

Figura 16 : Curvas de peligro sísmico, Guaranda.

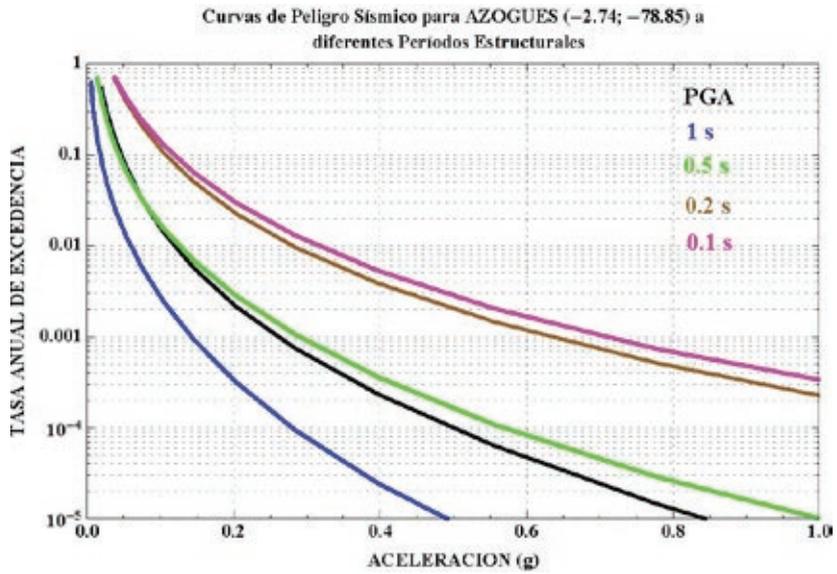


Figura 17 : Curvas de peligro sísmico, Azogues.

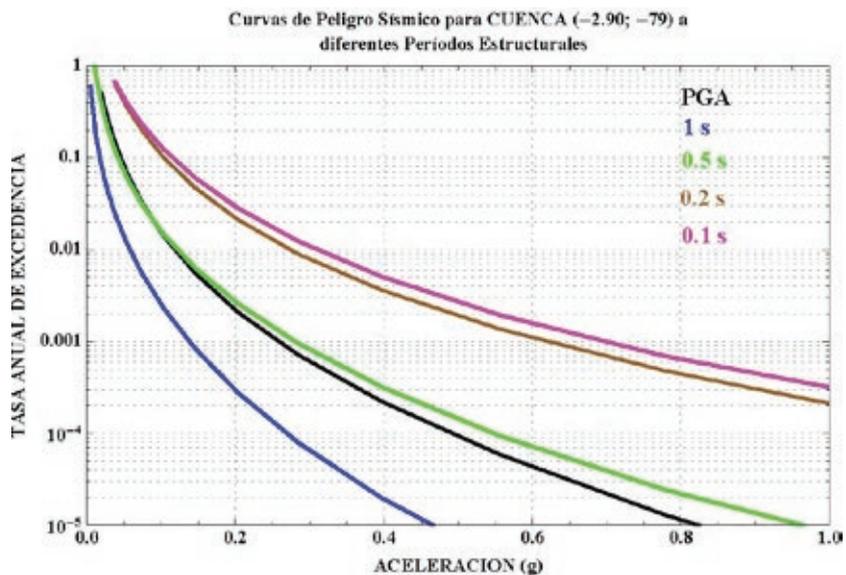


Figura 18 : Curvas de peligro sísmico, Cuenca.

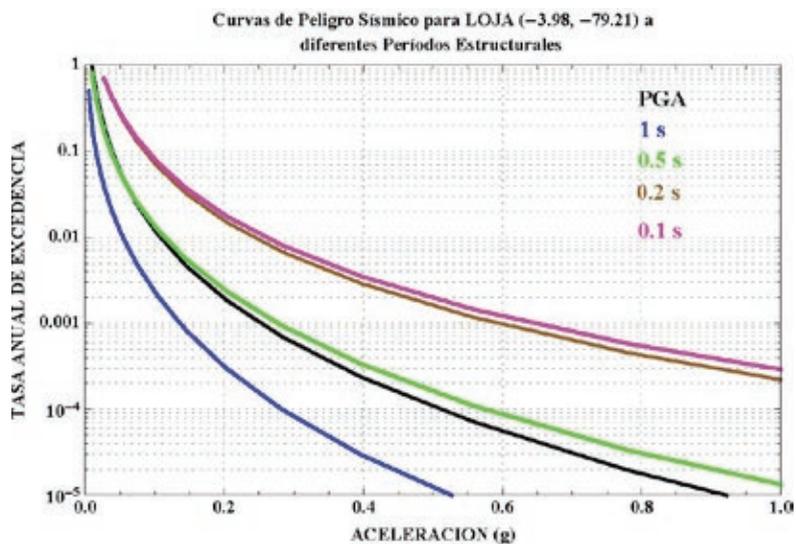


Figura 19 : Curvas de peligro sísmico, Loja.

### 10.4.2. Región Costa

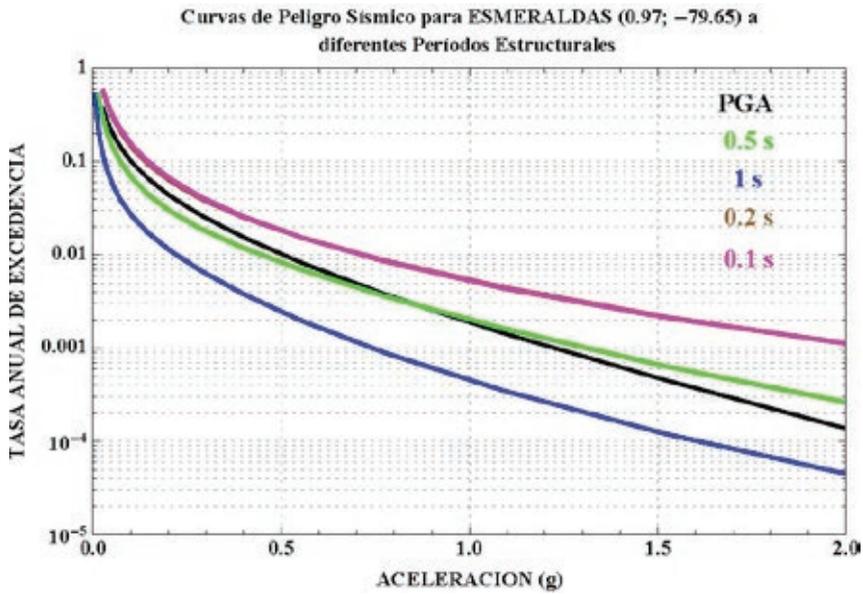


Figura 20 : Curvas de peligro sísmico, Esmeraldas.

