.995
1	-11.011	2.18	-0.069	-1.707	-0.527	-2.158	0.169	5.65	0	-0.105	0.556	1.447
1.5	-12.469	2.27	0.047	-1.621	-0.63	-2.063	0.158	5.795	0	-0.058	0.48	0.33
2	-12.969	2.271	0.149	-1.512	-0.768	-2.104	0.158	6.632	0	-0.028	0.401	-0.514
3	-13.306	2.15	0.368	-1.315	-0.89	-2.051	0.148	6.759	0	0	0.206	-0.848
4	-14.02	2.132	0.726	-1.506	-0.885	-1.986	0.135	7.978	0	0	0.105	-0.793
5	-14.558	2.116	1.027	-1.721	-0.878	-2.021	0.14	8.538	0	0	0	-0.748
7.5	-15.509	2.223	0.169	-0.756	-1.077	-2.179	0.178	8.468	0	0	0	-0.664
10	-15.975	2.132	0.367	-0.8	-1.282	-2.244	0.194	6.564	0	0	0	-0.576
PGA	-4.416	0.984	0.537	-1.499	-0.496	-2.773	0.248	6.768	0	-0.212	0.72	1.09
PGV	-2.895	1.51	0.27	-1.299	-0.453	-2.466	0.204	5.837	0	-0.168	0.305	1.713

Tabla 3.3 Coeficientes de la función Hanging Wall del modelo de
Campbell v Borzognia (2013)

Campoen y Borzogina (2013)										
T (seg)	$\mathbf{a_2}$	$\mathbf{h_1}$	$h_2$	$h_3$	$h_4$	$h_5$	$h_6$			
0.01	0.168	0.242	1.471	-0.714	1	-0.336	-0.270			
0.02	0.166	0.244	1.467	-0.711	1	-0.339	-0.263			
0.03	0.167	0.246	1.467	-0.713	1	-0.338	-0.259			
0.05	0.173	0.251	1.449	-0.701	1	-0.338	-0.263			
0.075	0.198	0.26	1.435	-0.695	1	-0.347	-0.219			
0.1	0.174	0.259	1.449	-0.708	1	-0.391	-0.201			
0.15	0.198	0.254	1.461	-0.715	1	-0.449	-0.099			
0.2	0.204	0.237	1.484	-0.721	1	-0.393	-0.198			
0.25	0.185	0.206	1.581	-0.787	1	-0.339	-0.21			
0.3	0.164	0.21	1.586	-0.795	1	-0.447	-0.121			
0.4	0.16	0.226	1.544	-0.77	1	-0.525	-0.086			
0.5	0.184	0.217	1.554	-0.77	1	-0.407	-0.281			
0.75	0.216	0.154	1.626	-0.78	1	-0.371	-0.285			
1	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
1.5	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
2	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
3	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
4	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
5	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
7.5	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
10	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			
PGA	0.167	0.241	1.474	-0.715	1	-0.337	-0.27			
PGV	0.596	0.117	1.616	-0.733	1	-0.128	-0.756			

# • Función de respuesta de sitio

$$f_{\text{site}} = f_{\text{site},G} + S_{J}.f_{\text{site},J}$$
(3.16)

$$\begin{split} f_{\text{site},G} = & c_{11} \cdot \ln \left( \frac{v_{s30}}{k_1} \right) + k_2 \cdot \left\{ \ln \left[ A_{1100} + c \cdot \left( \frac{v_{s30}}{k_1} \right)^n \right] - \ln [A_{1100} + c] \right\}; \quad V_{s30} \leq k_1 \\ & (c_{11} + k_2.n) \cdot \ln \left( \frac{v_{s30}}{k_1} \right); \end{split} \tag{3.17}$$

$$\begin{split} f_{site,J} = & \left[ \quad (c_{12} + k_2.n). \; [\; \ln\left(\frac{Vs30}{k1}\right) - \ln\!\left(\frac{200}{k1}\right) \; ]; \\ & \quad (c_{13} + k_2.n). \; \ln\left(\frac{Vs30}{k1}\right); \\ \end{matrix} \right]; \\ & \quad (3.18) \end{split}$$

El valor de c=1.88; n=1.18 son valores que no dependen del período y consideran el comportamiento no lineal del suelo conjuntamente con los valores  $k_i$ . Los coeficientes  $c_i$  se hallan en las tablas 3.2 y 3.3; los coeficientes  $k_i$  se presentan en la tabla 3.4. Si  $S_j=1$ , las funciones de sitio corresponden a los datos obtenidos en Japón; para cualquier otro lugar se trabaja con  $S_j=0$ .

Tabla 3.4 Coeficientes $c_i$ y	k.	del modelo de Car	npbell v	y Borzognia	(2013)
Tubiu 3.4 Cochicichites c, y					

Tubia 3.4 Coefficientes e <sub>i</sub> y n <sub>i</sub> dei modelo de Campben y Borzognia (2013)											
T (seg)	<b>C</b> 12	<b>C</b> 13	<b>C</b> 14	<b>C</b> 15	C16	<b>C</b> 17	C18	<b>C</b> 19	$\mathbf{k}_1$	$\mathbf{k}_2$	k <sub>3</sub>
0.01	2.191	1.416	-0.007	-0.207	0.39	0.0981	0.0334	0.00755	865	-1.186	1.839
0.02	2.189	1.453	-0.0167	-0.199	0.387	0.1009	0.0327	0.00759	865	-1.219	1.84
0.03	2.164	1.476	-0.0422	-0.202	0.378	0.1095	0.0331	0.0079	908	-1.273	1.841
0.05	2.138	1.549	-0.0663	-0.339	0.295	0.1226	0.027	0.00803	1054	-1.346	1.843
0.075	2.446	1.772	-0.0794	-0.404	0.322	0.1165	0.0288	0.00811	1086	-1.471	1.845
0.1	2.969	1.916	-0.0294	-0.416	0.384	0.0998	0.0325	0.00744	1032	-1.624	1.847
0.15	3.544	2.161	0.0642	-0.407	0.417	0.076	0.0388	0.00716	878	-1.931	1.852
0.2	3.707	2.465	0.0968	-0.311	0.404	0.0571	0.0437	0.00688	748	-2.188	1.856
0.25	3.343	2.766	0.1441	-0.172	0.466	0.0437	0.0463	0.00556	654	-2.381	1.861
0.3	3.334	3.011	0.1597	-0.084	0.528	0.0323	0.0508	0.00458	587	-2.518	1.865
0.4	3.544	3.203	0.141	0.085	0.54	0.0209	0.0432	0.00401	503	-2.657	1.874
0.5	3.016	3.333	0.1474	0.233	0.638	0.0092	0.0405	0.00388	457	-2.669	1.883
0.75	2.616	3.054	0.1764	0.411	0.776	-0.0082	0.042	0.0042	410	-2.401	1.906
1	2.47	2.562	0.2593	0.479	0.771	-0.0131	0.0426	0.00409	400	-1.955	1.929
1.5	2.108	1.453	0.2881	0.566	0.748	-0.0187	0.038	0.00424	400	-1.025	1.974
2	1.327	0.657	0.3112	0.562	0.763	-0.0258	0.0252	0.00448	400	-0.299	2.019
3	0.601	0.367	0.3478	0.534	0.686	-0.0311	0.0236	0.00345	400	0	2.11
4	0.568	0.306	0.3747	0.522	0.691	-0.0413	0.0102	0.00603	400	0	2.2
5	0.356	0.268	0.3382	0.477	0.67	-0.0281	0.0034	0.00805	400	0	2.291
7.5	0.075	0.374	0.3754	0.321	0.757	-0.0205	0.005	0.0028	400	0	2.517
10	-0.027	0.297	0.3506	0.174	0.621	0.0009	0.0099	0.00458	400	0	2.744
PGA	2.186	1.42	-0.0064	-0.202	0.393	0.0977	0.0333	0.00757	865	-1.186	1.839
PGV	2.602	2.457	0.106	0.332	0.585	0.0517	0.0327	0.00613	400	-1.955	1.929
Nota: c=1.88 y n= 1.18 para todos los periodos espectrales.											

# • Función de efecto de cuenca

$$f_{sed} = \begin{cases} (c_{14} + c_{15}.S_J).(Z_{2.5} - 1); & Z_{2.5} \le 1 \\ \\ 0; & 1 < Z_{2.5} \le 3 \\ \\ c_{16}.k_3.e^{-0.75} \left[1 - exp(-0.25.\{ Z_{2.5} - 3\})\right]; & Z_{2.5} > 3 \end{cases}$$

Donde  $Z_{2.5}$  es la profundidad en km., donde la velocidad de la onda de corte es 2500 m/s. Por otra parte  $S_j$  es la variable indicadora si vale 1 se trabaja con coeficientes de Japón. Para otros sitios  $S_j = 0$ 

En función de  $V_{s30}$  se puede determinar el valor de  $Z_{2.5}$  utilizando ecuaciones derivadas en suelos de California o de Japón. Campbell y Bozorgnia (2014). Estas ecuaciones, son respectivamente las siguientes.

$$\ln Z_{2.5} = 7.089 - 1.144 \ln V_{s30}$$

$$\ln Z_{2.5} = 5.359 - 1.102 \ln V_{s30}$$

### • Función de profundidad focal

$$f_{hyp} = f_{hyp,H} \cdot f_{hyp,M} \tag{3.20}$$

$$f_{hyp,H} = \begin{cases} & 0; & Z_{hyp} \leq 7 \\ & Z_{hyp} - 7; & 7 < Z_{hyp} \leq 20 \\ & 13; & Z_{hyp} > 20 \end{cases} \tag{3.21}$$

$$f_{hyp,M} = \begin{cases} c_{17}; & M \le 5.5 \\ [c_{17} + (c_{18} - c_{17}).(M - 5.5)]; & 5.5 < M \le 6.5 \\ c_{18}; & M > 6.5 \end{cases} \tag{3.22}$$

Cuando el valor de  $Z_{hyp}$  no se conoce, se puede calcular de la siguiente manera. (Campbell y Borzognia 2014)

$$\ln \Delta Z = \min \left( f_{\Delta Z,M} + f_{\Delta Z,\delta}, \ln[0.9 (Z_{BOR} - Z_{TOR})] \right)$$

$$f_{\Delta Z,M} = \begin{bmatrix} -4.317 + 0.984 M & M < 6.75 \\ 2.325 & M \ge 6.75 \end{bmatrix}$$

$$f_{\Delta Z,\delta} = \begin{bmatrix} 0.0445\delta - 40 & \delta \le 40 \\ 0 & \delta > 40 \end{bmatrix}$$

$$\Delta Z = Z_{hyp} - Z_{TOR}$$

La variable no definida todavía es  $Z_{BOR}$  que es la mayor profundidad del plano de ruptura.

## • Función del ángulo de buzamiento

$$f_{dip} = \begin{cases} c_{19}. \ \delta; & M \le 4.5 \\ c_{19}. \ (5.5 - M). \ \delta; & 4.5 < M \le 5.5 \\ 0; & M > 5.5 \end{cases} \tag{3.23}$$

## • Función de atenuación anelástica

$$f_{atn} = \begin{bmatrix} (c_{20} + \Delta c_{20}).(R_{rup} - 80); & R_{rup} > 80 \\ 0; & R_{rup} \le 80 \end{bmatrix}$$
(3.24)

Los coeficientes para la atenuación anelástica de la ecuación (3.24) se indican en la tabla 3.5. Para  $\Delta C_{20}$  se tienen valores obtenidos a partir de registros de California CA, Japón JP y China CH, como se aprecia en la tabla 3.5.

Estrictamente la ecuación (3.1) está incompleta ya que no se ha incluido la variable que define la incertidumbre del modelo (nivel de confianza)  $\sigma$  que viene dado por la siguiente ecuación.

$$\sigma = \sqrt{\tau^2 + \emptyset^2} \tag{3.25}$$

Donde  $\sigma$  es la desviación estándar total;  $\tau$  es la desviación inter-eventos (entre eventos sísmicos);  $\emptyset$  es la desviación intra-eventos (dentro del evento ya que se tienen varios registros), que se calculan con las expresiones (3.26) y (3.27).

Tabla 3.5 Coeficientes para atenuación anelástica del modelo de Campbell y Borzognia (2013)

Campben y Borzogina (2013)							
T (cos)		Δc20					
T (seg)	<b>C</b> 20	CA	JP	СН			
0.01	-0.0055	0	-0.0035	0.0036			
0.02	-0.0055	0	-0.0035	0.0036			
0.03	-0.0057	0	-0.0034	0.0037			
0.05	-0.0063	0	-0.0037	0.004			

0.075	-0.007	0	-0.0037	0.0039
0.1	-0.0073	0	-0.0034	0.0042
0.15	-0.0069	0	-0.003	0.0042
0.2	-0.006	0	-0.0031	0.0041
0.25	-0.0055	0	-0.0033	0.0036
0.3	-0.0049	0	-0.0035	0.0031
0.4	-0.0037	0	-0.0034	0.0028
0.5	-0.0027	0	-0.0034	0.0025
0.75	-0.0016	0	-0.0032	0.0016
1	-0.0006	0	-0.003	0.0006
1.5	0	0	-0.0019	0
2	0	0	-0.0005	0
3	0	0	0	0
4	0	0	0	0
5	0	0	0	0
7.5	0	0	0	0
10	0	0	0	0
PGA	-0.0055	0	-0.0035	0.0036
PGV	-0.0017	0	-0.0006	0.0017

Nota: CA representa California y regiones tectónicamente activas similares, JP representa Japón e Italia, y CH representa el este de China (coeficientes calculados en base al sismo Wenchuan, China de 2008).

$$\tau = \sqrt{\tau_{\ln Y_B}^2 + \alpha^2 \cdot \tau_{\ln PGA_B}^2 + 2\alpha \cdot \rho_{\ln PGA, \ln Y} \cdot \tau_{\ln Y_B} \cdot \tau_{\ln PGA_B}}$$
(3.26)

$$\emptyset = \sqrt{{\emptyset_{\ln Y_B}}^2 + {\emptyset_{\ln AF}}^2 + \alpha^2 \cdot {\emptyset_{\ln PGA_B}}^2 + 2\alpha \cdot {\rho_{\ln PGA_{lnY}}} \cdot {\emptyset_{\ln Y_B}} \cdot {\emptyset_{\ln PGA_B}}}$$
(3.27)

Donde  $\tau_{\ln Y}$ ;  $\emptyset_{\ln Y}$ ; representan la incertidumbre que se tiene en la respuesta lineal del suelo, se determinan con las ecuaciones (3.28) y (3.29);  $\alpha$  es la relación de linealidad entre  $f_{site}$  y  $\ln(A_{1100})$  se halla con la ecuación (3.30); en la desviación estándar interevento se establece  $\tau_{\ln Y_B} = \tau_{\ln Y}$ ,  $\tau_{\ln PGA_B} = \tau_{\ln PGA}$  y en la desviación estándar intraevento se define  $\emptyset_{\ln Y_B} = (\emptyset_{\ln Y}^2 - \emptyset_{\ln AF}^2)^{0.5}$  y  $\emptyset_{\ln PGA_B} = (\emptyset_{\ln PGA}^2 - \emptyset_{\ln AF}^2)^{0.5}$ ; la variable  $\rho_{\ln PGA,\ln Y}$ . está en tabla 3.6

Tabla 3.6 Coeficientes de correlación y desviaciones estándar. Campbell y Borzognia (2013)

					JI ZUSIIIu			
T (seg)	$ au_1$	τ2	Ø1	Ø2	$\emptyset_{\ln AF}$	<b>σ</b> {M ≤ 4.5}	<b>σ</b> {M ≥ 5.5}	$ ho_{ln_{PGA,lnY}}$
0.01	0.404	0.325	0.734	0.492	0.3	0.838	0.590	1.000
0.02	0.417	0.326	0.738	0.496	0.3	0.848	0.594	0.998
0.03	0.446	0.344	0.747	0.503	0.3	0.87	0.609	0.986
0.05	0.508	0.377	0.777	0.52	0.3	0.928	0.642	0.938
0.075	0.504	0.418	0.782	0.535	0.3	0.93	0.679	0.887
0.1	0.445	0.426	0.769	0.543	0.3	0.888	0.69	0.87
0.15	0.382	0.387	0.769	0.543	0.3	0.859	0.667	0.876
0.2	0.339	0.338	0.761	0.552	0.3	0.833	0.647	0.87
0.25	0.34	0.316	0.744	0.545	0.3	0.818	0.63	0.85
0.3	0.34	0.3	0.727	0.568	0.3	0.803	0.642	0.819
0.4	0.356	0.264	0.69	0.593	0.3	0.776	0.649	0.743
0.5	0.379	0.263	0.663	0.611	0.3	0.764	0.665	0.684
0.75	0.43	0.326	0.606	0.633	0.3	0.743	0.712	0.562
1	0.47	0.353	0.579	0.628	0.3	0.746	0.72	0.467
1.5	0.497	0.399	0.541	0.603	0.3	0.735	0.723	0.364
2	0.499	0.4	0.529	0.588	0.3	0.727	0.711	0.298
3	0.5	0.417	0.527	0.578	0.3	0.726	0.713	0.234
4	0.543	0.393	0.521	0.559	0.3	0.753	0.683	0.202
5	0.534	0.421	0.502	0.551	0.3	0.733	0.693	0.184
7.5	0.523	0.438	0.457	0.546	0.3	0.695	0.7	0.176
10	0.466	0.438	0.441	0.543	0.3	0.642	0.698	0.154
PGA	0.409	0.322	0.734	0.492	0.3	0.84	0.588	1.000
PGV	0.317	0.297	0.655	0.494	0.3	0.728	0.576	0.684

Nota: Todas las desviaciones estándar están en unidades de logaritmo natural y son válidas para condiciones lineales de sitio.