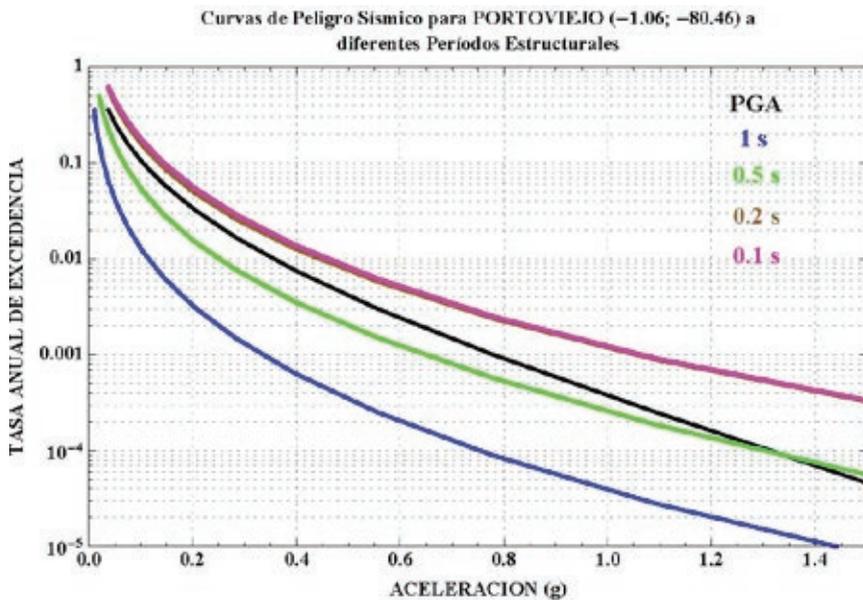


Figura 21: Curvas de peligro sísmico, Portoviejo.

Curvas de Peligro Sísmico para SANTA ELENA (-2.23, -80.86) a diferentes Periodos Estructurales

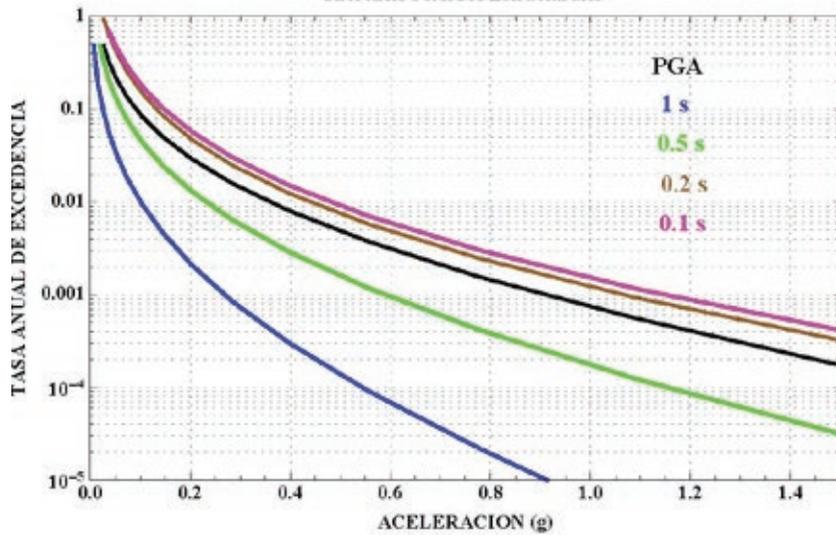


Figura 22: Curvas de peligro sísmico, Santa Elena

Curvas de Peligro Sísmico para SANTO DOMINGO (-0.26, -79.17) a diferentes Periodos Estructurales

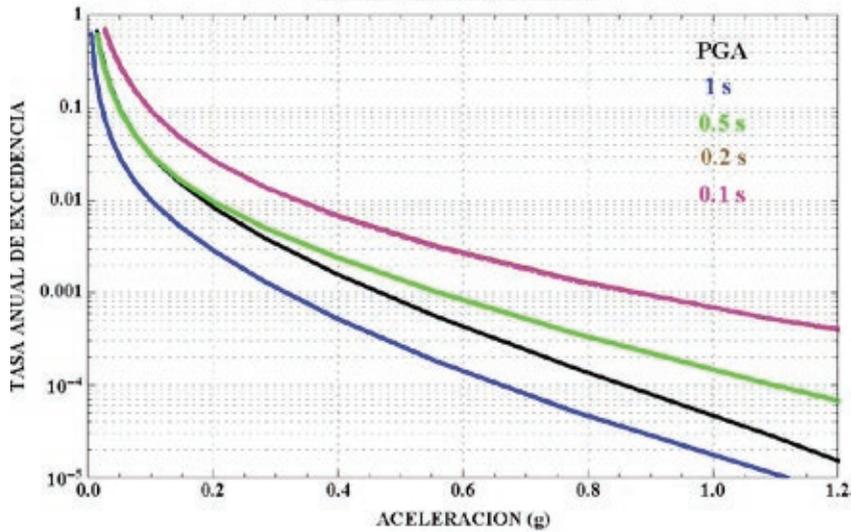


Figura 23: Curvas de peligro sísmico, Santo Domingo.

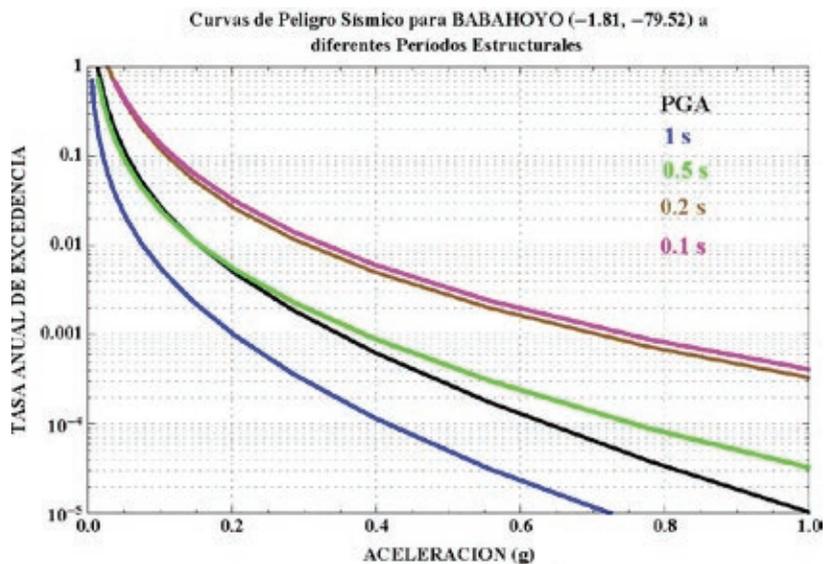


Figura 24: Curvas de peligro sísmico, Babahoyo.

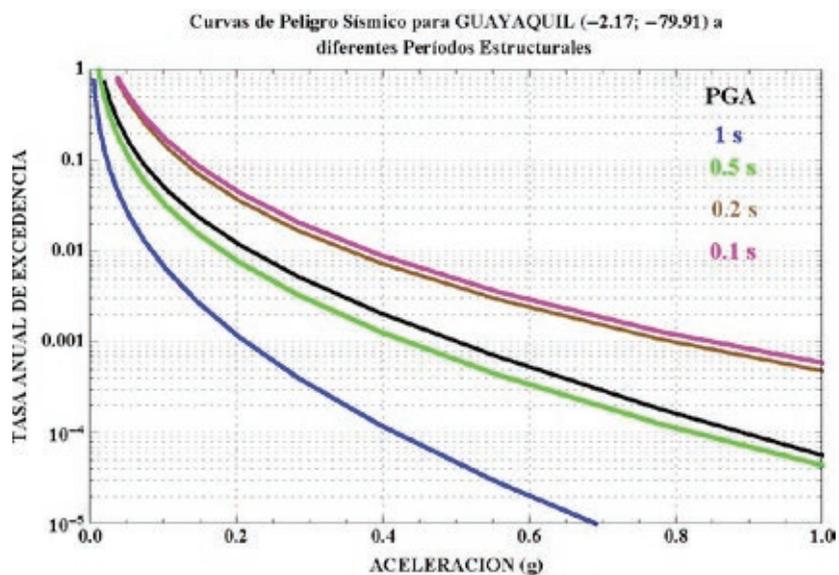


Figura 25: Curvas de peligro sísmico, Guayaquil.

Curvas de Peligro Sísmico para MACHALA (-3.26; -79.96) a diferentes Periodos Estructurales

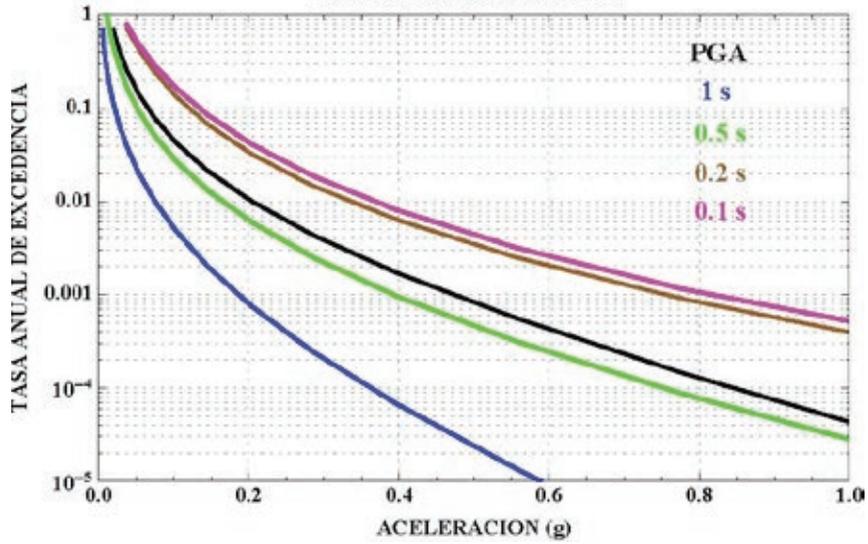


Figura 26: Curvas de peligro sísmico, Machala.

### 10.4.3. Región Oriente

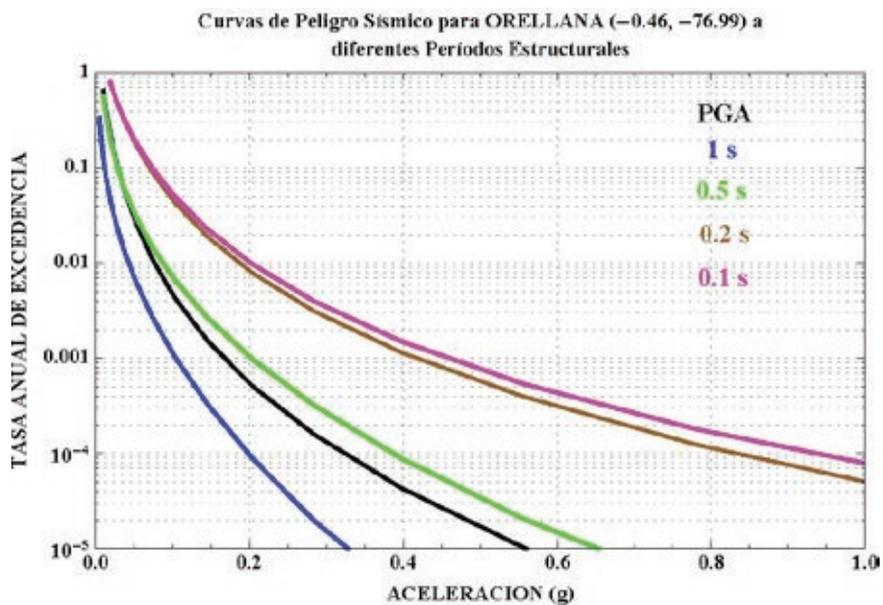


Figura 27: Curvas peligro sísmico, Orellana.

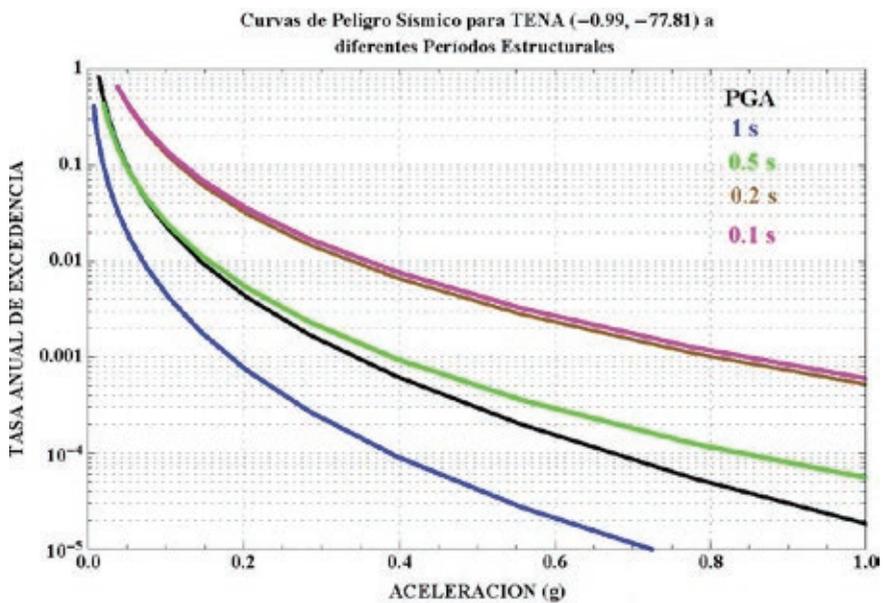


Figura 28 : Curvas de peligro sísmico, Tena.

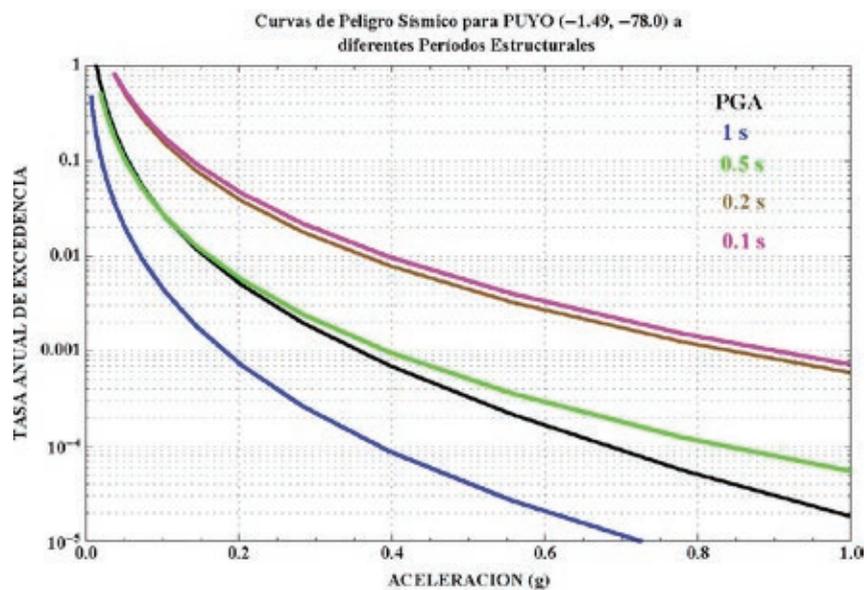


Figura 29 : Curvas de peligro sísmico, Puyo.