# Respuesta lineal del suelo

$$\tau_{\ln Y} = \begin{cases} \tau_1; & M \le 4.5 \\ \tau_2 + (\tau_1 - \tau_2)(5.5 - M); & 4.5 < M < 5.5 \end{cases}$$

$$\tau_{2}; & M \ge 5.5$$
(3.28)

$$\phi_{ln Y} = \begin{cases}
\Phi_{1}; & M \leq 4.5 \\
\Phi_{2} + (\Phi_{1} - \Phi_{2})(5.5 - M); & 4.5 < M < 5.5 \\
\Phi_{2}; & M \geq 5.5
\end{cases} (3.29)$$

Los valores $\tau_1$ ,  $\tau_2$ ,  $\emptyset_1$ ,  $\emptyset_2$ , se indican en la tabla 3.6;

$$\alpha = \frac{\partial f_{site}}{\partial ln A_{1100}} = \begin{cases} k_2. A_{1100} \left\{ \left[ A_{1100} + c \left( \frac{V_{s30}}{k_1} \right)^n \right]^{-1} - \left[ A_{1100} + c \right]^{-1} \right\} & V_{s30} < k_1 \\ 0; & V_{s30} \ge k_1 \end{cases}$$
(3.30)

El campo de aplicación de las ecuaciones de Campbell y Borzognia (2013, 2014) es:

- $3.0 \le M \le 8.5$  para sismos generados en fallas transcurrentes.
- $3.0 \le M \le 8.0$  para sismos generados en fallas inversas.
- $3.0 \le M \le 7.0$  para sismos generados en fallas normales.
- $Z_{TOR} \le 20 \text{km}$
- $0 \le R_{RUP} \le 300 \text{ km}$
- $150 \text{ m/seg} \le V_{S30} \le 1500 \text{ m/seg}$

#### 3.4 MODELO DE ABRAHAMSON *ET AL*. (2014)

La ecuación del modelo de Abrahamson *et al.* (2013, 2014) con la cual se halla espectros de respuesta elástica para 5% de amortiguamiento es la siguiente.

Donde Y es la aceleración espectral expresada como un coeficiente de la gravedad; el significado de las funciones que intervienen en su formulación se indica a continuación.

## • Función del modelo base

$$f_{1} = \begin{cases} a_{1} + a_{5} \left(M - M_{1}\right) + a_{8} \left(8.5 - M\right)^{2} + \left[a_{2} + a_{3} \left(M - M_{1}\right)\right] In(R) + a_{17} R_{rup} \, ; \, \, M > M_{1} \\ a_{1} + a_{4} \left(M - M_{1}\right) + a_{8} \left(8.5 - M\right)^{2} + \left[a_{2} + a_{3} \left(M - M_{1}\right)\right] In(R) + a_{17} R_{rup} \, ; M_{2} \leq M < M_{1} \\ a_{1} + a_{4} \left(M_{2} - M_{1}\right) + a_{8} \left(8.5 - M_{2}\right)^{2} + a_{6} (M - M_{2}) + a_{7} \left(M - M_{2}\right)^{2} \quad M < M_{2} \\ + \left[a_{2} + a_{3} \left(M_{2} - M_{1}\right)\right] In(R) + a_{17} R_{rup} \, ; \end{cases} \tag{3.32}$$

$$R = \sqrt{R_{\text{rup}}^2 + c_{4M}^2}$$
 (3.33)

$$c_{4M} (M) = \begin{cases} c_4; & M > 5 \\ c_4 - (c_4 - 1)(5 - M); & 4 < M \le 5 \end{cases}$$

$$1; & M \le 4$$

Tabla 3.7 Parámetros del modelo de Abrahamson et al. (2014)

T (seg)	$\mathbf{V}_{\mathbf{Lin}}$	b	<b>C</b> 4	$\mathbf{M}_1$	$\mathbf{a}_1$	$\mathbf{a}_2$	<b>a</b> <sub>3</sub>	<b>a</b> 6	<b>a</b> 8
PGA	660	-1.47	4.5	6.75	0.587	-0.79	0.275	2.154	-0.015
PGV	330	-2.02	4.5	6.75	5.975	-0.95	0.275	2.366	-0.094
0.01	660	-1.47	4.5	6.75	0.587	-0.79	0.275	2.154	-0.015
0.02	680	-1.459	4.5	6.75	0.598	-0.79	0.275	2.146	-0.015
0.03	770	-1.39	4.5	6.75	0.602	-0.79	0.275	2.157	-0.015
0.05	800	-1.219	4.5	6.75	0.707	-0.79	0.275	2.085	-0.015
0.075	800	-1.152	4.5	6.75	0.973	-0.79	0.275	2.029	-0.015
0.1	800	-1.230	4.5	6.75	1.169	-0.79	0.275	2.041	-0.015
0.15	740	-1.587	4.5	6.75	1.442	-0.79	0.275	2.121	-0.022
0.2	590	-2.012	4.5	6.75	1.637	-0.79	0.275	2.224	-0.03
0.25	495	-2.411	4.5	6.75	1.701	-0.79	0.275	2.312	-0.038
0.3	430	-2.757	4.5	6.75	1.712	-0.79	0.275	2.338	-0.045
0.4	360	-3.278	4.5	6.75	1.662	-0.79	0.275	2.469	-0.055
0.5	340	-3.599	4.5	6.75	1.571	-0.79	0.275	2.559	-0.065
0.75	330	-3.800	4.5	6.75	1.299	-0.79	0.275	2.682	-0.095
1	330	-3.500	4.5	6.75	1.043	-0.79	0.275	2.763	-0.110
1.5	330	-2.400	4.5	6.75	0.665	-0.79	0.275	2.836	-0.124
2	330	-1	4.5	6.75	0.329	-0.79	0.275	2.897	-0.138
3	330	0	4.5	6.82	-0.060	-0.79	0.275	2.906	-0.172
4	330	0	4.5	6.92	-0.29	-0.79	0.275	2.889	-0.197
5	330	0	4.5	7	-0.562	-0.765	0.275	2.898	-0.218
6	330	0	4.5	7.06	-0.875	-0.711	0.275	2.896	-0.235
7.5	330	0	4.5	7.15	-1.303	-0.634	0.275	2.870	-0.255
10	330	0	4.5	7.25	-1.928	-0.529	0.275	2.843	-0.285

Únicamente con  $f_1$ , se calculaba en el 2003 la atenuación del suelo y el espectro para fallas transcurrentes, por ese motivo se conoce con el nombre de Modelo base. Algunos de los coeficientes, que dependen del período se indican en la tabla 3.7 y otros que no dependen del período se indican en la tabla 3.8. Posteriormente se presentarán más tablas con los coeficientes que faltan.

## • Función del tipo de falla

$$f_{7}(M) = \begin{cases} a_{11}; & M > 5.0 \\ a_{11}(M-4); & 4 \le M \le 5 \end{cases}$$

$$0; & M < 4.0$$

Tabla 3.8 Coeficientes independientes del período

$M_2$	<b>a</b> 4	<b>a</b> 5	<b>a</b> 7	n	c
5	0.1	-0.41	0	1.5	2.4 (2400 para PGV)

Fuente: Abrahamson et al. (2014)

$$f_{8}(M) = \begin{cases} a_{12}; & M > 5.0 \\ a_{12}(M-4); & 4 \le M \le 5 \end{cases}$$
 (3.36)  
0; 
$$M < 4.0$$

Tabla 3.9 Coeficientes del modelo de Abrahamson et al. (2014)

T (seg)	<b>a</b> 10	<b>a</b> 11	<b>a</b> 12	<b>a</b> 13	<b>a</b> 14	<b>a</b> 15	<b>a</b> 17
PGA	1.735	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0072
PGV	2.360	0	-0.1	0.25	0.22	0.9	-0.0005
0.01	1.735	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0072
0.02	1.718	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0073
0.03	1.615	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0075
0.05	1.358	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0080
0.075	1.258	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0089
0.1	1.31	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0095
0.15	1.66	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0095
0.2	2.22	0	-0.1	0.6	-0.3	1.1	-0.0086
0.25	2.77	0	-0.1	0.6	-0.24	1.1	-0.0074
0.3	3.25	0	-0.1	0.6	-0.19	1.03	-0.0064
0.4	3.99	0	-0.1	0.58	-0.11	0.92	-0.0043
0.5	4.45	0	-0.1	0.56	-0.04	0.84	-0.0032

0.7	5 4.75	0	-0.1	0.53	0.07	0.68	-0.0025
1	4.3	0	-0.1	0.5	0.15	0.57	-0.0025
1.5	2.65	0	-0.1	0.42	0.27	0.42	-0.0022
2	0.55	0	-0.1	0.35	0.35	0.31	-0.0019
3	-0.95	0	-0.1	0.2	0.46	0.16	-0.0015
4	-0.95	0	-0.1	0	0.54	0.05	-0.0010
5	-0.93	0	-0.1	0	0.61	-0.04	-0.0010
6	-0.91	0	-0.1	0	0.65	-0.11	-0.0010
7.5	-0.87	5 0	-0.1	0	0.72	-0.19	-0.0010
10	-0.8	0	-0.1	0	0.8	-0.3	-0.0010

En la ecuación (3.31) la variable indicadora  $F_{RV} = 1$  para fallas inversas y  $F_N = 1$  para fallas normales. En la tabla 3.9 se indican los coeficientes  $a_{11}$  y  $a_{12}$  que intervienen en el cálculo de las formas espectrales para fallas inversas y normales respectivamente. También se indica en la tabla 3.9 otros coeficientes que intervienen en otras funciones del modelo de Abrahamson *et al.* (2014).

## Función de Réplicas

De acuerdo al orden presentado en la ecuación (3.31) se tiene ahora la variable indicadora  $F_{AS}$  si vale 1, significa que se desea encontrar el espectro con los registros de réplicas; en este caso la función  $f_{11}$  es:

$$f_{11}(CR_{jb}) = \begin{cases} a_{14}; & CR_{jb} \le 5 \\ a_{14} \left[1 - \frac{CR_{jb} - 5}{10}\right]; & 5 < CR_{jb} < 15 \\ 0; & CR_{jb} > 15 \end{cases}$$
(3.37)

Donde  $CR_{jb}$  es la distancia en km., desde el sitio hasta el centroide del plano de falla. El coeficiente  $a_{14}$  se indica en la tabla 3.9.

#### • Función de sitio

$$f_5$$
 ( $\hat{S}a_{1100}$ ,  $V_{s30}$ \*) =

$$\begin{cases} (a_{10}) \, ln\!\!\left(\!\frac{V_{s30} *}{V_{Lin}}\!\right) - b. \, ln\!\!\left(\!\hat{S}a_{1100} + c\right) + b. \, ln\!\!\left(\!\hat{S}a_{1100} + c\left(\!\frac{V_{s30} *}{V_{Lin}}\!\right)^{\!n}\right); \; V_{s30} \!< V_{Lin} \\ (a_{10} + b. \, n) \, ln\!\!\left(\!\frac{V_{s30} *}{V_{Lin}}\!\right); \; V_{s30} \!\geq \! V_{Lin} \end{cases}$$

(3.41)

$$V_{s30}* = \begin{cases} V_{s30}; & V_{s30} < V_1 \\ V_1; & V_{s30} \ge V_1 \end{cases}$$
 (3.39)

$$V_1 = \begin{cases} 1500; & T \le 0.5 \text{ seg} \\ \exp \left[ -0.35 \ln \left( \frac{T}{0.5} \right) + \ln(1500) \right]; & 0.5 \text{ seg} < T < 3 \text{ seg} \end{cases}$$
 (3.40) 
$$T \ge 3 \text{ seg}$$

Donde  $V_{Lin}$  es la velocidad de la onda de corte indicada en la tabla 3.7, en esa misma tabla también se indica el valor del coeficiente b; los coeficientes c, n que no dependen del período están indicados en la tabla 3.8.  $\hat{S}_{a1100}$ , es la aceleración en roca, expresada como un coeficiente de la gravedad y que se halla con la ecuación (3.25) pero con los coeficientes de roca.

# • Función de Hangin Wall

 $f_4$  ( $R_{jb}$ ,  $R_{rup}$ ,  $R_x$ ,  $R_{y0}$ , dip,  $Z_{TOR}$ , M) =  $a_{13} T_1$  (dip) ·  $T_2(M)$  ·  $T_3(R_x, W, dip)$  ·  $T_4$  ( $Z_{tor}$ ) ·  $T_5$  ( $R_x$ ,  $R_{yo}$ )

$$T_{1} (dip) = \begin{cases} (90 - dip)/45 & ; & dip > 30 \\ 60/45; & dip < 30 \end{cases} \tag{3.42}$$

$$T_{2}\left(M\right) = \begin{cases} 1 + a_{2HW}\left(M - 6.5\right); & M \ge 6.5 \\ \\ 1 + a_{2HW}\left(M - 6.5\right) - (1 - a_{2HW})(M - 6.5)^{2}; & 5.5 < M < 6.5 \\ \\ 0; & M \le 5.5 \end{cases}$$

$$(3.43)$$

$$T_{3}(R_{x}) = \begin{cases} h_{1} + h_{2} (R_{x}/R_{1}) + h_{3} (R_{x}/R_{1})^{2}; & R_{x} < R_{1} \\ 1 - \left(\frac{Rx - R1}{R2 - R1}\right); & R_{1} \le R_{x} \le R_{2} \\ 0; & R_{x} > R_{2} \end{cases}$$
(3.44)

$$T_{4}\left(Z_{TOR}\right) = \begin{cases} 1 - \frac{Z_{TOR}^{2}}{100}; & Z_{TOR} \leq 10 \text{ km} \\ 0; & Z_{TOR} > 10 \text{ km} \end{cases} \tag{3.45}$$

$$T_{5}\left(R_{x},\,R_{yo}\right) = \begin{cases} 1; & R_{y0} < R_{y1} \\ 1 - \frac{R_{y0} - R_{y1}}{5}; & R_{y0} - R_{y1} < 5 \\ 0; & R_{y0} - R_{y1} \ge 5 \end{cases} \tag{3.46}$$

$$R_1 = w \cos(dip)$$
  $R_2 = 3R_1$   $R_{y1} = R_x \tan(20^0)$  (3.47)

$$h_1 = 0.25$$
  $h_2 = 1.5$   $h_3 = -0.75$   $a_{2HW} = 0$ 

 $h_1=0.25$   $h_2=1.5$   $h_3=-0.75$   $a_{2HW}=0$ . Si no se dispone de la distancia  $R_{yo}$  se puede calcular  $T_5$  de la siguiente forma.

$$T_{5}(R_{jb}) = \begin{cases} 1; & R_{jb} = 0 \\ 1 - \frac{R_{jb}}{30} & ; & R_{jb} < 30 \\ 0; & R_{jb} \ge 30 \end{cases}$$
 (3.48)

El coeficiente  $a_{13}$  está indicado en la tabla 3.9 y representa la máxima amplitud del efecto hanging wall, fue definido a partir de un sismo de magnitud 6.5, con un ángulo de buzamiento de 45 grados y con un valor  $Z_{TOR} = 0$ 

## • Función $Z_{TOR}$

$$f_{6} (Z_{TOR}) = \begin{cases} a_{15} \left(\frac{Z_{TOR}}{20}\right); & Z_{TOR} < 20 \text{ km} \\ a_{15}; & Z_{TOR} \ge 20 \text{ km} \end{cases}$$
(3.49)

Donde  $a_{15}$  es el coeficiente indicado en la tabla 3.9 que es función del período;  $Z_{TOR}$ es la profundidad al borde superior del plano de ruptura.