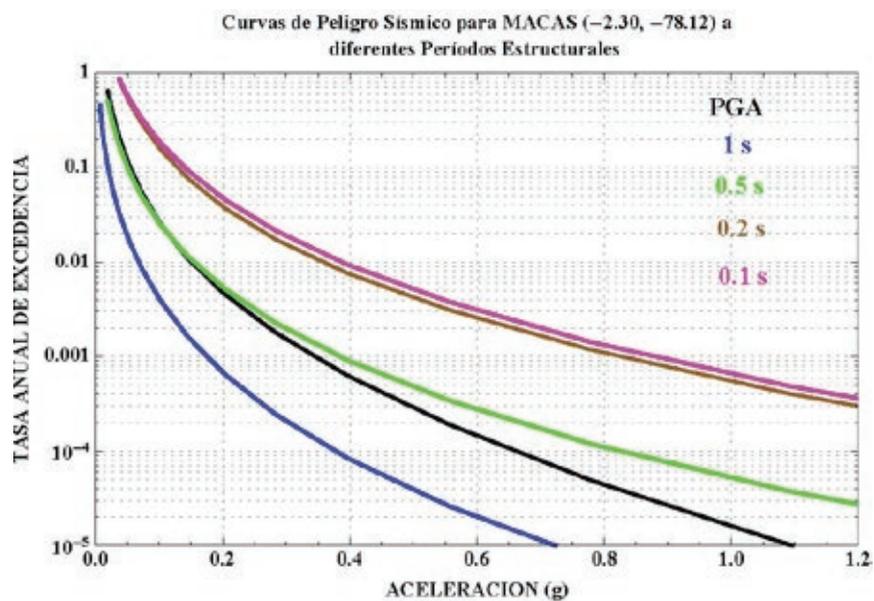


Figura 30: Curvas de peligro sísmico, Macas.

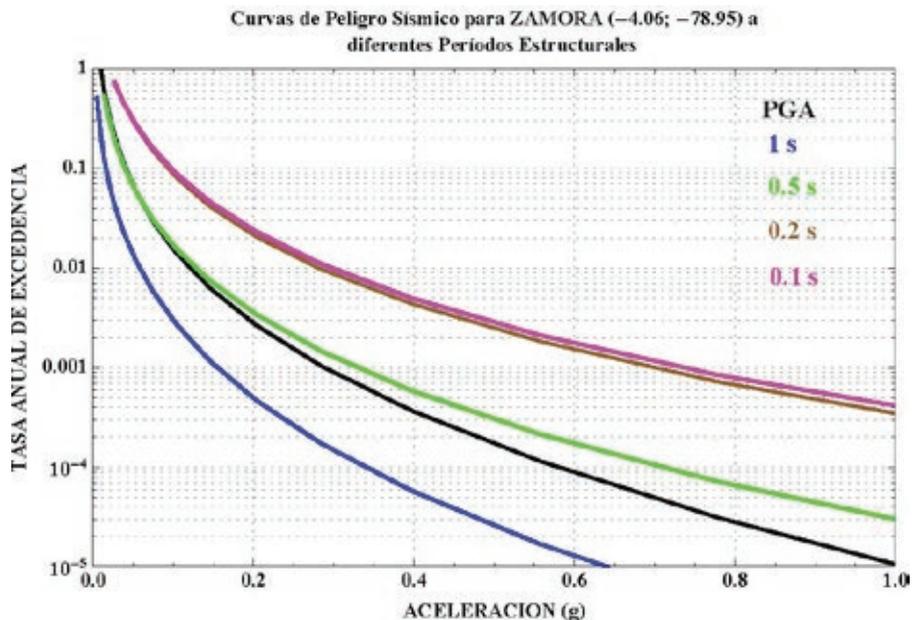


Figura 31: Curvas de peligro sísmico, Zamora

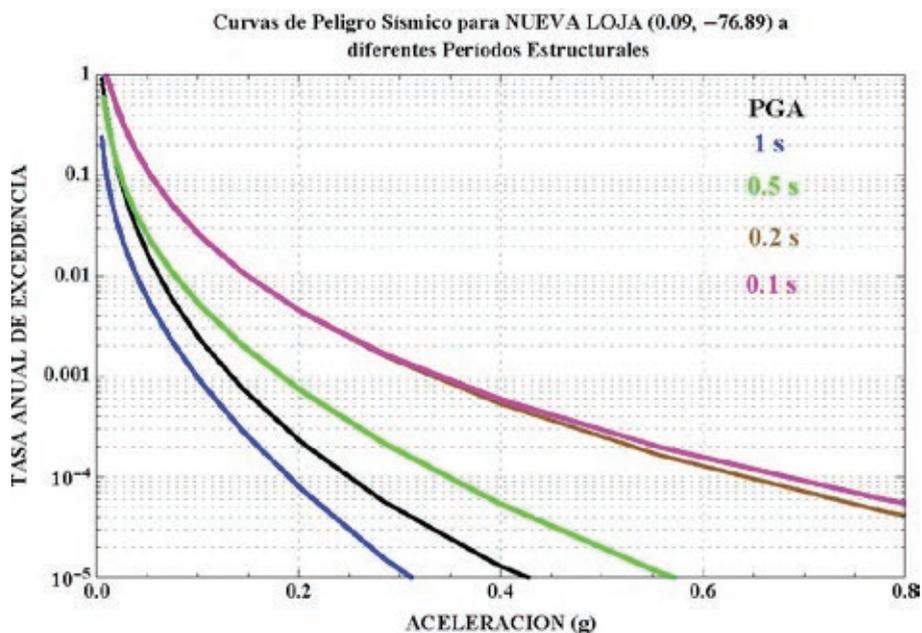


Figura 32: Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja.

**Figura 10** a **Figura 32**. Curvas de peligro sísmico de capitales de provincia, proporcionando aceleraciones máximas en el terreno (PGA) y aceleraciones máximas espectrales para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia.

## 10.5. Procedimientos para caracterización sísmica del sitio

---

### 10.5.1. Procedimiento de clasificación

Para utilizar la [Tabla 2](#) que define el perfil de suelo a escoger para el diseño, deben seguirse los siguientes pasos:

#### Paso 1

Debe verificarse si el suelo presenta las características descritas para la categoría de perfil de suelo tipo F según la [Tabla 3](#), en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotécnico, conforme a la sección [10.5.4](#).

#### Paso 2

- Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa, un contenido de agua,  $w$ , mayor del 40% y un índice de plasticidad,  $IP$ , mayor de 20.
- Si existe un espesor total,  $H$ , de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones, el perfil de suelo se clasifica como tipo E.