## Función de profundidad de cuenca

$$f_{10}\left(Z_{1},V_{s30}\right) = \begin{cases} a_{43} \ln\left(\frac{Z_{1}+0.01}{Z_{1,ref}+0.01}\right); & V_{s30} \leq 200 \\ a_{44} \ln\left(\frac{Z_{1}+0.01}{Z_{1,ref}+0.01}\right); & 200 < V_{s30} \leq 300 \\ a_{45} \ln\left(\frac{Z_{1}+0.01}{Z_{1,ref}+0.01}\right); & 300 < V_{s30} \leq 500 \end{cases}$$

$$a_{46} \ln\left(\frac{Z_{1}+0.01}{Z_{1,ref}+0.01}\right); & 500 < V_{s30}$$

$$Z_{1,\text{ref}} = \frac{1}{1000} \exp\left(-\frac{7.67}{4} \ln\left(\frac{V_{830}^4 + 610^4}{1360^4 + 610^4}\right)\right)$$
 Para California (3.51)

$$Z_{1,\text{ref}} = \frac{1}{1000} \exp\left(-\frac{5.23}{2} \ln\left(\frac{V_{830}^2 + 412^2}{1360^2 + 412^2}\right)\right)$$
 Para Japón (3.52)

Donde  $Z_1$  es la profundidad donde la velocidad de la onda de corte es de 1000 m/s., si se desconoce esta cantidad se puede considerar  $Z_1 = Z_{1,ref}$ . En la tabla 3.10 se indican los coeficiente de  $f_{10}$ 

Tabla 3.10 Coeficientes para la función f<sub>10.</sub>

T (seg)	<b>a</b> 43	a44	<b>a</b> 45	<b>a</b> 46
PGA	0.1	0.05	0	-0.05
PGV	0.28	0.15	0.09	0.07
0.01	0.1	0.05	0	-0.05
0.02	0.1	0.05	0	-0.05
0.03	0.1	0.05	0	-0.05
0.05	0.1	0.05	0	-0.05
0.075	0.1	0.05	0	-0.05
0.1	0.1	0.05	0	-0.05
0.15	0.1	0.05	0	-0.05
0.2	0.1	0.05	0	-0.03
0.25	0.1	0.05	0	0
0.3	0.1	0.05	0.03	0.03
0.4	0.1	0.07	0.06	0.06
0.5	0.1	0.1	0.1	0.09
0.75	0.14	0.14	0.14	0.13
1	0.17	0.17	0.17	0.14
1.5	0.22	0.21	0.2	0.16
2	0.26	0.25	0.22	0.16
3	0.34	0.3	0.23	0.16
4	0.41	0.32	0.23	0.14
5	0.51	0.32	0.22	0.13
6	0.55	0.32	0.2	0.1
7.5	0.55	0.29	0.17	0.08
10	0.42	0.22	0.14	0.08

Fuente: (Abrahamson, Silva, & Kamai, 2013)

# • Función de regionalización

Regional ( $V_{s30}$ ,  $R_{rup}$ ) =

(3.53)

$$F_{\text{TW}} (f_{12} (V_{s30}) + a_{25}.R_{\text{rup}}) + F_{\text{CN}} (a_{28}.R_{\text{rup}}) + F_{\text{JP}} (f_{13} (V_{s30}) + a_{29}.R_{\text{rup}});$$

$$f_{12} (V_{s30}) = a_{31} \ln \left(\frac{V_{s30}*}{V_{Lin}}\right);$$
(3.54)

$$a_{36}; \qquad V_{s30} < 200 \text{ m/s}$$
 
$$200 \le V_{s30} < 300 \text{ m/s}$$
 
$$a_{38}; \qquad 300 \le V_{s30} < 400 \text{ m/s}$$
 
$$a_{39}; \qquad 400 \le V_{s30} < 500 \text{ m/s}$$
 
$$a_{40}; \qquad 500 \le V_{s30} < 700 \text{ m/s}$$
 
$$a_{41}; \qquad 700 \le V_{s30} < 1000 \text{ m/s}$$
 
$$a_{42}; \qquad V_{s30} \ge 1000 \text{ m/s}$$

Donde  $F_{TW}$ ;  $F_{CN}$ ;  $F_{JP}$ , son variables indicadoras para Taiwan, China y Japón. Si se desea trabajar con los datos de Taiwan se tendrá  $F_{TW} = 1$  y las restantes variables indicadoras cero.

En la tabla 3.11 se indican los coeficientes para el cálculo de  $f_{13}(V_{s30})$ , no consta el valor de  $a_{39}$  que vale cero; con estos valores se considera la amplificación de sitio con respecto al modelo base. Los coeficientes de la tabla 3.12 son para la función indicada en la ecuación (3.53).

En la formulación del modelo Abrahamson *et al.* (2013, 2014) las variables utilizadas que todavía no se han definido son:  $R_{jb}$  (km) es la distancia horizontal más cercana a la proyección del plano de ruptura en la superficie (distancia Joyner-Boore) cuando el sitio se encuentra sobre el plano de ruptura esta variable vale cero;  $R_x$  (km) es la distancia más cercana al borde superior del plano de ruptura medido perpendicularmente desde la dirección del rumbo promedio,  $R_x$  es negativo en la dirección foot-wall (bloque deprimido) y positivo en hanging-wall (bloque levantado) Ancheta *et al.* 2013

Otras variables no definidas son  $R_{y0}$  (km) es la distancia horizontal fuera del borde del plano de ruptura medido paralelamente a la dirección del rumbo; para sitios ubicados a lo largo de la ruptura  $R_{y0} = 0$ ; dip o  $\delta$  (°) es el ángulo de buzamiento promedio del plano de ruptura;  $\lambda$  (°) rake es el ángulo promedio de deslizamiento, medido en el plano de ruptura entre la dirección del rumbo y el vector de deslizamiento, para fallas inversas  $30^{\circ} < \lambda < 150^{\circ}$ , para falla normales y normales oblicuas se tiene  $-150^{\circ} < \lambda < -30^{\circ}$ .

Tabla 3.11 Coeficientes para el ajuste de Vs	s30, para Japón.
Abrahamson <i>et al.</i> 2013	

	I	ADI allali	ison ei a	<i>i.</i> 2013		
T (seg)	<b>a</b> 36	<b>a</b> 37	<b>a</b> 38	<b>a</b> 40	<b>a</b> 41	<b>a</b> 42
PGA	0.265	0.337	0.188	0.088	-0.196	0.044
PGV	0.377	0.212	0.157	0.095	-0.038	0.065
0.01	0.265	0.337	0.188	0.088	-0.196	0.044
0.02	0.255	0.328	0.184	0.088	-0.194	0.061
0.03	0.249	0.32	0.18	0.093	-0.175	0.162
0.05	0.202	0.289	0.167	0.133	-0.09	0.451
0.075	0.126	0.275	0.173	0.186	0.09	0.506
0.1	0.022	0.256	0.189	0.16	0.006	0.335
0.15	-0.136	0.162	0.108	0.068	-0.156	-0.084
0.2	-0.078	0.224	0.115	0.048	-0.274	-0.178
0.25	0.037	0.248	0.122	0.055	-0.248	-0.187
0.3	-0.091	0.203	0.096	0.073	-0.203	-0.159
0.4	0.129	0.232	0.123	0.143	-0.154	-0.023
0.5	0.31	0.252	0.134	0.16	-0.159	-0.029
0.75	0.505	0.208	0.129	0.158	-0.141	0.061
1	0.358	0.208	0.152	0.145	-0.144	0.062
1.5	0.131	0.108	0.118	0.131	-0.126	0.037
2	0.123	0.068	0.119	0.083	-0.075	-0.143
3	0.109	-0.023	0.093	0.07	-0.021	-0.028
4	0.135	0.028	0.084	0.101	0.072	-0.097
5	0.189	0.031	0.058	0.095	0.205	0.015
6	0.215	0.024	0.065	0.133	0.285	0.104
7.5	0.166	-0.061	0.009	0.151	0.329	0.299
10	0.092	-0.159	-0.05	0.124	0.301	0.243

A continuación se indica el cálculo de la desviación estándar para el modelo de Abrahamson *et al* (2013, 2014)

$$\phi_{A,L}(M) = \begin{cases}
S_1; & M < 4 \\
S_1 + \frac{s_2 - S_1}{2}(M - 4); & 4 \le M \le 6 \\
S_2; & M > 6
\end{cases}$$

$$T_{A,L}(M) = \begin{cases}
S_3; & M < 5 \\
S_3 + \frac{s_4 - S_3}{2}(M - 5); & 5 \le M \le 7 \\
S_4; & M > 7
\end{cases}$$
(3.56)

Tabla 3.12 Coeficientes para Taiwán, China y Japón. (Abrahamson et al. 2013)

T (seg)	<b>a</b> 25	<b>a</b> 28	<b>a</b> 29	<b>a</b> 31
PGA	-0.0015	0.0025	-0.0034	-0.1503
<b>PGV</b>	-0.0001	0.0005	-0.0037	-0.1462
0.01	-0.0015	0.0025	-0.0034	-0.1503
0.02	-0.0015	0.0024	-0.0033	-0.1479
0.03	-0.0016	0.0023	-0.0034	-0.1447
0.05	-0.002	0.0027	-0.0033	-0.1326
0.075	-0.0027	0.0032	-0.0029	-0.1353
0.1	-0.0033	0.0036	-0.0025	-0.1128
0.15	-0.0035	0.0033	-0.0025	0.0383
0.2	-0.0033	0.0027	-0.0031	0.0775
0.25	-0.0029	0.0024	-0.0036	0.0741
0.3	-0.0027	0.002	-0.0039	0.2548
0.4	-0.0023	0.001	-0.0048	0.2136
0.5	-0.002	0.0008	-0.005	0.1542
0.75	-0.001	0.0007	-0.0041	0.0787
1	-0.0005	0.0007	-0.0032	0.0476
1.5	-0.0004	0.0006	-0.002	-0.0163
2	-0.0002	0.0003	-0.0017	-0.1203
3	0	0	-0.002	-0.2719
4	0	0	-0.002	-0.2958
5	0	0	-0.002	-0.2718
6	0	0	-0.002	-0.2517
7.5	0	0	-0.002	-0.1337
10	0	0	-0.002	-0.0216

Donde  $\emptyset_{A,L}$  es la desviación estándar lineal intra-evento y  $T_{A,L}$  es la desviación estándar lineal inter-evento. Los coeficientes  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$  se presentan en la 3.13. En relación a los intervalos de estas ecuaciones, se ha demostrado que la desviación estándar en la respuesta lineal del sitio es dependiente de la magnitud del evento.

Tabla 3.13 Coeficientes de la incertidumbre del modelo. Abrahamson *et al.* 2013.

T (seg)	V <sub>s30</sub> estimado		Vs30 Medido		<b>S</b> 3	S <sub>4</sub>	Japón	
	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	$S_2$	53	54	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>
PGA	0.754	0.52	0.741	0.501	0.47	0.36	0.54	0.63
PGV	0.662	0.51	0.66	0.51	0.38	0.38	0.58	0.53
0.01	0.754	0.52	0.741	0.501	0.47	0.36	0.54	0.63
0.02	0.76	0.52	0.747	0.501	0.47	0.36	0.54	0.63
0.03	0.781	0.52	0.769	0.501	0.47	0.36	0.55	0.63

0.05	0.81	0.53	0.798	0.512	0.47	0.36	0.56	0.65
0.075	0.81	0.54	0.798	0.522	0.47	0.36	0.57	0.69
0.1	0.81	0.55	0.795	0.527	0.47	0.36	0.57	0.7
0.15	0.801	0.56	0.773	0.519	0.47	0.36	0.58	0.7
0.2	0.789	0.565	0.753	0.514	0.47	0.36	0.59	0.7
0.25	0.77	0.57	0.729	0.513	0.47	0.36	0.61	0.7
0.3	0.74	0.58	0.693	0.519	0.47	0.36	0.63	0.7
0.4	0.699	0.59	0.644	0.524	0.47	0.36	0.66	0.7
0.5	0.676	0.6	0.616	0.532	0.47	0.36	0.69	0.7
0.75	0.631	0.615	0.566	0.548	0.47	0.36	0.73	0.69
1	0.609	0.63	0.541	0.565	0.47	0.36	0.77	0.68
1.5	0.578	0.64	0.506	0.576	0.47	0.36	0.8	0.66
2	0.555	0.65	0.48	0.587	0.47	0.36	0.8	0.62
3	0.548	0.64	0.472	0.576	0.47	0.36	0.8	0.55
4	0.527	0.63	0.447	0.565	0.47	0.36	0.76	0.52
5	0.505	0.63	0.425	0.568	0.47	0.36	0.72	0.5
6	0.477	0.63	0.395	0.571	0.47	0.36	0.7	0.5
7.5	0.457	0.63	0.378	0.575	0.47	0.36	0.67	0.5
10	0.429	0.63	0.359	0.585	0.47	0.36	0.64	0.5

La desviación estándar intra-evento para Japón, es más alta que sus similares de California y Taiwan. Se calcula con las siguientes ecuaciones.

$$\phi_{A-JP}(R_{rup}) = \begin{cases}
S_5; & R_{rup} < 30 \\
S_5 + \frac{s_{6-S_5}}{50} (R_{rup} - 30); & 30 \le R_{rup} \le 80 \\
S_6; & R_{rup} > 80
\end{cases} (3.58)$$

La desviación estándar intra-evento del movimiento en roca  $\emptyset_B$  es igual a:

$$\emptyset_B(M,T) = \sqrt{\emptyset_{A,L}^2(M,T) - \emptyset_{Amp}^2(T)}$$
 (3.59)

Donde  $\emptyset_{A,L}$  es la desviación estándar lineal intra-evento en suelo;  $\emptyset_{Amp}$  es la desviación estándar de la amplificación del sitio y T es el periodo espectral. Se asume  $\emptyset_{Amp}(T)$ =0.4 para todos los periodos. Con respecto a la variabilidad inter-evento, la desviación estándar del movimiento en roca es igual a la desviación estándar del rango lineal, por lo tanto:

$$\tau_B(M,T) = \tau_{AL}(M,T) \tag{3.60}$$

Finalmente, la desviación estándar intra-evento es:

$$\emptyset \left( T, M, \hat{S}a_{1100}, V_{S30} \right) = \left[ \emptyset_B^{\ 2}(M, T) \cdot \left( 1 + \frac{\partial \ln Amp(T, \hat{S}a_{1100}, V_{S30})}{\partial \ln Sa_{1100}} \right)^2 + \right]$$

$$\emptyset^2_{Amp} \left( T \right)^{1/2}$$
(3.61)

La desviación estándar inter-evento esta dada por la ecuación:

$$\tau\left(T, M, \hat{S}a_{1100}, V_{s30}\right) = \tau_B(M, T) \cdot \left(1 + \frac{\partial \ln Amp(T, \hat{S}a_{1100}, V_{s30})}{\partial \ln Sa_{1100}}\right)$$
(3.62)

Donde:

$$\frac{\partial \ln Amp(T, \hat{S}a_{1100}, V_{S30})}{\partial \ln Sa_{1100}} = \begin{cases}
0; & V_{S30} \ge V_{Lin} \\
\frac{-b(T)\hat{S}a_{1100}}{\hat{S}a_{1100} + c} + \frac{b(T)\hat{S}a_{1100}}{\hat{S}a_{1100} + c} \begin{pmatrix} V_{S30} \\ V_{Lin} \end{pmatrix}^{n}; & V_{S30} < V_{Lin}
\end{cases} (3.63)$$

El alcance del modelo de Abrahamson et al (2013, 2014) es el siguiente.

- $3.0 \le M \le 8.5$  para sismos generados en cualquier tipo de falla cortical.
- $Z_{TOR} \le 20 \text{km}$
- $0 \le R_{RUP} \le 300 \text{ km}$
- $180 \text{ m/seg} \le V_{S30} \le 1500 \text{ m/seg}$

#### 3.5 MODELO DE CHIOU Y YOUNGS (2014)

A diferencia de los modelos anteriores, el modelo de Chiou y Youngs (2013, 2014) incorpora en la evaluación de los espectros de aceleración o ecuaciones de atenuación del movimiento del suelo, la directividad de las ondas sísmicas, factor que es muy importante para sitios que se encuentran muy cerca de las fallas, como es el caso de Quito.

Spudich y Chiou (2008) presentaron ya un trabajo de directividad. Ahora la propuesta hace referencia al trabajo de Spudich *et al.* (2013); en este apartado se habla sobre este factor.

Otro aspecto relevante del modelo de Chiou y Youngs (2013, 2014) es la incorporación de ecuaciones para calcular el valor de  $Z_{TOR}$  para fallas inversas y para fallas normales. Para una falla específica existe un valor de  $Z_{TOR}$  observado, con este valor y con el promedio de los valores que resultan al aplicar las ecuaciones para las fallas inversas

y normales se determina  $\Delta Z_{TOR}$ , que se utiliza en la evaluación de las ordenadas espectrales, como se ve a continuación.

Sea  $Y_{refij}$  la aceleración del suelo en roca, expresada como un coeficiente de la gravedad y sea  $Y_{ij}$  la aceleración del suelo teniendo en cuenta las condiciones de sitio. El modelo de Chiou y Youngs (2013) con el cual halla la aceleración en roca ( $V_{s30} = 1130 \ m/s$ ) es la siguiente.

$$ln(Y_{refij}) = c_{1}$$

$$+ \left\{c_{1a} + \frac{c_{1c}}{\cosh(2 * \max(M_{i} - 4.5,0))}\right\} F_{RVi}$$

$$+ \left\{c_{1b} + \frac{c_{1d}}{\cosh(2 * \max(M_{i} - 4.5,0))}\right\} F_{NMi}$$

$$+ \left\{c_{7} + \frac{c_{7b}}{\cosh(2 * \max(M_{i} - 4.5,0))}\right\} \Delta Z_{TORi}$$

$$+ \left\{c_{11} + \frac{c_{11b}}{\cosh(2 * \max(M_{i} - 4.5,0))}\right\} (\cos \delta_{i})^{2}$$

$$+ c_{2}(M_{i} - 6) + \frac{c_{2} - c_{3}}{c_{n}} \ln(1 + e^{c_{n}(c_{m} - M_{i})})$$

$$+ c_{4} \ln(R_{RUPij} + c_{5} \cosh(c_{6} * \max(M_{i} - c_{HM}, 0)))$$

$$+ (c_{4a} - c_{4}) \ln\left(\sqrt{R_{RUPij}^{2} + C_{RB}^{2}}\right)$$

$$+ \left\{c_{\gamma 1} + \frac{c_{\gamma 2}}{\cosh(\max(M - c_{\gamma 3}, 0))}\right\} R_{RUPij}$$

$$+ c_{8} \max\left(1 - \frac{\max(R_{RUPij} - 40,0)}{30}, 0\right) \min\left(\frac{\max(M_{i} - 5.5,0)}{0.8}, 1\right) e^{-c_{8a}(M_{i} - c_{8b})^{2}} \Delta_{DPPij}$$

$$+ c_{9} F_{HWij} \cos \delta_{i} \left\{c_{9a} + (1 - c_{9a}) tanh\left(\frac{R_{xij}}{c_{9b}}\right)\right\} \left\{1 - \frac{\sqrt{R_{JBij}^{2} + Z_{TORi}^{2}}}{R_{RUPij} + 1}\right\}$$

La mayor parte de las variables han sido ya definidas para los otros modelos, sin embargo, con el propósito de tenerlo completo se describen nuevamente: M es el momento;  $F_{RV}$  variable indicadora que vale 1 para falla inversas o inversas oblicuas ( $30^0 \le \lambda \le 150^0$ ), vale 0 para otro tipo de falla.  $F_{NM}$  variable indicadora que vale 1 para fallas normales; la siguiente variable de ecuación (3.56) es  $\Delta Z_{TOR}$  que amerita una explicación más detenida ya que es nueva.

Primero se recuerda que  $Z_{TOR}$  es la profundidad al borde superior del plano de ruptura. La nueva variable  $\Delta Z_{TOR}$  se halla con la siguiente ecuación.

$$\Delta Z_{TOR} = Z_{TOR} - E[Z_{TOR}] \tag{3.65}$$

Donde  $Z_{TOR}$  es la profundidad al borde superior **observado** para una determinada falla;  $E[Z_{TOR}]$  es el valor medio que se halla con las ecuaciones (3.66) que ha sido inferida para fallas inversas e inversas oblicuas y (3.67) para fallas normarles y transcurrentes.

$$Z_{TOR} = \max[2.704 - 1.226 \max(M - 5.849, 0), 0]^2$$
(3.66)

$$Z_{TOR} = \max[2.673 - 1.136 \max(M - 4.970, 0), 0]^2$$
 (3.67)

Tabla 3.14 Coeficientes independientes del período para calcular  $ln(Y_{ref})$ 

•	$c_2$	C4	c4a	cRB	<b>C</b> 8	c8a	
	1.06	-2.1	-0.5	50	0.2153	0.2695	

Fuente: Chiou y Youngs (2013)

Tabla 3.15 Coeficientes para el cálculo de  $ln(Y_{ref})$  para modelo de Chiou y Youngs (2014)

						<del>-</del>	Bo (= 0:	<del>- •</del> /				
	Período (seg)	$c_1$	cla	c1b	c1c	c1d	$c_n$	cM	<b>c</b> <sub>3</sub>	<b>C</b> 5	сНМ	c <sub>6</sub>
=	0.01	-1.5065	0.1650	-0.2550	-0.1650	0.2550	16.0875	4.9993	1.9636	6.4551	3.0956	0.4893
	0.02	-1.4798	0.1650	-0.2550	-0.1650	0.2550	15.7118	4.9993	1.9636	6.4551	3.0963	0.4892
	0.03	-1.2972	0.1650	-0.2550	-0.1650	0.2550	15.8819	4.9993	1.9636	6.4551	3.0974	0.4890
	0.04	-1.1007	0.1650	-0.2550	-0.1650	0.2550	16.4556	4.9993	1.9636	6.4551	3.0988	0.4888
	0.05	-0.9292	0.1650	-0.2550	-0.1650	0.2550	17.6453	4.9993	1.9636	6.4551	3.1011	0.4884
	0.075	-0.6580	0.1650	-0.2540	-0.1650	0.2540	20.1772	5.0031	1.9636	6.4551	3.1094	0.4872

0.1	-0.5613	0.1650	-0.2530	-0.1650	0.2530	19.9992	5.0172	1.9636	6.8305	3.2381	0.4854
0.12	-0.5342	0.1650	-0.2520	-0.1650	0.2520	18.7106	5.0315	1.9795	7.1333	3.3407	0.4837
0.15	-0.5462	0.1650	-0.2500	-0.1650	0.2500	16.6246	5.0547	2.0362	7.3621	3.4300	0.4808
0.17	-0.5858	0.1650	-0.2480	-0.1650	0.2480	15.3709	5.0704	2.0823	7.4365	3.4688	0.4787
0.2	-0.6798	0.1650	-0.2449	-0.1650	0.2449	13.7012	5.0939	2.1521	7.4972	3.5146	0.4755
0.25	-0.8663	0.1650	-0.2382	-0.1650	0.2382	11.2667	5.1315	2.2574	7.5416	3.5746	0.4706
0.3	-1.0514	0.1650	-0.2313	-0.1650	0.2313	9.1908	5.1670	2.3440	7.5600	3.6232	0.4665
0.4	-1.3794	0.1650	-0.2146	-0.1650	0.2146	6.5459	5.2317	2.4709	7.5735	3.6945	0.4607
0.5	-1.6508	0.1650	-0.1972	-0.1650	0.1972	5.2305	5.2893	2.5567	7.5778	3.7401	0.4571
0.75	-2.1511	0.1650	-0.1620	-0.1650	0.1620	3.7896	5.4109	2.6812	7.5808	3.7941	0.4531
1	-2.5365	0.1650	-0.1400	-0.1650	0.1400	3.3024	5.5106	2.7474	7.5814	3.8144	0.4517
1.5	-3.0686	0.1650	-0.1184	-0.1650	0.1184	2.8498	5.6705	2.8161	7.5817	3.8284	0.4507
2	-3.4148	0.1645	-0.1100	-0.1645	0.1100	2.5417	5.7981	2.8514	7.5818	3.8330	0.4504
3	-3.9013	0.1168	-0.1040	-0.1168	0.1040	2.1488	5.9983	2.8875	7.5818	3.8361	0.4501
4	-4.2466	0.0732	-0.1020	-0.0732	0.1020	1.8957	6.1552	2.9058	7.5818	3.8369	0.4501
5	-4.5143	0.0484	-0.1010	-0.0484	0.1010	1.7228	6.2856	2.9169	7.5818	3.8376	0.4500
7.5	-5.0009	0.0220	-0.1010	-0.0220	0.1010	1.5737	6.5428	2.9320	7.5818	3.8380	0.4500
10	-5.3461	0.0124	-0.1000	-0.0124	0.1000	1.5265	6.7415	2.9396	7.5818	3.8380	0.4500

Retomando la descripción de las variables de la ecuación (3.64), se tiene  $\delta$  que es el ángulo de buzamiento; a continuación aparece una ecuación con coeficientes  $c_n, c_m$ ; estos coeficientes están relacionados con el factor  $Z_{TOR}$ , en el modelo de Chiou y Youngs (2008) la contribución a la aceleración espectral de  $Z_{TOR}$  dependía de la magnitud, en el nuevo modelo de 2013 lo separan de tal manera que los factores  $c_2, c_3, c_n, c_m$  son factores del valor de la magnitud; el valor de  $c_2$  es independiente del período y se presenta en la tabla 3.14; los restantes coeficientes dependen del período y se indican en la tabla 3.15.

Continuando con la descripción de las variables de la ecuación (3.64) se tiene  $R_{RUP}$  que es la distancia desde el punto al plano de falla. En la tabla 3.16 aparecen los coeficientes  $c_{\gamma 1}$ ,  $c_{\gamma 2}$ ,  $c_{\gamma 3}$  que intervienen en la contribución de  $R_{RUP}$  a la aceleración en roca  $Y_{ref}$ .

Tabla 3.16 Coeficientes para el cálculo de  $ln(Y_{ref})$  Continuación

Período	O C7	c7b	c8b	<b>C</b> 9	c9a	c9b						
(seg)							c11	c11b	cγ1	ςγ2	сү3	
0.01	0.0352	0.0462	0.4833	0.9228	0.1202	6.8607	0.0	-0.4536	-0.007141	-0.006768	4.2542	
0.02	0.0352	0.0472	1.2144	0.9296	0.1217	6.8697	0.0	-0.4536	-0.007226	-0.006929	4.2386	

0.03	0.0352	0.0533	1.6421	0.9396	0.1194	6.9113	0.0	-0.4536	-0.007520	-0.007160	4.2519
0.04	0.0352	0.0596	1.9456	0.9661	0.1166	7.0271	0.0	-0.4536	-0.007881	-0.007477	4.2960
0.05	0.0352	0.0639	2.1810	0.9794	0.1176	7.0959	0.0	-0.4536	-0.008295	-0.007460	4.3578
0.075	0.0352	0.0630	2.6087	1.0260	0.1171	7.3298	0.0	-0.4536	-0.009266	-0.006565	4.5455
0.1	0.0352	0.0532	2.9122	1.0177	0.1146	7.2588	0.0	-0.4536	-0.009710	-0.005490	4.7603
0.12	0.0352	0.0452	3.1045	1.0008	0.1128	7.2372	0.0	-0.4536	-0.009806	-0.004840	4.8963
0.15	0.0352	0.0345	3.3399	0.9801	0.1106	7.2109	0.0	-0.4536	-0.009805	-0.003897	5.0644
0.17	0.0352	0.0283	3.4719	0.9652	0.1150	7.2491	0.0	-0.4536	-0.009733	-0.003334	5.1371
0.2	0.0352	0.0202	3.6434	0.9459	0.1208	7.2988	0.0	-0.4440	-0.009505	-0.002690	5.1880
0.25	0.0352	0.0090	3.8787	0.9196	0.1208	7.3691	0.0	-0.3539	-0.008918	-0.002127	5.2164
0.3	0.0352	-0.0004	4.0711	0.8829	0.1175	6.8789	0.0	-0.2688	-0.008251	-0.001812	5.1954
0.4	0.0352	-0.0155	4.3745	0.8302	0.1060	6.5334	0.0	-0.1793	-0.007267	-0.001274	5.0899
0.5	0.0352	-0.0278	4.6099	0.7884	0.1061	6.5260	0.0	-0.1428	-0.006492	-0.001074	4.7854
0.75	0.0352	-0.0477	5.0376	0.6754	0.1000	6.5000	0.0	-0.1138	-0.005147	-0.001115	4.3304
1	0.0352	-0.0559	5.3411	0.6196	0.1000	6.5000	0.0	-0.1062	-0.004277	-0.001197	4.1667
1.5	0.0352	-0.0630	5.7688	0.5101	0.1000	6.5000	0.0	-0.1020	-0.002979	-0.001671	4.0029
2	0.0352	-0.0665	6.0723	0.3917	0.1000	6.5000	0.0	-0.1009	-0.002301	-0.002237	3.8949
3	0.0160	-0.0516	6.5000	0.1244	0.1000	6.5000	0.0	-0.1003	-0.001344	-0.003108	3.7928
4	0.0062	-0.0448	6.8035	0.0086	0.1000	6.5000	0.0	-0.1001	-0.001084	-0.003670	3.7443
5	0.0029	-0.0424	7.0389	0.0000	0.1000	6.5000	0.0	-0.1001	-0.000994	-0.003767	3.7090
7.5	0.0007	-0.0348	7.4666	0.0000	0.1000	6.5000	0.0	-0.1000	-0.000964	-0.003784	3.6632
10	0.0003	-0.0253	7.7700	0.0000	0.1000	6.5000	0.0	-0.1000	-0.000950	-0.003747	3.6230

Fuente: Chiou y Youngs (2014)

Posteriormente aparece el término  $\Delta_{DPP}$  que es el valor centrado del parámetro efectivo de directividad, este es un factor muy importante para las estructuras que se hallan sobre las fallas ciegas de Quito y para entenderlo vale la pena indicar en primer lugar como lo obtuvieron Supidch y Chiou en el 2008.

$$f_D = f_R f_M (a + b * IDP)$$
(3.68)

Donde  $f_D$  es el factor de directividad;  $f_R$ ,  $f_M$ , son funciones de la distancias y de la magnitud respectivamente; a, b, son coeficientes que han sido determinados por regresión lineal para diferentes modelos de atenuación del suelo; IDP (Isochrone Directivy Predictor) es un factor de directividad de las ondas sísmicas desde el hipocentro hasta un determinado punto de interés.