#### Paso 3

- El perfil se clasifica según la [Tabla 3](#), utilizando uno de los tres criterios descritos en la sección [3.2.1](#):  $V_s$ ,  $N_{60}$ , o la consideración conjunta de  $N_{ch}$  y  $S_u$ , seleccionando el aplicable como se indica a continuación.
- En el caso que se obtenga  $V_s$  prevalecerá la clasificación basada en este criterio, caso contrario se podrá utilizar el criterio basado en  $N_{60}$  que involucra todos los estratos del perfil. Se recomienda estimar el rango de  $V_s$  mediante correlaciones semi empíricas propuestas en la literatura técnica para condiciones geotécnicas similares a los suelos encontrados.
- Alternativamente, se podrá utilizar el criterio basado conjuntamente en  $S_u$ , para la fracción de suelos cohesivos y el criterio  $N_{ch}$ , que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil. Para esta tercera consideración, en el caso de que las dos evaluaciones respectivas indiquen perfiles diferentes, se debe utilizar el perfil de suelos más blandos de los dos casos, por ejemplo, asignando un perfil tipo E en lugar de tipo D.

En la [Tabla 3](#) se describen los criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E. Los tres criterios se aplican así:

- $V_s$  en los 30 m superiores del perfil,
- $N$  en los 30 m superiores del perfil,
- $N_{ch}$  para los estratos de suelos existentes en los 30 m superiores que se clasifican como no cohesivos cuando  $IP < 20$ , o el promedio ponderado su en los estratos de suelos cohesivos existentes en los 30 m superiores del perfil, que tienen  $IP > 20$ , lo que indique un perfil más blando.

Tipo de perfil	$V_s$	$N$ o $N_{ch}$	$S_u$
<b>C</b>	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa
<b>D</b>	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa
<b>E</b>	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa

Tabla 20: Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

### 10.5.2. Perfiles de suelo y ensayos geotécnicos

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación.

La identificación del perfil se realizará a partir de la superficie natural del terreno, inclusive en el caso de edificios con sótanos.

Para edificios en ladera, el ingeniero geotécnico evaluará la condición más crítica y desfavorable para la edificación.

#### a. Estabilidad del depósito

Los perfiles de suelo hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo (p. ej. en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables o rellenos), no deben utilizarse las presentes definiciones y en su lugar se deberá realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben considerar para construir en el lugar.

El estudio geotécnico indicará claramente las medidas correctivas y la demanda sísmica del sitio que se debe utilizar en el diseño, una vez que se ejecuten las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no se iniciará sin tomar las medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

#### b. Suelos cohesivos

- Suelos no cohesivos: suelos que poseen menos del 30% de finos por peso seco (pasante del tamiz # 200).
- Suelos cohesivos: suelos que poseen más del 30% (pasante del tamiz # 200) de finos por peso seco y  $15\% \leq IP$  (finos)  $\leq 90\%$ .
- Suelos limosos: suelos con más del 30% de finos e  $IP$  (finos)  $< 15\%$ . Se consideraran como y deben ser conservadoramente tratados como suelos cohesivos, para los propósitos de clasificación de sitio de esta norma.

#### c. Parámetros empleados para los perfiles de suelo

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo son:

- la velocidad media de la onda de cortante,  $V_{s30}$  (m/s),
- el número medio de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT en inglés para "Standard Penetration Test") para el 60% de la energía teórica,  $N_{60}$ , a lo largo de todo el perfil, realizando ensayos en muestras tomadas a intervalos de 1.5 m hasta llegar al estrato estable (con  $N_{60} \geq 100$  y confirmado al menos 4 metros de potencia),

- cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, se determinará:
  - el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar,  $N_{ch}$  para los estratos de suelos no cohesivos
  - la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada,  $S_u$  (kPa) para los cohesivos
- el Índice de Plasticidad (IP)
- el contenido de agua,  $w$  (%).

NOTA: véase la **NEC-SE-GM** para más informaciones sobre los tipos de ensayos geotécnicos a ser usados en Ecuador.

#### d. Velocidad media de la onda de cortante

La velocidad media de la onda de cortante,  $V_{s30}$ , se obtiene por medio de:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Dónde:

$V_{si}$  Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato  $i$ , medida en campo, (m/s)

$d_i$  Espesor del estrato  $i$ , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30m$$

Dónde:

$d_i$  Espesor del estrato  $i$ , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

**Perfil tipo A:** La roca competente para el perfil Tipo A debe definirse utilizando mediciones de velocidad de la onda de cortante en el sitio, o en perfiles de la misma formación donde haya meteorización y fracturación similares.

En aquellos casos en que se conoce que las condiciones de la roca son continuas hasta una profundidad de al menos 30 m, la velocidad de onda de cortante superficial puede emplearse para definir  $V_s$ .

**Perfil tipo B:** la velocidad de la onda de cortante en roca para el perfil Tipo B debe medirse en el sitio o estimarse, por parte del ingeniero geotécnico, para roca competente con meteorización y fracturación moderada.

**Perfil tipo C:** Para las rocas más blandas, o muy meteorizadas o fracturadas, debe medirse en el sitio la velocidad de la onda de cortante, o bien clasificarse como perfil tipo C.

Los perfiles donde existan más de 3 m de suelo entre la superficie de la roca y la parte inferior de la fundación, no pueden clasificarse como perfiles tipo A o B.

### e. Otras determinaciones de los parámetros del suelo

Las velocidades  $V_{s30}$  se pueden evaluar en el sitio por medio de estimaciones semi-empíricas que correlacionan las velocidades de las ondas cortantes con parámetros geotécnicos, para suelos de características similares, tales como:

- resistencia al corte no drenado  $S_u$ ,
- número de golpes del ensayo SPT,  $N_{60}$ , para el 60% de la energía teórica.
- resistencia de punta de cono del ensayo CPT (ensayo de penetración estática),  $q_c$
- u otros de acuerdo con el ingeniero geotécnico especialista responsable de determinar las velocidades de las ondas cortantes con parámetros geotécnicos.

Si se utilizan correlaciones, se debe considerar la incertidumbre en la estimación de las  $V_{s30}$  por medio de rangos esperados. Se puede calibrar el perfil mediante mediciones de vibración ambiental, considerando la relación espectral H/V por medio de la técnica de Nakamura, para estimar el período elástico del subsuelo, donde el período elástico del subsuelo es  $T_{se} = 4H/V_s$ .

No obstante, con la finalidad de disminuir las incertidumbres, se recomienda medir las  $V_{s30}$  en campo por medios geofísicos, tales como:

- Sísmica de refracción, (véase la [NEC-SE-GM](#) y el [ASTM D5777](#) - Guía normalizado para el uso del método de sísmica de refracción para investigación del subsuelo.)
- Análisis Espectrales de Ondas Superficiales, ReMi,
- Ensayos Downhole, Uphole ó Crosshole.

La utilización de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo se considera, en todos los casos, para perfiles de velocidades de ondas cortantes que se incrementan con la profundidad. Si existe un contraste de impedancia  $\alpha$ , definido como la relación entre el producto de la densidad y velocidad de onda de corte entre subsuelo y el estrato del semi espacio mediante:

$$\alpha = \frac{\rho_s V_s}{\rho_0 V_0}$$

Dónde:

$\rho_s$  Densidad promedio del suelo que sobreyace al semi espacio

$V_s$  Velocidad de onda cortante promedio del suelo que sobreyace al semi espacio

$\rho_0$  Densidad del geomaterial del semi espacio

$V_0$  Velocidad de la onda cortante del geomaterial en el semi espacio

y esto ocurre dentro de los 30 m, se deberá considerar este como un suelo Tipo F5. En la ecuación anterior:

- El semi espacio se define como aquella profundidad que no ejerce participación en la respuesta dinámica del sitio, cuyo contraste de impedancia es menor o igual que 0.5 ( $\alpha \leq 0.5$ ).