Ahora bien en la ecuación (3.64) se tiene:

$$c_{8} \max \left(1 - \frac{\max(R_{RUPij} - 40,0)}{30}, 0\right) \min\left(\frac{\max(M_{i} - 5.5,0)}{0.8}, 1\right) e^{-c_{8a}(M_{i} - c_{8b})2} \Delta_{DPPij}$$

Que podría escribirse de la siguiente manera:

$$c_8 f_R f_M e^{-c_{8a}(M_i - c_{8b})2} \Delta_{DPPii}$$

La función  $f_R$  se calcula con la misma función del modelo de Spudich y Chiou (2008) que es la siguiente.

$$f_R = \max\left[0, \left(1 - \frac{\max(0, R_{rup} - 40)}{30}\right)\right]$$
 (3.69)

La función de magnitud  $f_M$  si difiere un poco con relación a la propuesta por Spudich y Chiou (2008) ahora se obtiene con la siguiente expresión.

$$f_M = \min\left(\frac{\max(M - 5.5, 0)}{0.8}, 1\right)$$
 (3.70)

El coeficiente  $c_8 = 0.2153$  y el coeficiente  $c_{8a} = 0.2695$  no dependen del período. En cambio el coeficiente  $c_{8b}$  si depende del período y está indicado en la tabla 3.16. Falta por indicar el significado de DPP que es el parámetro de directividad en un punto y la variable  $\Delta_{DPP}$  que se obtiene en forma incremental entre un valor observado y un valor medio cálculado.

Finalmente, se tiene la función de Hanging Wall,  $F_{HW}$  que vale 1 para  $R_x \ge 0$  y vale 0 para  $R_x < 0$ . En la contribución de  $F_{HW}$  al cálculo de la aceleración espectral intervienen los factores  $c_9$ ,  $c_{9a}$ ,  $c_{9b}$ , que están indicados en la tabla 3.16 y las variables  $R_x$ ,  $R_{JB}$ ,  $R_{RUP}$ ,  $Z_{TOR}$ , que también se utilizan en los otros modelos, cuyo significado ha sido ya presentado, sin embargo para visualizar estas variables en la figura 3.1, se presentan algunos casos que pueden presentarse sobre el punto de interés y la definición de las variables ya indicadas; destacando que son aplicables a los tres modelos de movimientos fuertes presentados.

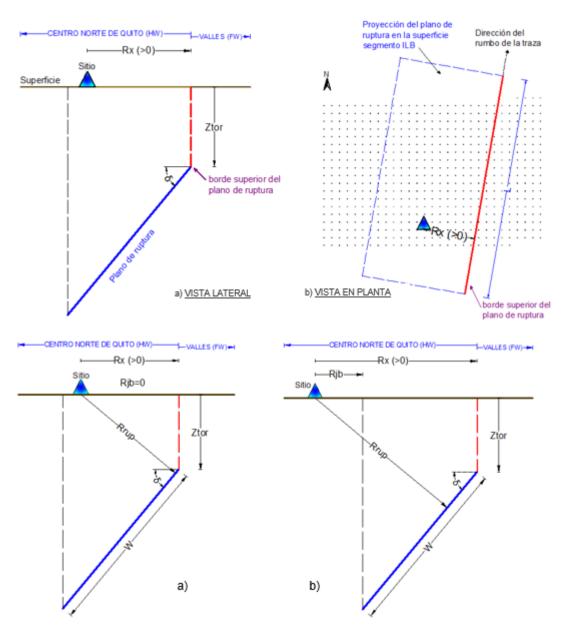


Figura 3.1 Visualización de las variables de los modelos presentados.

Sea  $Y_{ij}$  la aceleración espectral considerando el efecto de sitio, la misma que se obtiene con la siguiente ecuación para el modelo de Chiou y Youngs (2013, 2014)

$$\ln(Y_{ij}) = \ln(Y_{refij}) + \emptyset_1 * \min\left(\ln\left(\frac{V_{s30j}}{1130}\right), 0\right)$$

$$+ \emptyset_2 \left(e^{\emptyset_3(\min(V_{s30}, 1130) - 360)} - e^{\emptyset_3(1130 - 360)}\right) \ln\left(\frac{Y_{refij} + \emptyset_4}{\emptyset_4}\right)$$

$$+ \emptyset_5 \left(1 - e^{-\Delta Z_{1.0j}/\emptyset_6}\right) + \eta_i + \varepsilon_{ij}$$
(3.71)

Donde  $\Delta Z_{1.0}$  es el valor de la profundidad  $Z_{1.0}$  observado, donde la velocidad de la onda de corte es 1.0 km/seg., en el sitio del Proyecto menos el promedio del valor  $Z_{1.0}$  que se halla con las siguientes ecuaciones encontradas para California y Japón respectivamente.

$$\ln(Z_{1.0}) = \frac{-7.15}{4} \ln\left(\frac{V_{s30}^4 + 571^4}{1360^4 + 571^4}\right) \tag{3.72}$$

$$\ln(Z_{1.0}) = \frac{-5.23}{2} \ln\left(\frac{V_{s30}^2 + 412^2}{1360^2 + 412^2}\right) \tag{3.73}$$

Tabla 3.17 Coeficientes para calcular la aceleración espectral considerando el sitio.

Período						
(seg)	$\phi_1$	$\phi_{\underline{2}}$	$\phi_{\underline{3}}$	$\phi_{\underline{4}}$	$\phi$ 5	φ6
0.01	-0.5210	-0.1417	-0.007010	0.102151	0.0000	300
0.02	-0.5055	-0.1364	-0.007279	0.108360	0.0000	300
0.03	-0.4368	-0.1403	-0.007354	0.119888	0.0000	300
0.04	-0.3752	-0.1591	-0.006977	0.133641	0.0000	300
0.05	-0.3469	-0.1862	-0.006467	0.148927	0.0000	300
0.075	-0.3747	-0.2538	-0.005734	0.190596	0.0000	300
0.1	-0.4440	-0.2943	-0.005604	0.230662	0.0000	300
0.12	-0.4895	-0.3077	-0.005696	0.253169	0.0000	300
0.15	-0.5477	-0.3113	-0.005845	0.266468	0.0000	300
0.17	-0.5922	-0.3062	-0.005959	0.265060	0.0000	300
0.2	-0.6693	-0.2927	-0.006141	0.255253	0.0000	300
0.25	-0.7766	-0.2662	-0.006439	0.231541	0.0000	300
0.3	-0.8501	-0.2405	-0.006704	0.207277	0.0010	300
0.4	-0.9431	-0.1975	-0.007125	0.165464	0.0040	300
0.5	-1.0044	-0.1633	-0.007435	0.133828	0.0100	300
0.75	-1.0602	-0.1028	-0.008120	0.085153	0.0340	300
1	-1.0941	-0.0699	-0.008444	0.058595	0.0670	300
1.5	-1.1142	-0.0425	-0.007707	0.031787	0.1430	300
2	-1.1154	-0.0302	-0.004792	0.019716	0.2030	300
3	-1.1081	-0.0129	-0.001828	0.009643	0.2770	300

4	-1.0603	-0.0016	-0.001523	0.005379	0.3090	300
5	-0.9872	0.0000	-0.001440	0.003223	0.3210	300
7.5	-0.8274	0.0000	-0.001369	0.001134	0.3290	300
10	-0.7053	0.0000	-0.001361	0.000515	0.3300	300

Los coeficientes  $\phi_1$  a  $\phi_5$  están indicados en la tabla 3.17;  $\eta_i$ ,  $\varepsilon_{ij}$  son factores que toman en cuenta la variabilidad de los factores d amplificación por efecto del tipo de suelo (Chiou y Youngs, 2008) Finalmente la desviación estándar total del modelo viene definido por la siguiente ecuación.

$$\begin{split} \sigma_T^2 &= (1+NL_0)^2 \, \tau^2 + \, \sigma_{NL_0}^2 \\ \tau &= \tau_1 + \frac{\tau_2 - \tau_1}{2.25} \, \left( \min(\max(M,5), 7.25) - 5 \right) \\ \sigma_{NL_0} &= \left( \sigma_1 + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2.25} \, \left( \min(\max(M,5), 7.25) - 5 \right) \right) \\ &\quad * \, \sqrt{\sigma_3 \, F_{\inf erred} + 0.7 \, F_{Measured} + \, (1+NL_0)^2} \\ NL_0 &= \emptyset_2 \left( e^{\emptyset_3 \left( \min(V_{s30}, 1130) - 360 \right)} - e^{\emptyset_3 \left( 1130 - 360 \right)} \right) \left( \frac{Y_{ref}}{Y_{ref} + \, \emptyset_4} \right) \end{split}$$

Donde  $F_{\text{inf}\,erred}$  es igual a 1, si el valor de  $V_{s30}$  se deduce a partir de la geología, caso contrario vale cero.  $F_{Measured}$  es igual a 1, si  $V_{s30}$  fue medido en el sitio, caso contrario vale cero. Los coeficientes  $\tau_1$ ,  $\tau_2$ ,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ , están indicados en la tabla 3.18

Tabla 3.18 Coeficientes que intervienen en la evaluación de la desviación estándar.

Período					
(seg)	$ au_1$	τ 2	$\sigma_1$	<b>σ</b> 2	$\sigma_3$
0.01	0.4000	0.2600	0.4912	0.3762	0.8000
0.02	0.4026	0.2637	0.4904	0.3762	0.8000
0.03	0.4063	0.2689	0.4988	0.3849	0.8000
0.04	0.4095	0.2736	0.5049	0.3910	0.8000
0.05	0.4124	0.2777	0.5096	0.3957	0.8000
0.075	0.4179	0.2855	0.5179	0.4043	0.8000
0.1	0.4219	0.2913	0.5236	0.4104	0.8000
0.12	0.4244	0.2949	0.5270	0.4143	0.8000
0.15	0.4275	0.2993	0.5308	0.4191	0.8000
0.17	0.4292	0.3017	0.5328	0.4217	0.8000

0.2	0.4313	0.3047	0.5351	0.4252	0.8000
0.25	0.4341	0.3087	0.5377	0.4299	0.7999
0.3	0.4363	0.3119	0.5395	0.4338	0.7997
0.4	0.4396	0.3165	0.5422	0.4399	0.7988
0.5	0.4419	0.3199	0.5433	0.4446	0.7966
0.75	0.4459	0.3255	0.5294	0.4533	0.7792
1	0.4484	0.3291	0.5105	0.4594	0.7504
1.5	0.4515	0.3335	0.4783	0.4680	0.7136
2	0.4534	0.3363	0.4681	0.4681	0.7035
3	0.4558	0.3398	0.4617	0.4617	0.7006
4	0.4574	0.3419	0.4571	0.4571	0.7001
5	0.4584	0.3435	0.4535	0.4535	0.7000
7.5	0.4601	0.3459	0.4471	0.4471	0.7000
10	0.4612	0.3474	0.4426	0.4426	0.7000

Fuente: Chiou y Youngs (2014)

El alcance del modelo de Chiou y Youngs (2013) está limitado por las siguientes condiciones:

- $3.5 \le M \le 8.5$  para sismos generados en fallas transcurrentes
- $3.5 \le M \le 8.0$  para sismos generados en fallas inversas o normales.
- $Z_{TOR} \le 20 \text{km}$
- $0 \le R_{RUP} \le 300 \text{ km}$
- $180 \text{ m/seg} \le V_{S30} \le 1500 \text{ m/seg}$

# 4. ESPECTROS DE CONTROL PARA QUITO

R. Aguiar

A. Rivas

D. Quizanga

El Distrito Metropolitano de Quito, está dividido en cinco zonas: sur, centro sur, centro, centro norte y norte. Se encuentra sobre o muy próxima a los segmentos de las fallas ciegas inversas: Puengasí, Ilumbisí-La Bota, Carcelén el Inca, Bellavista-Catequlla y Tangahuilla. Para cada uno de las zonas de Quito se presentan espectros de respuesta elástica hallados mediante algunos de los nuevos modelos de movimiento fuerte de la iniciativa NGA west 2014, y son los desarrollados por: Abrahamson *et al.* (2014), Campbell y Borzognia (2014), y Chiou y Youngs (2014); considerando la magnitud máxima que podría generarse por la rotura de cada uno de los segmentos de falla y teniendo en cuenta el tipo de suelo que existe en cada zona de acuerdo a la clasificación de los suelos de Quito que se presentó en el apartado 2.

Se determinan espectros para niveles de confianza de 50% (sin considerar la desviación estándar) y para un nivel de 84% (considerando una desviación estándar). Para el primer caso se observa que el espectro propuesto en el NEC-14 cubre en forma adecuada los espectros hallados; en cambio para el segundo caso las ordenadas espectrales son aproximadamente el doble de las máximas del NEC-14, para la zona de períodos cortos y para la zona de períodos largos las ordenadas espectrales sobrepasan las ordenadas del NEC-14

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

Recordando lo indicado en el apartado 1, en la figura 4.1 se presentan los planos de las fallas ciegas de Quito, que de sur a norte corresponden a los segmentos de falla de: Puengasí, Ilumbisí-La Bota, Carcelén-El Inca y Bellavista-Catequilla; no se ha presentado el segmento de Tangahuilla, porque la ciudad se halla fundamentalmente sobre estos cuatro segmentos.

Ahora bien lo que interesa es saber la forma de los espectros que se obtendrían en caso de registrarse un sismo de magnitud máxima en cada segmento; en la tabla 4.1 se indica el segmento de falla; el área de ruptura; la longitud de ruptura y la magnitud máxima esperada para la cual se hallan los espectros utilizando los modelos de: Abrahamson *et al.* (2014); Campbell y Borzognia (2014); y el modelo de Chiou y Youngs (2014).

Los espectros se hallan para cinco zonas de Quito denominadas: Sur, Centro Sur, Centro, Centro Norte y Norte; que se indican con detalle en el apartado 4.2. Es evidente pensar que para el sur, centro sur y centro de Quito la falla que va a reportar las mayores ordenadas espectrales es la de Puengasí por su cercanía y por la magnitud; para las otras zonas: centro norte y norte de la ciudad, con la falla de Ilumbisi La Bota (ILB) se obtienen las mayores aceleraciones espectrales.

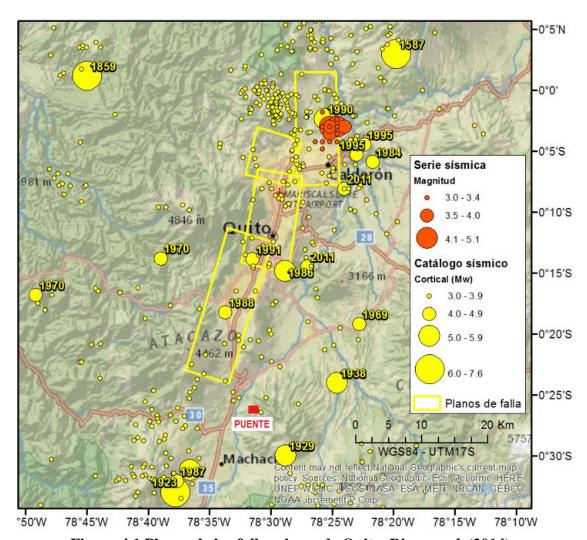


Figura 4.1 Planos de las fallas ciegas de Quito. Rivas et al. (2014)

I dold iii iiidgiiit	Tubia iii iiiagintaa maxima esperada en cada uno de los segmentos de lana.										
Segmento	Área de ruptura (km) <sup>2</sup>	Longitud de la Superficie de	Magnitud								
		ruptura									
		(km)									
Puengasí	259	22	6.4								
ILB	176	15	6.2								
CEI	82	7	5.9								
BC	191	17.5	6.3								
Tangahuilla	108	12	6.0								

Tabla 4.1 Magnitud máxima esperada en cada uno de los segmentos de falla.