#### f. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar SPT

Se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

- Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.
- El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo,  $N_{60}$ , indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$N_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n N_i}$$

Dónde:

$N_i$  Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de  $N_i$  a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.

$d_i$  Espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil, dado por

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30m$$

Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos

En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}}$$

Dónde:

$d_s$  Es la suma de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

$N_i$  Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de  $N_i$  a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.

#### g. Resistencia media al corte no drenado

Para la resistencia al corte no drenado,  $S_u$ , obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil, debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$S_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

Dónde:

$d_c$  Suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

$S_{ui}$	Resistencia al corte no drenado (kPa) del estrato $i$ , la cual no debe exceder 250 kPa para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide cumpliendo la norma <a href="#">ASTM D 2166</a> o la norma <a href="#">ASTM D 2850</a> .
----------	--

#### **h. Índice de plasticidad**

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (IP), el cual se obtiene cumpliendo la norma [ASTM D 4318](#).

#### **i. Contenido de agua**

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje,  $w$ , el cual se determina por medio de la norma [ASTM D 2166](#).

### **10.5.3. Necesidad (y límites) de estudios de microzonificación sísmica**

Las poblaciones con más de 100 000 habitantes deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, con el propósito de describir y analizar en un informe:

- Entorno geológico y tectónico local, la sismología regional y fuentes sismogénicas,
- Distribución espacial de los estratos de suelo,
- Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación,
- Espectro de aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar,
- Estudio de amplificación de onda (análisis lineal equivalente o no lineal) y obtención de los movimientos sísmicos de diseño en superficie (véase en la sección [10.5.4](#)),

*Nota: Se darán igualmente las fuentes de información, los labores, etc.*

Dichos estudios deben incluir:

- los posibles efectos topográficos, amplificación o efecto de sitio en suelos,
- inestabilidad sísmica en zonas licuables o de rellenos,
- presencia de taludes inestables,
- etc.

Estos estudios deben considerar los requisitos específicos establecidos en la sección [10.5.4](#).

Como resultado de los estudios de microzonificación se dispondrán de:

- mapas de zonificación de suelos,
- espectros de diseño sísmico locales o demanda sísmicas, que prevalecerán sobre los espectros de diseño generales de la presente norma.

Mientras se ejecutan los estudios de microzonificación sísmica en las poblaciones que aún no los tienen pueden utilizarse los requisitos establecidos en este capítulo, los cuales son requisitos mínimos y no se sustituyen a los estudios detallados de sitio, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura importante y otros proyectos distintos a los de edificación.

#### 10.5.4. Requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos de tipo F

El objeto es analizar la **respuesta dinámica** del sitio y su potencial de **licuefacción**.

Para el caso de perfiles clasificados como F, se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo, que permitirán conocer y modelar su comportamiento dinámico.

Estas investigaciones deberán incluir:

- perforaciones con obtención de muestras,
- ensayos de penetración estándar SPT,
- penetrómetro de cono CPT (ensayo de penetración estática)
- y otras técnicas de investigación de suelos y de laboratorio que permitan establecer las características y propiedades del suelo en estudio, así como también el contacto entre capas de suelo y roca.

**Nota:** otra alternativa para determinar la velocidad de onda cortante, es la utilización de la correlación de los datos de velocidades de onda cortante de suelos similares al área local y de las propiedades de dichos suelos.

Se recomienda la estimación de:

- a) las velocidades de ondas de corte por medio de ensayos Sísmica de Refracción de acuerdo al [ASTM D5777](#).
- b) el período elástico del subsuelo mediante mediciones de la vibración ambiental, aplicando la técnica de Nakamura ([Nakamura, 1989](#)).

Finalmente, para caracterizar las propiedades dinámicas de los suelos, se debe realizar ensayos de columna resonante y/o triaxiales dinámicos de muestras características de los estratos, a fin de obtener los parámetros que permitan realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio.

Si es que no se cuenta con los equipos mencionados, se podría utilizar modelos de estimación (correlación) de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados.

A continuación, se describen las consideraciones que deben tomarse en cuenta para realizar un análisis de respuesta dinámica de sitio y su potencial de licuefacción. Estas consideraciones son aplicables, no solo para suelos tipo F, sino en general para cualquier estudio que desee estimar dicha respuesta dinámica, incluyendo los estudios de microzonificación sísmica.

##### a. Análisis de respuesta dinámica de sitio

Este análisis requiere la consideración de 3 aspectos:

- Modelación del perfil de suelo
- Selección de los registros sísmicos de entrada en la condición del afloramiento rocoso para el perfil de suelo
- Análisis de respuesta de sitio e interpretación de resultados.

##### (1) Modelación del perfil de Suelo:

Comúnmente se refiere a una columna unidimensional de suelo que se extiende desde la superficie

hasta el basamento rocoso o donde se desarrolla el primer contraste de impedancia menor a 0.5.

Dicha columna se modela para capturar las primeras características del análisis de respuesta de sitio. Sin embargo, para proyectos de gran envergadura, se deben considerar modelos bidimensionales y tridimensionales cuando las velocidades de onda cortante bidimensional y tridimensional son significativas en el estudio (ejemplo, en cuencas topográficas para el caso del diseño de presas, puentes u otra infraestructura de importancia).

Las capas de suelo, en modelos unidimensionales, son caracterizadas:

- su peso volumétrico total
- el perfil de velocidades de onda cortante

Eso permite obtener el módulo máximo por cortante a bajas deformaciones y relaciones que definan el comportamiento no-lineal Esfuerzo Cortante–Deformación de los suelos.

Las relaciones establecidas para este análisis son a menudo en forma de curvas que describen la variación del módulo cortante con la deformación unitaria por cortante (curvas de reducción de módulo) y por curvas que describen la variación del amortiguamiento con la deformación unitaria por cortante (curvas de amortiguamiento).

En un modelo bidimensional o tridimensional son también necesarios, entre otros parámetros:

- la velocidad de onda de compresión
- o el módulo de Poisson.

Para ello se requerirá ejecutar ensayos dinámicos tales como columna resonante y triaxial dinámico. Si es que no se cuenta con los equipos mencionados, se podría utilizar modelos de estimación (correlación) de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados.

En el análisis para la estimación de los efectos de licuación en suelos para la respuesta de sitio del suelo, en el modelo no lineal se debe incluir el desarrollo de la presión de poro y los efectos consecuentes a la reducción de la rigidez y resistencia del suelo.

Para los análisis de licuación se pueden utilizar metodologías semi empíricas utilizando los resultados de los ensayos SPT y CPT.

La incertidumbre en las propiedades del suelo debe ser estimada, sobre todo la incertidumbre del módulo máximo por cortante, la reducción de módulos y las curvas de amortiguamiento.