# 4.2 FORMA DE CÁLCULO

En la figura 4.2 se presenta las cinco zonas del Distrito Metropolitano de Quito y la clasificación de suelos hallada para Quito, que fue presentada en el apartado 2. Se destaca que en Quito la mayor parte de los suelos son tipo C, D y E.

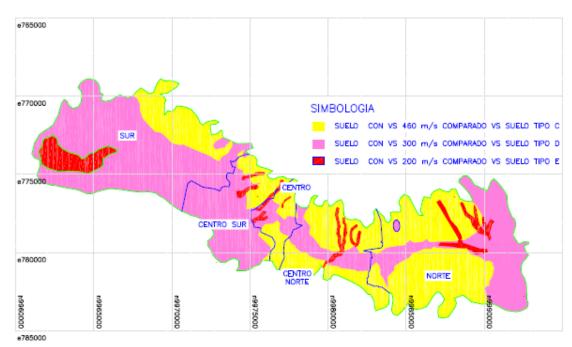


Figura 4.2 Zonas del Distrito Metropolitano de Quito y la clasificación de suelos encontrada en este estudio.

Para el cálculo, se obtuvo una grilla de puntos, cada uno de ellos espaciados 500 m., separados de acuerdo a la zona y de acuerdo al tipo de suelos. Se tienen 5 zonas y tres tipos de suelo en cada una de ellas; por lo tanto, se trabajó con 15 grillas, en cada una de ellas se halló los espectros de respuesta elástica con los tres modelos de movimientos fuertes ya indicados suponiendo la ocurrencia de un sismo en cada segmento de falla de Quito.

En la figura 4.3 se presentan las tres mallas, en forma macro, con las que se trabajó, las dos superiores corresponden a los suelos tipo C y D, y la inferior a suelo tipo E. Como se indicó en el párrafo anterior cada malla está dividida en las 5 zonas del Distrito Metropolitano de Quito.

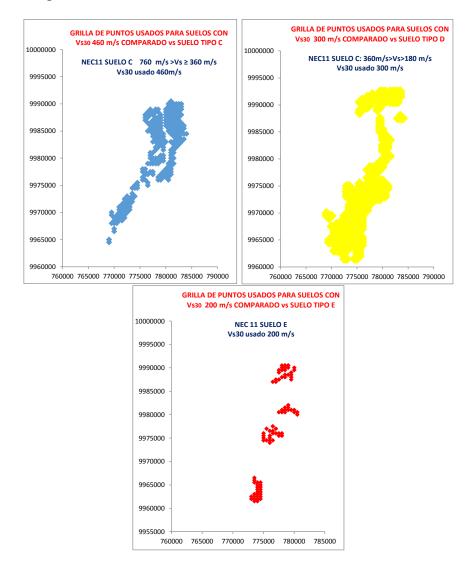


Figura 4.3 Malla de puntos en los que se obtuvieron espectros de acuerdo al tipo de suelo.

La clasificación de suelos de acuerdo al NEC-14, establece que la velocidad de la onda de corte de los suelos tipo C se encuentra entre 360 m/s y 760 m/s. Para los tipo D la variación se halla entre 180 m/s y 360 m/s., y para los suelos tipo E la velocidad de la onda de corte en los 30 primeros metros es menor a 180 m/s.

En base a los estudios de suelos realizados en Quito se ha encontrado que un valor representativo de la velocidad de la onda de corte  $V_{s30}$  es 460 m/s, para los suelos tipo

C; 300 m/s, para los suelos tipo D y para los suelos tipo E se consideró 200 m/s., debido a que el modelo de Abrahamson *et al.* (2014) no reporta formas espectrales parecidas a las que se hallan con los otros modelos, con valores menores a esta cantidad, a pesar de que teóricamente con este modelo se puede hallar espectros para valores de  $V_{s30}$  comprendidos entre 180 m/s., y 1500 m/s.

Para cada zona y para cada tipo de suelo, se obtuvo espectros con los tres modelos de movimientos fuertes en cada punto de la malla; provenientes de los cinco segmentos de fallas de Quito; luego se hizo un promedio de los valores obtenidos con cada los valores hallados en cada uno de los puntos de la grilla.

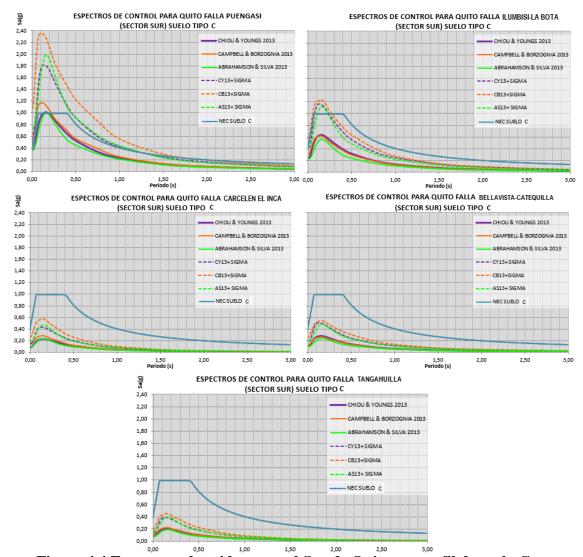


Figura 4.4 Espectros obtenidos para el Sur de Quito, en perfil de suelo C, proveniente de las fallas: Puengasí, Ilumbisí-La Bota; Carcelén el Inca; Bellavista-Catequilla y Tangahuilla.

Para una velocidad de la onda de corte de 760 m/s

Para ilustrar el trabajo realizado, en la figura 4.4, se presentan los espectros que se hallan para la zona Sur de Quito, en perfil de suelo tipo C, que tiene una velocidad de la onda de corte de 760 m/s, para ese sector de la ciudad se obtuvo espectros suponiendo que se registra un sismo en el falla de Puengasí de magnitud 6.4, los espectros se presentan en la parte superior izquierda; en la falla de Ilumbisí-La Bota de magnitud 6.2, como esta falla se encuentra a mayor distancia y la magnitud es menor las ordenadas espectrales son menores a las anteriores, como se observa en la parte superior derecha.

En la parte central de la figura 4.4, se presentan los espectros para el sector Sur de Quito en suelo tipo C, con  $V_s = 760 \, m/s$ , para sismos asociados a las fallas de Carcelén-El Inca de magnitud 5.9 y en la falla Bellavista-Catequilla de magnitud 6.3. Finalmente en la parte inferior de 4.4, se indican los espectros que se tendrían en suelo tipo C, con igual velocidad de la onda de corte ubicado en el Sur de la ciudad si se da un sismo de magnitud 6.0, en la falla de Tangahuilla.

En todos los casos, se consideró que el hipocentro se halla en el centro de gravedad del plano de ruptura indicado en la figura 4.1 a una profundidad que está alrededor de los 10 km. De las cinco gráficas de la figura 4.4, la que proporciona las mayores aceleraciones espectrales es la superior izquierda que corresponde a un sismo registrado en el segmento de falla de Puengasí. El procedimiento descrito se realizó para cada una de las zonas de Quito, en cada tipo de suelo.

Los espectros presentados en la figura 4.4, con cada uno de los modelos de movimientos fuertes, son para niveles de confianza del 50% (sin considerar la desviación estándar) y para un nivel de confianza del 84% considerando una vez la desviación estándar. Para estos niveles de confianza se indica en la figura 4.5 los valores medios que se hallan con los tres modelos de movimientos fuertes con los que se está trabajando, pero solo se ha presentado los espectros para la zona Sur de Quito en suelo C von  $V_{s30} = 760 \, m/s$ , considerando que la fuente sísmica son las fallas de Puengasí (gráfico de la izquierda) e Ilumbisí-La Bota (gráfico de la derecha).

En la figura 4.5 se aprecia que para el Sur de Quito, los espectros esperados en suelo tipo C, con una velocidad de la onda de corte de 760 m/s., tienen aceleraciones máximas que son prácticamente el doble cuando el sismo proviene del segmento de falla de Puengasí en relación al sismo proveniente de la falla de Ilumbisí-La Bota.

Con el propósito de ver si el mayor espectro que se genera en la grilla de la zona sur de Quito, en suelo tipo C con  $V_s = 760 \, m/s$ , es cubierto por el espectro que tiene una confiabilidad del 84% (media más la desviación estándar) en la figura 4.6 se presentan los espectros que se hallan con los tres modelos utilizados para el caso de que el sismo se genere en la falla de Puengasí. El espectro mayor se indica con línea continua y se aprecia que tiene ordenadas espectrales bastante distantes del espectro que tiene un 84% de confiabilidad. Es más el espectro máximo es ligeramente superior al espectro medio (confiabilidad del 50%).

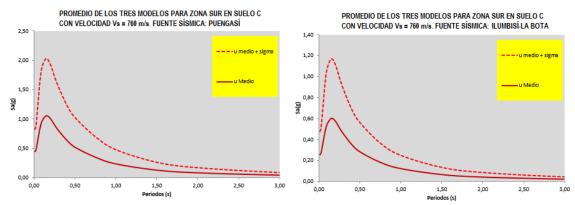


Figura 4.5 Valores medios encontrados con los tres modelos para niveles de confianza del 50% y 84%. Espectros para la Zona Sur en suelo tipo C con Vs igual a 760 m/s. En el gráfico de la izquierda la falla considerada es Puengasí y en el gráfico de la derecha Ilumbisí-La Bota.

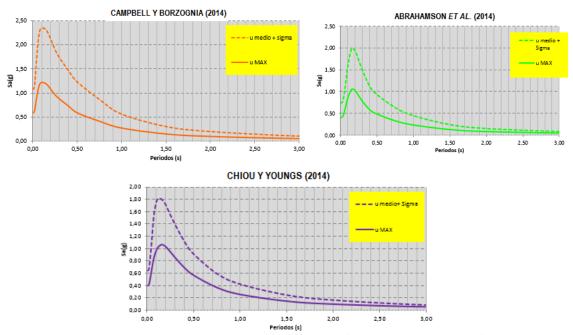


Figura 4.6 Mayor espectro hallado en el Sur de Quito en suelo tipo C con Vs igual a 760 m/s (línea continua) y espectros con una confiabilidad del 84% con los tres modelos de movimientos fuertes. Espectros asociados a la falla de Puengasí.

## 4.3 ESPECTROS DE CONTROL

Para las zonas: sur, centro sur y centro de Quito; los mayares ordenadas espectrales se hallaron ante un sismo de magnitud 6.4 registrado en el centro del plano de falla del segmento de Puengasí. Para las zonas: centro norte y norte de Quito; los espectros más altos se hallaron ante un sismo de magnitud 6.2, en la falla de Ilumbisí La Bota.

A estos espectros se ha denominado *espectros de control* y se recomienda sean utilizados para verificar el desempeño de una estructura ubicada en la ciudad de Quito y que haya sido diseñada utilizando los espectros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2014, o los hallados con los factores de sitio encontrados en la microzonificación sísmica de Quito por ERN-12. El control es obligatorio si se diseñaron con espectros más antiguos.

En las figuras 4.7 a 4.11, se presentan los espectros de control encontrados para las cinco zonas de Quito: sur, centro sur, centro, centro norte y norte; y para cada uno de los suelos tipo C, D y E. Los espectros han sido obtenidos considerando el valor más representativo de la velocidad de la onda de corte y son para el perfil tipo C, de 460 m/s; para el suelo tipo C, de 300 m/s y para el E de 200 m/s.

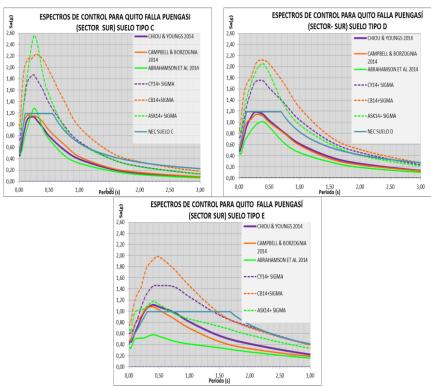


Figura 4.7 Espectros de control para el Sur de Quito. Hallados para suelo Tipo C (Vs 460 m/s), D (Vs 300 m/s); E (Vs 200 m/s). Debido a un sismo en falla de Puengasí de magnitud 6.4

Con línea continua se presentan los espectros para 50% de nivel de confiabilidad y con línea discontinua para 84% de confiabilidad. Para el primer nivel de confianza los espectros que se hallan con los tres modelos de movimientos fuertes son muy similares para los suelos tipo C y D. Para el suelo tipo E el modelo de Abrahamson *et al.* (2014) reporta resultados muy bajos, da la impresión de que está mal formulado el modelo para valores de la onda de corte bajos.

Los espectros que se hallan para el 84% de nivel de confianza difieren para los tres modelos; los mayores valores se hallan con los modelos de Campbell y Borzognia (2014) y Abrahamson *et al.* (2014), para los suelos tipo C y D.

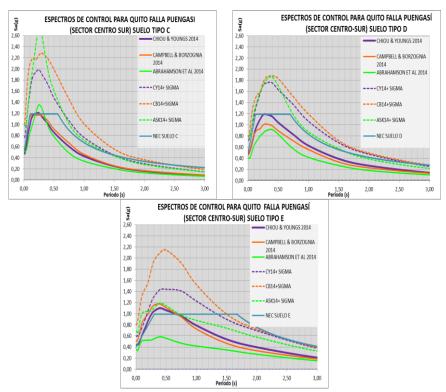


Figura 4.8 Espectros para el Centro Sur de Quito. Hallados para suelo Tipo C con (Vs 460 m/s), D con (Vs 300 m/s); E con (Vs 200 m/s). Debidos a sismo en falla de Puengasí de magnitud 6.4

El modelo de Chiou y Youngs (2014) reporta en algunos casos ordenadas espectrales altas para 50% de nivel de confianza en comparación con los otros modelos pero para nivel de confianza del 84% presenta los menores valores. Esto también se notó con el modelo de 2013 de los mencionados autores. En la propuesta que realizan en 2014, cambian notablemente los coeficientes que intervienen en la evaluación de la desviación estándar con relación a la propuesta de 2013, sin embargo de ello sigue reportando valores bajos.

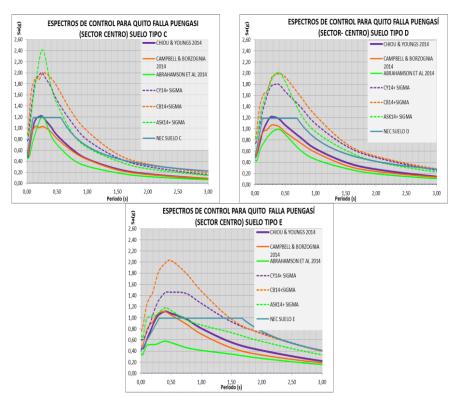


Figura 4.9 Espectros para el Centro de Quito. Hallados para suelo tipo C con (Vs 460 m/s), suelo tipo D con (Vs 300 m/s); E con (Vs 200 m/s). Debido a un sismo en falla de Puengasí de magnitud 6.4

Únicamente para tener una idea de estas gráficas con respecto al espectro del NEC-14 se ha dibujado también este espectro en las figuras 4.7 a 4.11. No se pueden comparar porque los espectros hallados con las ecuaciones de movimientos fuertes, responden a un modelo determinístico y el espectro de la norma sísmica fue hallado con un modelo probabilístico. Por esto se habla de período de recurrencia en el primer caso y período de retorno en el segundo caso; son dos definiciones diferentes.