## (2) Selección de los registros sísmicos de entrada en la condición del afloramiento rocoso para el perfil de suelo

Para el modelo de perfil de suelo se requieren seleccionar los registros de aceleraciones en afloramiento rocoso según perfil tipo B, que sean representativas a las condiciones sismológicas del sitio.

A menos que de un análisis específico de peligro sísmico del sitio, probabilista o determinista, se desarrolle el espectro de respuesta en la roca, éste se lo definirá para un perfil de suelo tipo B, tomando como referencia el espectro elástico de aceleraciones según lo estipulado en la presente norma.

Se deben seleccionar un mínimo de 7 registros de aceleraciones sismológicamente compatibles con las magnitudes de momentos sísmicos, distancia esperada para el sitio y deben ser escalados de tal

forma que la mediana de los registros se debe aproximar, en el rango de período de interés para la estructura a analizar, con el espectro elástico en campo libre en roca tipo B o A.

Debido a que el espectro de respuesta en roca está definido en la superficie de la roca en lugar de a una profundidad por debajo de un depósito de suelo, se debe de considerar el efecto de la condición de frontera en la excitación sísmica de entrada.

### (3) Análisis de respuesta de sitio e interpretación de resultados:

Si la respuesta del suelo es altamente no-lineal (por ejemplo, con altos niveles de aceleración y suelos suaves arcillosos), los métodos no-lineales son los más recomendables.

Sin embargo, al realizar análisis no lineales en términos de esfuerzo efectivos o totales, se deberá realizar paralelamente análisis lineales equivalentes para evaluar las respuestas.

Para el caso de los métodos de análisis de los efectos de licuefacción en el espectro de respuesta de sitio, se recomiendan métodos que incorporan el desarrollo de la presión de poro en el suelo (mediante análisis en términos de esfuerzos efectivos), como DESRA-2, SUMDES, D-MOD, DESRA-MUSC y TESS, DEEPSOIL, AMPLE, entre otros.

Existen relaciones entre los espectros de respuesta de registros sísmicos de salida y de entrada desde el afloramiento de la roca a la superficie, que deben ser calculadas.

Para ello, se deben analizar:

- los espectros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para 5,00% del amortiguamiento crítico estructural,
- la variación con la profundidad de las deformaciones unitarias por cortante máximas y esfuerzo cortante máximo.

Por lo general, se obtiene la mediana de los 7 espectros de respuesta. Este espectro de respuesta es habitualmente ajustado a un espectro de respuesta del suelo suavizado por leves descensos de los picos espectrales y ligeros aumentos de los valles espectrales.

Finalmente, se debe llevar a cabo análisis de sensibilidad para evaluar la incertidumbre de las propiedades del suelo y considerarlo en el desarrollo del espectro de respuesta del sitio.

#### **b. Análisis de licuación de suelos**

Para estimar el potencial de licuación pueden utilizarse métodos como los de [Bray y Sancio \(2006\)](#), [Seed et. al \(2003\)](#), [Wu, J \(2003\)](#), etc.

Específicamente, para evaluar el comportamiento cíclico de las arcillas y limos, se recomienda utilizar los procedimientos propuestos por [Boulanger e Idriss \(2007\)](#).

# 11. Apéndice informativo: esquemas conceptuales

Los esquemas aquí presentados no se substituyen al contenido expuesto en las secciones 1 a 10.

## 11.1.1. Cadena de determinación de la demanda sísmica

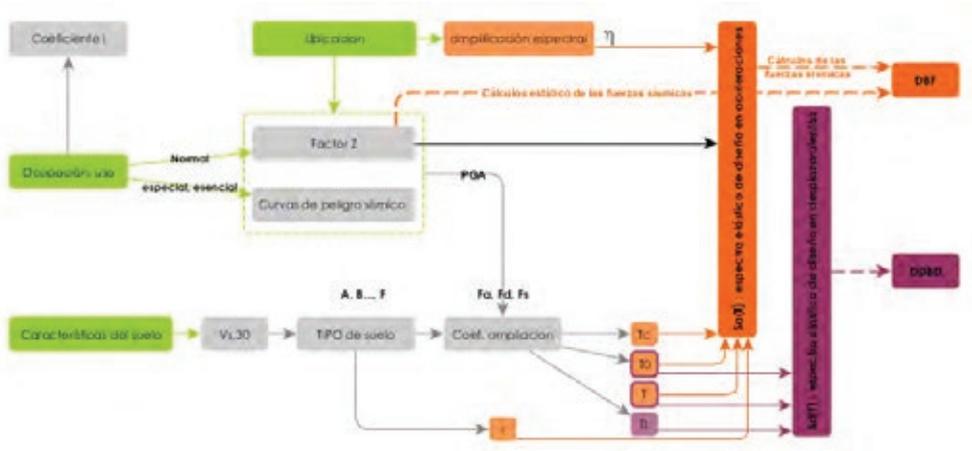


Figura 33 : Cadena de determinación de la demanda sísmica

NOTA: Para el caso del cálculo de fuerzas a partir de la información de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia I

## 11.1.2. Esquema simplificado de cálculo de las fuerzas sísmicas laterales y métodos de análisis de la NEC-SE-DS



Figura 34 : Esquema simplificado de determinación de las fuerzas sísmicas laterales y métodos de análisis de la NEC-SE-DS

### 11.1.3. Esquema simplificado del DBF

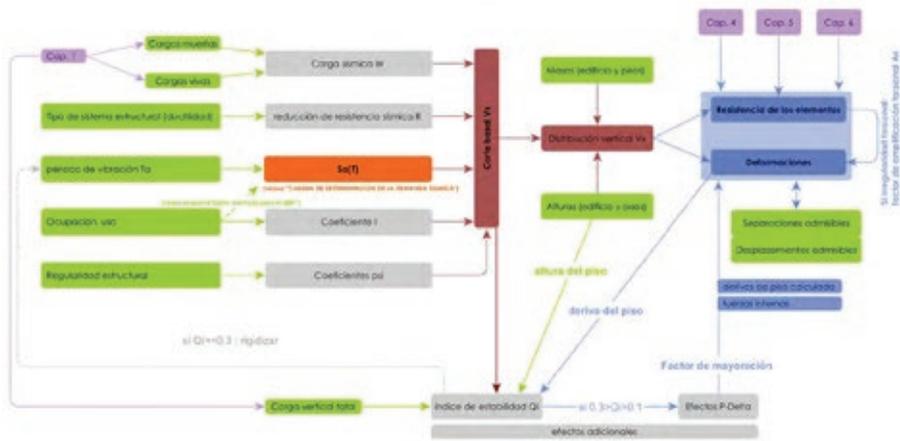


Figura 35 : esquema del diseño basado en fuerzas (DBF)