En efecto, en el apartado 2 se presentó los períodos de recurrencia, para cada segmento de falla y se vio que depende de la magnitud del sismo que se espera, en cambio en el espectro del NEC-14, el período de retorno es 475 años y está asociado a una vida útil de la estructura de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%.

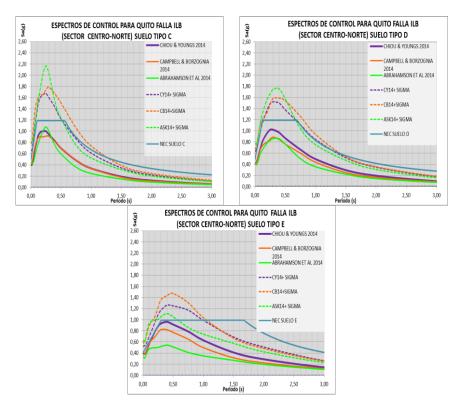


Figura 4.10 Espectros para el Centro Norte de Quito. Hallados en suelo tipo C con (Vs 460 m/s), D con (Vs 300 m/s); E con (Vs 200 m/s). Debidos a un sismo en falla de Ilumbisí-La Bota de magnitud 6.2

Es preocupante, por decirlo de alguna manera, que los espectros de control encontrados para un 84% de confiabilidad (media más desviación estándar) superan a las ordenadas espectrales máximas (plataforma de aceleración constante) del NEC-14, prácticamente en el doble.

Se destaca que el último sismo fuerte de magnitud mayor a 6, en las fallas ciegas de Quito se dio en 1587, desde esa fecha han pasado más de cuatro siglos y de acuerdo a los períodos de recurrencia indicados en el apartado 2, se puede tener un sismo, no de magnitud máxima pero si de magnitud que se encuentre alrededor de 6 que pueden van a tener ordenadas espectrales muy altas.

Al contar hoy en día con herramientas computacionales muy eficientes en que el análisis estructural demanda muy poco tiempo de cálculo, es deseable que se verifique el desempeño de las estructuras ante los espectros de control que se presentan en este apartado.

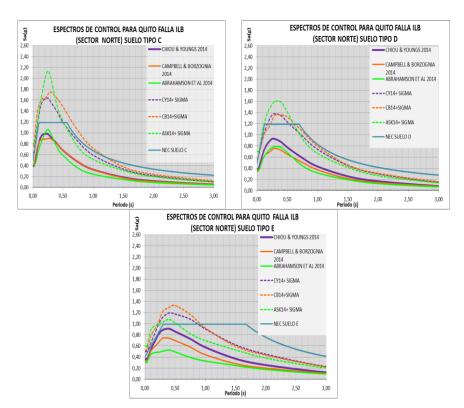


Figura 4.11 Espectros para el Norte de Quito. Hallados en suelo tipo C, con (Vs 460 m/s), en suelo tipo D con (Vs 300 m/s); en suelo tipo E con (Vs 200 m/s). Debido a un sismo en falla de Ilumbisí-La Bota de magnitud 6.2

## 4.4 RANGO DE VARIACIÓN DE ESPECTROS DE CONTROL

En este apartado se presentan los espectros promedios, hallados con los tres modelos de movimientos fuertes para 50% y 84% de confiabilidad; para los valores inferior y superior de la velocidad de la onda de corte, de cada tipo de suelo del NEC-14. Para los perfiles de suelo tipo **C** y **D**, se puede hallar estos espectros pero para el suelo tipo **E**, únicamente se indican los espectros para el valor superior de 180 m/s; no es factible hallar los espectros para valores inferiores al anotado por el alcance de los modelos y sobre todo porque el NEC-14 no indica un valor inferior límite para un suelo tipo E.

Al tener espectros, para el valor menor y mayor de la velocidad de la onda de corte, en cada tipo de suelo; el Proyectista estructural puede inferir la forma del espectro de respuesta elástica para cualquier valor de  $V_{s30}$ , que se tenga en ese sitio, comprendido entre los dos valores límites.

En las figuras 4.12 a 4.16 se presentan estos espectros para las cinco zonas de Quito. Con línea continua se indican los espectros promedios para nivel de confiabilidad del 50% y con líneas entrecortadas para un nivel de confianza del 84%. Se presenta además el espectro del NEC-14.

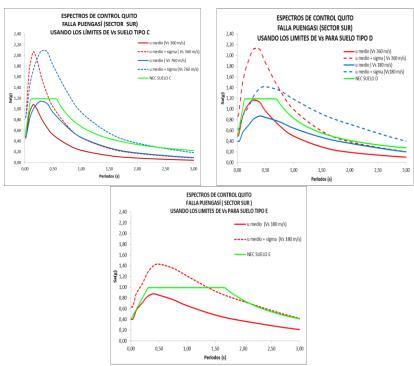


Figura 4.12 Espectros medios para la zona Sur de Quito. Para niveles de confianza del 50 y 84%. Velocidades de la onda de corte mínima y máxima de cada tipo de suelo del NEC-14.

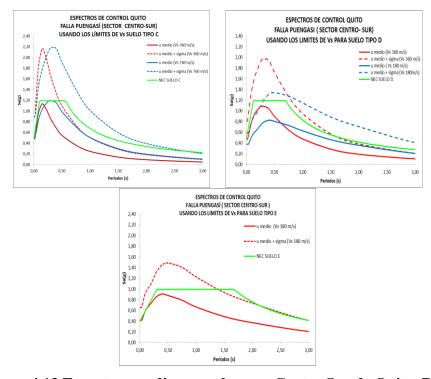


Figura 4.13 Espectros medios para la zona Centro Sur de Quito. Para niveles de confianza del 50 y 84%. Velocidades de la onda de corte mínima y máxima de cada tipo de suelo del NEC-14.

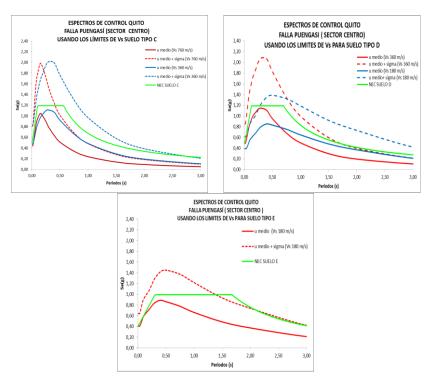


Figura 4.14 Espectros medios para la zona Centro de Quito. Para niveles de confianza del 50 y 84%. Velocidades de la onda de corte mínima y máxima de cada tipo de suelo del NEC-14.

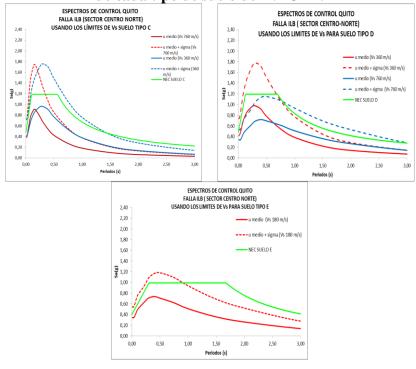


Figura 4.15 Espectros medios para la zona Centro Norte de Quito. Para niveles de confianza del 50 y 84%; Velocidades de la onda de corte mínima y máxima de cada tipo de suelo del NEC-14.

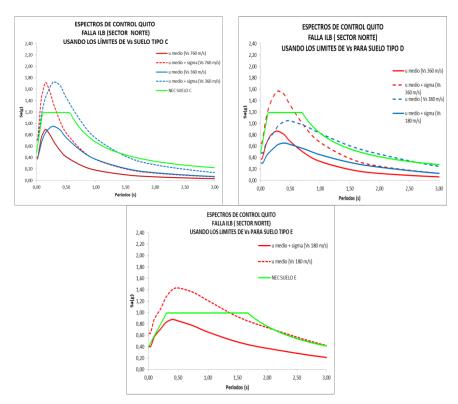


Figura 4.16 Espectros medios para la zona Norte de Quito. Para niveles de confianza del 50 y 84%. Velocidades de la onda de corte mínima y máxima de cada tipo de suelo del NEC-14.

Los espectros encontrados para los valores superiores de la velocidad de la onda de corte, de cada tipo de suelo para niveles de confianza del 84% superan las ordenadas del espectro del NEC-14, en casi todas las zonas de Quito; para este mismo rango de nivel de confianza se aprecia que los espectros hallados para el valor inferior de la velocidad de la onda de corte en algunos casos supera al espectro del NEC-14.

Para un nivel de confianza del 50% los espectros de control, medios encontrados, están cubiertos por el espectro del NEC-14. Esto da cierta tranquilidad a las estructuras diseñadas con el espectro del NEC-14 o del NEC-11 (los dos espectros son bastante similares) ya que fueron diseñadas para un espectro con ordenadas espectrales mayores. Pero para los espectros que tienen un nivel de confianza del 84%, la situación es preocupante.

En este capítulo el Proyectista estructural ha encontrado espectros para el valor más representativo de la velocidad de la onda de corte en cada tipo de suelo, figuras 4.7 a 4.11 y para los valores inferior y superior de  $V_{s30}$  en cada tipo de suelo.

## REFERENCIAS

- Abrahamson N., Silva W., Kamai R. (2013), *Update of the AS08 Ground-Motion Prediction Equations Based on the NGA-West2 Data Set.* Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, 143 p.
- Abrahamson N.A., Silva W.J. (2008). "Summary of the Abrahamson and Silva NGA ground-motion relations", *Earthquake Spectra* **24**: 67–97.
- Abrahamson N., Silva W., Kamai R., (2014), "Summary of the ASK14 ground motion relation for active cristal regions", Earthquake Spectra, **30** (3), 1025-1055
- Aguiar Roberto, (2013), *Microzonificación sísmica de Quito*, Centro de Investigaciones Científicas. Universidad de Fuerzas Armadas, ESPE, Primera Edición, 212 p.
- Aguiar Roberto, (2010), "Peligrosidad sísmica del Ecuador y descripción de los puentes construidos sobre el estuario del río Esmeraldas con aisladores de base FPS', *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **15** (1), 85-118.
- Aguiar Roberto, Alicia Rivas, María Belén Benito, Jorge Gaspar-Escribano, Santiago Trujillo, Susana Arciniegas, Paola Villalba, Humberto Parra, (2014), "Aceleraciones registradas y calculadas del sismo del 12 de agosto de 2014 en Quito", *Revista Ciencia*. Universidad de Fuerzas Armadas, ESPE, **16** (2), 139-153.
- Aguiar Roberto, Mora David, Morales Enrique, (2015), "Peligrosidad sísmica de Quito y el Método del Espectro de Capacidad con *CEINCI-LAB*", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **20** (1), 1-39.

Aguiar Roberto, (1998), *Acciones para el diseño sísmico de estructuras*, Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE. Monografías de Ingeniería Sísmica, **IS-30**, 122 p.

- Aguiar Roberto, (2000), *Fuerzas sísmicas en los Países Bolivarianos*, Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE. Monografías de Ingeniería Sísmica, **IS-42**, 101 p.
- Alvarado A., Audin L., Nocquet M., Lagreulet S., Segovia M., Font Y., Lamarque G., Yepes H., Mothes P., Rolandone F., Jarrín P., and Quidelleur X., (2014), "Active tectonics in Quito, Ecuador, assessed by geomorpholigical studies, GPS data, and crustal seismicity", *Tectonics*, *AGUPLICATIONS*, 17 p., Article online.
- Alvarado (2013), "La deformación continental en el Ecuador y su implicación en el Peligro Sísmico", *Tercer Encuentro de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Nacional*, Quito.
- Alvarado A., (1996), Evolución geológica cuaternaria y paleosismicidad de la cuenca de Quito, Ecuador. Tesis de grado. Facultad de Geología, Minas y Petróleos. Escuela Politécnica Nacional, 380 p., Quito.
- Ancheta T., Darragh R., Stewart J., Seyhan E., Silva W., Chiou B., Wooddell K., Graves R., Kottke A., Boore D., Kishida T., Donahue J., (2013), *PEER NGA-West2 Database. Report PEER 2013/03*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Barbat A., Orosco L., Hurtado J., Galindo M., (1994), *Definición de la acción sísmica*, Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE. Monografías de Ingeniería Sísmica, **IS-10**, 122 p.
- Barbat A, y Oller S., (1997), *Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente*, Centro Internacional de Métodos Numéricos, CIMNE. Monografías de Ingeniería Sísmica, **IS-24**, 107 p.
- Barbat A., Oller S., Vielma J. C., (2005), *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la Norma NCSE-02*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Monografía de Ingeniería Sísmica, **IS 56**, 183 p.
- Bozorgnia, Y., Abrahamson, N., Al Atick, L., Ancheta, T., Atkinson, G., Baker, J., Rezaeian. (2014). *NGA-West2 Research Project*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Beauval C., Yepes H., Bakun W., Egred J., Alvarado A., and Singaucho C., (2010), "Locations and magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1586-1996), *Geophys. Journal International*, **181**, 1613-1633.

Bonifaz H., (1992), *Propiedades de la Cangahua en condiciones dinámicas*, Tesis de grado para obtener título de Ingeniero Civil. Especialista en Geotecnía. Escuela Politécnica Nacional, Quito.

- Campbell K., Bozorgnia Y., (2013), NGA-West2 Campbell-Bozorgnia ground motion model for the horizontal components of PGA, PGV and 5%-Damped elastic Pseudo-Acceleration response spectra for periods ranging fro 0.01 to 10 sec, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, 75 p.
- Campbell K., Borzognia Y., (2014), "NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% damped linear ace; eration response spectra", Earthquake Spectra, **30** (3), 1087-1115
- Chiou B.S.-J., Spudich P. (2013). *The Chiou and Spudich NGA-West2 directivity* predictor DPP, PEER Report 2013/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
- Chiou B., Youngs R., (2013), *Uddate of the Chiou and Youngs NGA ground motion model for average horizontal component of peak ground motion and response spectra*, *PEER Report 2013/07*, 105 p., Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
- Chiou B.S.-J., Youngs R.R. (2008). NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra, PEER Report 2008/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
- Chiou B. S.-J, Youngs R.R. (2014), "Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra" Earthquake Spectra, **30** (3), 1117-1153
- Castillo D., (2014), Espectros de diseño para Quito considerando factores de cercanía asociados a fallas ciegas. Tesis de grado. Universidad de Fuerzas Armadas, ESPE, 160 p., Sangolquí.
- CEC-2000 (2000), *Código Ecuatoriano de la Construcción*, Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha, Quito.
- Eguez A., Alvarado A., (1994), "Consideraciones geológicas sobre el área metropolitana de Quito. Apéndice III. *The Quito, Ecuador Earthquake risk management Project. An overview Geohazard International Publication*, San Francisco 182-190.

Elwood, K. (2013). Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes. Canadian Journal of Civil Engineering 40, 759-776.

- EPN (1994), *The Quito-Ecuador, Earthquake Risk Management*. Proyect, *Geohazards International Publication*, Escuela Politécnica Nacional, Geohazards International, Ilustre Municipio de Quito, Orstom, Oyo Corporation, (1994), Quito.
- ERN-2012, *Microzonificación sísmica del distrito metropolitano de Quito: Estudio de la amenaza sísmica a nivel local.* Programa para la reducción de riesgos urbanos. Distrito Metropolitano de Quito.
- Font Y. M., Segovia S., Vaca S., and Theunissen (2013), "Sismicity patterns along the Ecuatorian subduction zone: New constraints from earthquake location in a 3-D a priori velocity model", *Geophys. Journal Int.* doi: 10.1093/gji/ggs083.
- IBC, (2003), *International Building Code*, International Building Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Lamarque G., (2011) Analyse méthodologiaque pour la localisation de séismes dans la zone de Quito et corrélation avec les failles actives, Master Thesis, Université de Nice Sophia-Antipolis, 33 pp, France.
- Lecaro M., León F., Moyano C., (1987) Zonificación de los suelos de Quito y correlación de los ensayos de penetración estándar con parámetros dinámicos" Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito.
- Leonard M., (2010), "Earthquake fault scaling: Self consistent relating of rupture length width, average displacement, and moment release", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **100** (**SA**), 1971-1988.
- Kam, W.Y., Pampanin, S. (2011). The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. Structural Concrete 12 (4), 223-233.
- Kamai R., Abrahamson N., Silva W. (2013), Nonlinear horizontal site response for the NGA-West2 project. Report PEER 2013/12, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER.
- NEC-14 (2014) *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI.
- NZS. (2004). Structural design actions, Part 5: earthquake actions New Zealand. NZS 1170.5, Standards New Zealand, Wellington, N.Z.. 82 p.

Peñafiel L., (2009), Geología y análisis del recurso hídrico subterráneo de la subcuenca del sur de Quito, Tesis de grado para obtener el título de Ingeniera Geóloga. Escuela Politécnica Nacional, 169 p., Quito.

- PLANMAN (2012), Estudio de Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de los Centros Educativos Municipales en el Distrito Metropolitano de Quito. Secretaría de Seguridad y Gobernabilidad. Distrito Metropolitano de Quito, Fase A 153 p., y Fase B, 120 p., Quito.
- Priestley M., Calvi G. M., Kowalsky M.J., (2007) *Displacement-based seismic design os Structures*, IUSS Press Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia., 721 p.
- Rivas A., Aguiar R., Benito M. B., Gaspar J., Parra H., (2014), Determinación del período de recurrencia y magnitud máxima para el control de las estructuras en el rango elástico ante un sismo asociado a las fallas inversas de Quito, Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 19 (2), 201-217.
- Sangurima K., (2013), *Programa MIZOSIQ y la microzonificación sísmica de Quito*, Tesis de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército, 172 p., Quito.
- Schnabel, Lysmer, Seed, (1992), *User's manual for Shake91*, Center for Geotechnical Modeling. Department of Civil Engineering, California.
- Soulas J-P., Eguez A., Yepes H., Pérez H., (1991), "Tectónica activa y riesgo sísmico en los Andes Ecuatorianos y el extremo sur de Colombia", *Boletín Geológico Ecuatoriano*, **2** (1), 3-11, Quito.
- Spudich P., Bayless J.R., Baker J.W., Chiou B.S-J., Rowshandel B., Shahi S., Somerville P. (2013). *Final report of the NGA-West2 directivity working group*, *PEER report 2013/09*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Spudich P., Chiou, B.S.-J. (2008). Directivity in NGA earthquake ground motions: analysis using isochrone theory, *Earthquake*. *Spectra*, **24**: 279–298.
- Trujillo Santiago (2014), *Espectro de Control para el Centro Norte de Quito*, Tesis de Grado para obtener título de Ing. Civil. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 95 p. Quito.
- Valverde J., Fernández J., Jiménez E., Vaca T., Alarcón F., (2002), *Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la Ciudad de Quito*, Escuela Politécnica Nacional. Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, 146 p. más Anexos, Quito.

Villagómez D., (2003), Evolución Geológica Plio-cuaternaria del Valle Interandino Central en Ecuador (zona de Quito-Guayllabamba-San Antonio de Pichincha). Tesis de grado. Facultad de Geología, Minas y Petróleos. Escuela Politécnica Nacional, 130 p., Quito.

Wesnousky S., (1986), Earthquakes, Quaternary faults, and seismic hazard in California, J. Geophys, Res., **91** (**B12**), 12587-12631.

## CENTRO INTERNACIONAL DE METODOS NUMERICOS EN INGENIERIA Lista de monografías publicadas en la Serie de Ingeniería Sísmica

Las monografías pueden adquirirse dirigiéndose al Departamento de Publicaciones del Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC, c/ Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, teléfono: 93-401.60.37, Fax: 93-401-65-17.

- IS-1 *Qualitative Reasoning for Earthquake Resistant Buildings,* Luís M. Bozzo, 149 pp., ISBN 84-87867-36-7, 1993.
- IS-2 *Control predictivo en sistemas de protección sísmica de estructuras,* R. Andrade Cascante, J. Rodellar, F. López Almansa, 143 pp., ISBN 84-87867-37-5, 1993.
- IS-3 Simulación numérica del comportamiento no lineal de presas de hormigón ante acciones sísmicas, M. Galindo, J. Oliver, M. Cervera, 255 pp., ISBN 84-87867-38-3, 1994.
- IS-4 Simulación del daño sísmico en edificios de hormigón armado, A. Hanganu, A.H. Barbat, S. Oller, E. Oñate, 96 pp., ISBN 84-87867-40-5, 1994.
- IS-5 *Edificios con aislamiento de base no lineal*, N. Molinares, A.H. Barbat, 96 pp., ISBN: 84-87867-41-3, 1994.
- IS-6 *Vulnerabilidad sísmica de edificios,* C. Caicedo, A.H. Barbat, J.A. Canas, R. Aguiar, 100 pp., ISBN 84-87867-43-X, 1994.
- IS-7 Análisis de terremotos históricos por sus efectos, J. R. Arango González, 119 pp., ISBN 84-87867-44-8, 1994.
- IS-8 Control activo no lineal de edificios con aislamiento de base, A.H. Barbat, N. Molinares, J. Rodellar, 124 pp., ISBN 84-87867-46-4, 1994.
- IS-9 *Análise estocástica da resposta sísmica nao-linear de estructuras,* A.M. F. Cunha, 199 pp., ISBN: 84-87867-47-2, 1994
- IS-10 Definición de la acción sísmica, A.H. Barbat, L. Orosco, J.E. Hurtado,M. Galindo, 122 pp., ISBN: 84-87867-448-0, 1994
- IS-11 *Sismología y peligrosidad sísmica,* J.A. Canas Torres, C. Pujades Beneit, E. Banda Tarradellas, 87 pp., ISBN: 84-87867-49-9, 1994
- IS-12 *Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería,* F. Yépez, A.H. Barbat, J.A. Canas, 104 pp., ISBN: 84-87867-50-2, 1999

- IS-13 Estudios de ingeniería sismológica y sísmica, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-57-X, 13 pp., 1995
- IS-14 *Simulación de escenarios de daño para estudios de riesgo sísmico*, F. Yépez, A.H. Barbat y J.A. Canas, ISBN: 84-87867-58-8, 103 pp., 1995
- IS-15 Diseño sismorresistente de edificios de hormigón armado, L. Bozzo, A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-59-6, 185 pp., 1995
- IS-16 Modelo tridimensional de atenuación anelástica de las ondas sísmicas en la Península Ibérica, J.O. Caselles, J. A. Canas, Ll. G. Pujades, R.B. Herrmann, ISBN: 84-87867-60-X, 119 pp., 1995
- IS-17 Índices de daño sísmico en edificios de hormigón armado, R. Aguiar ISBN: 84-87867-43-X, 99 pp., 1996
- IS-18 Experimental study of a reduced scale model seismically base isolated with Rubber-Layer Roller Bearings (RLRB), D. Foti, J.M. Kelly ISBN: 84-87867-82-0, 112 pp., 1996
- IS-19 Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado, F. Yépez Moya, ISBN: 84-87867-80-4., 96pp., 1996
- IS-20 Evaluación probabilista de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras de hormigón armado por medio de simulación, F. Yépez Moya, A.H. Barbat, J.A. Canas, ISBN: 84-87867-81-2, 1996
- IS-21 *Modelización de la peligrosidad sísmica. Aplicación a Cataluña,* J.A. Canas, J.J. Egozcue, J. Miquel Canet y A.H. Barbat, ISBN: 84-87867-83-9, 101pp., 1996
- IS-22 Evaluación del daño sísmico global en edificios porticados de hormigón armado, R. Aguiar, A.H. Barbat and J. Canas, ISBN: 84-87867-96-0, 173pp., 1997
- IS-23 Daño sísmico global en edificios con muros de cortante, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-00-3, 101 pp., 1997
- IS-24 Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente, A.H. Barbat y S. Oller, ISBN: 84-89925-10-0, 107pp., 1997
- IS-25 Stochastic dynamics of histeretic structures, J.E. Hurtado, ISBN: 84-89925-09-7, 205pp., 1998

- IS-26 Análisis de los acelerogramas de la serie de Adra (Almería). Diciembre 1993 a Enero 1994, R. Blázquez, A. Suárez, E. Carreño y A.J. Martín, ISBN: 84-89925-11-9, 1998
- IS-27 *Respuesta de puentes frente a acciones sísmicas*, E. Maldonado, J.A. Canas, J.R. Casas, L.G. Pujades, ISBN: 84-89925-23-2, 107pp., 1998
- IS-28 Estudio de parámetros en la vulnerabilidad sísmica de puentes, E. Maldonado, J.A. Canas y J.R. Casas, ISBN: 84-89925-16-X, 97pp., 1998
- IS-29 Metodologías para o cálculo sísmico não-linear de barragens de betão, R. Faria ISBN: 84-89925-25-9, 113pp., 1998
- IS-30 Acciones para el diseño sísmico de estructuras, R. Aguiar, ISBN: 84-89925-27-5, 122pp., 1998
- IS-31 Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão, R. Faria, ISBN: 84-89925-28-3, 88pp., 1998
- IS-32 *Vulnerabilidad sísmica de hospitales. Fundamentos para ingenieros y arquitectos,* O.D. Cardona, ISBN:84-89925-33-X, 165pp., 1999
- IS-33 *Modelación estocástica de la acción sísmica*, J. E. Hurtado, ISBN:84-8925-34-8, 93pp., 1999
- IS-34 Earthquake simulator testing of a steel model seismically protected with friction energy dissipators, D. Foti and J. Canas, ISBN: 84-89925-40-2, 110pp., 1999
- IS-35 *Plasticidad y fractura en estructuras aporticadas, J.* Flórez López, ISBN: 84-89925-46-1, 90pp., 1999
- IS-36 Estimación de efectos locales con movimientos sísmicos y microtemblores,
   V. Giraldo, A. Alfaro, L. G. Pujades, J. A. Canas, ISBN: 84-89925-54-2, 83pp.,
   1999
- IS-37 Modelo numérico de elastómeros multi-fase y su aplicación al análisis de estructuras con aislamiento sísmico, O. Salomón, S. Oller y A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-54-2, 239pp.,1999
- IS-38 *Dinámica de estructuras. Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica*, J.E. Hurtado, ISBN:84-89925-59-3,177pp., 2000

- IS-39 *Utilización de los conjuntos difusos en modelos de vulnerabilidad sísmica*, E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius y J.A. Canas, ISBN:84-89925-61-5, 2000
- IS-40 Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en " Conjuntos Difusos ",
   E. Maldonado Rondón, J.R. Casas Rius, J. A.Canas, ISBN: 84-89925-64-X,
   110pp, 2000
- IS-41 *Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte,* C. Gómez Soberón, A. Barbat, S. Oller, ISBN: 84-89925-64-X, 168pp, 2000
- IS-42 Fuerzas sísmicas en los Países Bolivarianos, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-74-7, 101pp., 2000
- IS-43 Espectros de input de energía de aplicación en el proyecto sismorresistente estructuras en regiones de sismicidad moderada, A. Benavent-Climent, L.G. Pujades, F. López-Almansa, ISBN: 84-89925-86-0, 85 pp., 2001
- IS-44 Capacidad límite última de disipación de energía de estructuras de hormigón Armado sometidas a acciones sísmicas, A. Benavent- Climent, F. López-Almansa, L. G. Pujades, ISBN: 84-89925-88-7, 2001
- IS-45 Evaluación del daño en edificios y desempeño sísmico. Programa de ordenador CEINCI3, R. Aguiar Falconí, ISBN: 84-89925-87-9, 107pp., 2001
- IS-46 Estudio analítico sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería confinada con aberturas, J. J. Álvarez, S.M. Alcocer, ISBN: 84-89925-90-9, 119pp., 2002
- IS-47 *Seismic vulnerability of bridges using simplified models*, C. Gómez Soberón, S. Oller, A. H. Barbat, ISBN: 84-89925-96-8, 135pp., 2002
- IS-48 *Control de vibraciones en puentes. Un estado del arte y de la práctica,* M. Jara, J. R. Casas, ISBN: 84-95999-01-3, 120pp., 2002
- IS-49 *Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía,* M. Jara, J. R. Casas, ISBN: 84-955999-02-1, 115pp., 2002
- IS-50 Ferrocemento: Un acercamiento al diseño sísmico, D. A. Bedoya, J. Farbiarz, J. E. Hurtado, Ll. G. Pujades, ISBN: 84-95999-23-4, 76pp., 2002
- IS-51 Metodología para la evaluación del desempeño de la gestión del riego,
   M. L. Carreño, O. D. Cardona, A. H. Barbat, ISBN: 84-95999-66-8, 2004

- IS-52 *Sistema de indicadores para la evaluación de riesgos,* M. L. Carreño, O. D. Cardona, A. H. Barbat, ISBN: 84-95999-70-6, 200
- IS-53 Evaluación "ex-post" del estado de daño en los edificios afectados por un terremoto, M. L. Carreño, O. D. Cardona, A. H. Barbat, ISBN: 84-95999-76-5, 2005
- IS-54 *Identificação modal estocástica de estruturas de engenharia civil,* F. Magalhães, A. Cunha, E. Caetano, ISBN: 84-95999-89-7, 2005
- IS-55 Comportamiento sísmico de puentes articulados y disipación de energia adicional: Un estado del crecimiento, G. E. Valdebenito, A. C. Aparicio, ISBN: 84-95999-87-0, 2005
- IS-56 Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02, A.H. Barbat, S. Oller and J.C. Vielma, 2005
- IS-57 Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras, R. Aguiar, ISBN: 84-95999-91-9, 2006
- IS-58 Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte, R. Aguiar, ISBN: 978-84-96736-40-7, 2007
- IS-59 *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios,* R. Moreno, L. Pujades, A.C. Aparicio, A.H. Barbat, ISBN: 978-84-96736-53-5, 2007
- IS-60 *Inelastic Analysis of Geometrically Exact Rods,* P. L. Mata, A.H. Barbat, S. Oller, R. Boroschek, ISBN: 978-84-96736-59-7, 2007
- IS-61 La gestión financiera del riesgo desde la perpectiva de los desastres, M.C.Marulanda, O.D. Cardona, M.G. Ordaz, A.H.Barbat, ISBN:978-84-96736-60-3, 2008
- IS-62 Seismic protection of cable-stayed bridges applying fluid viscous dampers, G.E. Valdebenito, A.C. Aparicio, ISBN:978-84-96736-84-9, 2010
- IS-63 *Reliability problems in earthquake engineering,* J.E. Hurtado, ISBN: 978-84-96736-86-3, 2010

- IS-64 Theoretical and experimental analysis of dissipative buckling restrained braces, G. Perazzo,F. López-Almansa,X. Cahís,F. Crisafulli,ISBN: 978-84-96736-98-6, 2011
- IS-65 *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*, J. C.Vielma, A.H. Barbat, S. Oller ,ISBN: 978-84-95999-60-3, 2011
- IS-66 Modelización numérica del comportamiento estructural de barras de pandeo restringido J. C.Castro, F. López, S. Oller ,ISBN: 978-84-95999-12-2, 2011
- IS-67 Respuesta dinámica de un edificio considerando el efacto de interacción sueloestructura, F. D. Diaz F. Espinoza, R. Sánchez, C.I. Huerta, ISBN: 978-84-939640-1-6, 2012
- IS-68 Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, J.C. Vielma, ISBN: 978-84-941686-9-7, 2014
- IS-69 Probabilistic seismic hazard and risk assessment in Spain, M.A. Salgado-Gálvez, O.D. Cardona, M.L. Carreño, A.H. Barbat, ISBN: 978-84-943307-7-3, 2015
- IS-70 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de acero residenciales del Ecuador J.C. Vielma, M. A. Cando, ISBN: 978-84-943928-1-8, 2015
- IS-71 Espectros de control para ciudad de Quito-Ecuador, R. Aguiar, ISBN: 978-84-944244-2-7, 2015

Los autores interesados en publicar monografías en esta serie deben contactar con el editor para concretar las normas de preparación del texto.