### 11.1.4. Esquema simplificado del DBD

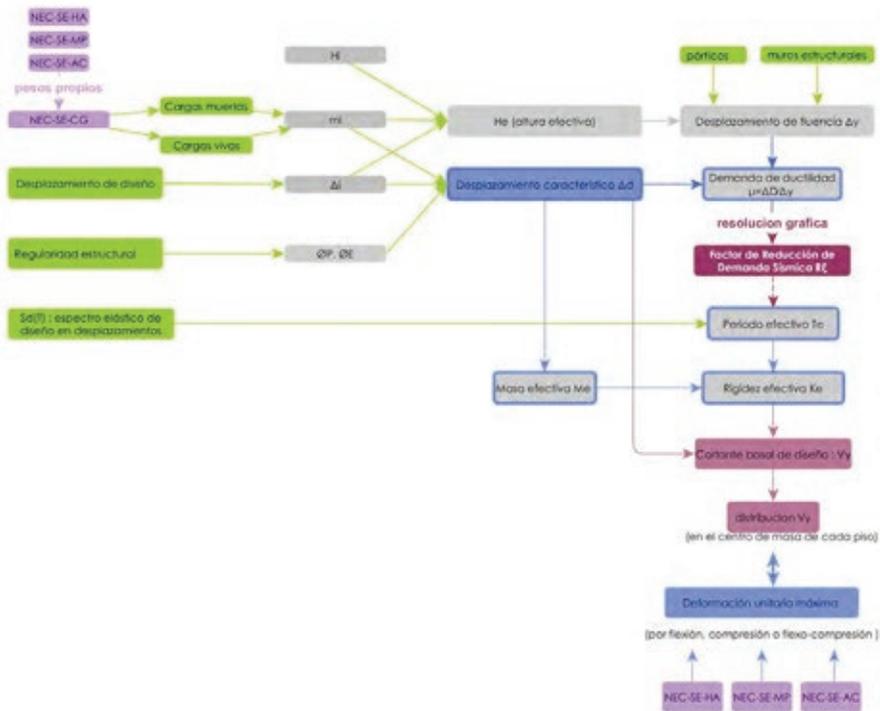


Figura 36 : Esquema del diseño basado en desplazamientos

## 11.2. Referencias

---

American Society of Civil Engineers (2010). "Minimum Design Loads for Buildings and other Structures", ASCE Standard ASCE/SEI-7-10, Virginia.

Beauval C.yepes H., Bakun W., Egred J., Alvarado A., Singaicho J.-C. "Locations and Magnitudes of historical earthquakes in the Sierra of Ecuador (1587-1996)", Geophysical Journal International 181, 3 (2010) 1613-1633.

Bray, J and Sancio, R (2006) "Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine- Grained Soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 9, p. 1165-1177, September.

Boulanger, R and Idriss, I (2007) "Evaluation of Cyclic Softening in Sits and Clays", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, p 641-652, June.

Dickenson, S.E. (1994). "The dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989," Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley.

Hashashy.M.A. and D. Park (2001). "Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment," Eng. Geology, 62(1-3), 185-206.

Huang y, Whittaker, A, and Luco, N (2010) "NEHRP Site Amplification Factors and the NGA Relationships, Technical Note, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Volume 26, pages 583-593, May.

Idriss, I.M., and Sun, J.I. (1992). "SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits," Center for Geotech. Modeling, Univ. of California, Davis.

Matasovic, N., and Vucetic, M. (1993). Seismic response of horizontally layered soil deposits, Report No. ENG 93-182, School of Engineering and Applied Science, University of California, Los Angeles.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Bogotá".

Building Seismic Safety Council BSSC (2004), "NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, FEMA 450", Washington.

Nakamura Y. (1989). A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface. QR of RTRI, Vol 30, No 1.

Pestana, J.M., and Nadim, F. (2000). "Nonlinear site response analysis of submerged slopes," Report No. UCB/GT/2000-04, Dept. of Civil & Environmental Engrg., U.C. Berkeley.

Pyke, R.M. (2000). "TESS Users' Manual," TAGA Engineering Software Services, Lafayette, CA.

Priestley, Calvi and Kowalsky, (2007), "Displacement Based Design of Structures", IUSS Press

Qiu, P. (1997). "Earthquake induced nonlinear ground deformation analyses," Ph.D. Dissertation, Univ. of Southern California.

Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake

response analysis of horizontally layered sites, Rpt. No. EERC 72/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley.

Seed R.B, Bray,J.D, Chang, S.W, Dickenson, S.E. (1997) "Site-dependent seismic response including recent strong motion data", Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, editor Seco e Pinto, Balkema, Rotterdam.

Seed, R.B, Cetin K.O, Moss, R.E.S, Kammerer, A, Wu, J, Pestana, J.M., Riemer, M. F. (2001) "Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation", Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Prof. W.D. Liam Finn, San Diego, California, page 1 – 45, paper No. SPL-2

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E. and Faris, A. (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework." EERC-2003–06, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California

Tang, H, Chandler, A and Lam, N.T (2006) "Simple models for estimating period-shift and damping in soil", Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, 35: 1925 – 1947, John Wiley and Sons.

Tena-Colunga, A, Mena-Hernandez, U , Perez-Rocha, L, Aviles, J, Ordaz, M, Vilar, J (2009) " Updated Seismic Design Guidelines for Model Building Code of Mexico", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Volumen 25, No. 4, pages 869 – 898, November

Lee, M.K.W., and Finn, W.D.L. (1978). "Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential," The University of British Columbia, Faculty of Applied Science.

Li, X.S., Wang, Z.L., and Shen, C.K. (1992). "SUMDES: A nonlinear procedure for response analysis of horizontally layered sites subjected to multi-directional earthquake loading," Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Davis.

Vera Grunauer, X., Kayen, R., Benitez, S, Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J, Alvarez, V y Vera Grunauer, J.G. (2006) Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Estudio Geotécnico, geológico y zonificación Fase I y II: Auspiciado por: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.

Vera Grunauer, X (2010) Formulación para una estrategia de Reducción del Riesgo de Desastres en el Municipio de Guayaquil, por inundaciones, deslizamientos y sismos, proyecto de fortalecimiento de capacidades del Municipio de Guayaquil, INFORME P-ECU-01-014, Programa de las Naciones Unidas, PNUD.

Wu, J. (2003). "Liquefaction Triggering and Post Liquefaction Deformations of Monterey 0/30 Sand Under Uni-Directional Cyclic Simple Shear Loading". Dissertation in partial fulfillment for the degree of doctor of philosophy, University of California, Berkeley.

Yépez F., J. Fernández S. Días y H. Yepes,( 2000). "Criterios utilizados para la definición del capítulo 1 del nuevo Código Ecuatoriano de la Construcción" CEC-2000. Memorias de las XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito.

Yépez F. J. Fernández, S. Díaz, H. Yepes, J. Valverde, E. García, W Mera, A. Villacrés y F. Torres, (2000). "Código Ecuatoriano de la Construcción CEC – 2000, Capítulo 1: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Fuerzas Sísmicas de Diseño", Memorias de las XIII Jornadas







Ministerio  
de **Desarrollo**  
**Urbano y Vivienda**

Para mayor información  
puede contactar a  
[nec@miduvi.gob.ec](mailto:nec@miduvi.gob.ec)

Síguenos en



[/ViviendaEcuador](#)



[@ViviendaEc](#)

[www.habitatyvivienda.gob.ec](http://www.habitatyvivienda.gob.ec)







Ministerio  
de Desarrollo  
Urbano y Vivienda



Ministerio Coordinador  
de Seguridad



Secretaría Nacional  
de Gestión de Riesgos



Secretaría de  
Educación Superior,  
Ciencia, Tecnología e Innovación



MIDUVI

Av. Amazonas N24 - 196 y Luis Cordero  
Código Postal: 170517 / Quito - Ecuador

