

Comportamiento de túneles construidos en suelos rígidos ante carga sísmica

Juan Manuel MAYORAL^{a,1}, José Mauricio ALCARÁZ^a y Daniel De La ROSA^a

^a*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*

Resumen. Las técnicas modernas de excavación de túneles ubicados en ciudades densamente pobladas como la Ciudad de México, deben ir acompañadas de una instrumentación adecuada y de un modelo numérico calibrado, con la finalidad de prever y reducir situaciones de riesgo potencial, asociadas con la inestabilidad local y global del túnel. Para aumentar la capacidad predictiva del modelo numérico este debe considerar las condiciones reales del subsuelo, la geometría del túnel y los procedimientos constructivos, con lo cual se puede estimar con gran exactitud las cargas actuantes sobre los revestimientos primario y secundario, ante condiciones estáticas y sísmicas. Históricamente ante carga sísmica las instalaciones subterráneas han experimentado una tasa de daños menor que las estructuras desplantadas en superficie, debido a esto los efectos sísmicos en estructuras subterráneas han sido escasamente estudiados. En general, el daño en túneles ocurre cuando hay un cambio abrupto en la rigidez del suelo. En este artículo se presenta la evaluación del rendimiento sísmico de los revestimientos de un túnel construido en suelos rígidos. Inicialmente, se evaluó el riesgo asociado con la determinación de parámetros geotécnicos. Luego, se desarrollaron modelos tridimensionales de diferencias finitas utilizando el software FLAC^{3D} para evaluar el desempeño del túnel teniendo en cuenta las cargas que actúan durante el evento sísmico sobre los revestimientos primario y secundario.

Palabras Clave. Túneles construidos en suelos rígidos, respuesta sísmica de túneles, modelado numérico.

1. Introducción

Históricamente, las estructuras subterráneas han presentado una tasa de daños menor y en comparación con las estructuras construidas en superficie son menos vulnerables a los terremotos. En la literatura técnica existen informes de estructuras subterráneas que tuvieron un buen desempeño durante eventos sísmicos, en los cuales las estructuras cercanas ubicadas en superficie sufrieron daños considerables [1]. Las estructuras subterráneas tienen características particulares que hacen que su comportamiento ante condiciones dinámicas sea diferente al de las estructuras desplantadas en superficie. Los aspectos principales que hacen que su comportamiento varíe, es que pueden tener longitudes considerables y están sumergidas en capas de suelo y / o roca con una rigidez variable [2]. Para analizar la respuesta dinámica de un túnel es necesario considerar un campo de onda tridimensional, y su efecto a lo largo del eje del túnel [3]. En este artículo se presenta la evaluación del rendimiento sísmico de los revestimientos de un túnel

¹ Researcher, Geotechnical Department, Institute of Engineering, National University of Mexico, Building N° 4, P.O. Box 04510, Mexico City, Mexico, JMayoralV@iingen.unam.mx

construido en suelos rígidos, tales como las tobas ubicadas al nor-poniente de la Ciudad de México. Inicialmente, se evaluó la incertidumbre asociada a la determinación de parámetros geotécnicos. El parámetro de deformabilidad denominado Módulo de Young al 50%, E_{50} , se estimó utilizando la ecuación determinada mediante una regresión lineal múltiple entre los parámetros de resistencia (cohesión, c , y fricción, ϕ), y el parámetro de deformabilidad, E_{50} , utilizado para este tipo de suelos en investigaciones anteriores [4]. Posteriormente, con la finalidad de evaluar el desempeño de los revestimientos primario y secundario del túnel considerando la acción sísmica, fueron desarrollados modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas utilizando el software FLAC^{3D} [5].

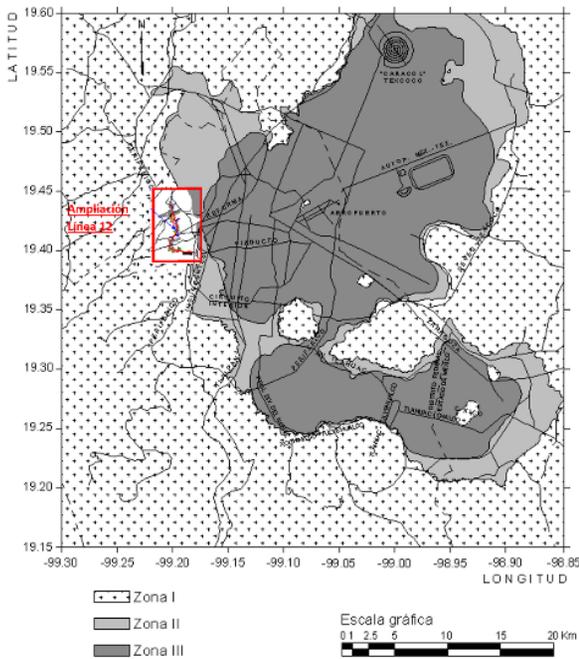


Figura 1. Localización del proyecto (Zonificación geotécnica, RCDF, 2017).

2. Caso Estudio

El túnel analizado tiene una longitud de 3.5 km, y se ubica al nor-poniente de la Ciudad de México (Figura 1). Como se puede observar, el proyecto se ubica en zona de lomas (Zona I), de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México. (RCDF, 2017). Desde el punto de vista geológico, esta zona se encuentra dentro de la formación Tarango, que se compone principalmente de arenas limosas muy cementadas y limos arenosos, densos a muy densos. Sin embargo, a veces se pueden encontrar rellenos artificiales, o bolsas de arena pumítica. La excavación del túnel se realiza mediante el método convencional, el revestimiento primario está formado por concreto lanzado reforzado con malla metálica electrosoldada (6x6 08/08), y tiene un espesor de 0.20 m, el revestimiento secundario es concreto armado con un espesor de 0.40 m. En la Figura 2a se presenta la geometría del túnel, puede observarse que tiene un ancho de 11.4 m y

una altura de 8.6 m, en la Figura 2b se observan las características del revestimiento primario, el concreto lanzado empleado para formar este ademe temporal tiene una resistencia a la compresión simple a los 28 días, f'_c , de 250 kg / cm². En la figura 3 se muestran los detalles de construcción del revestimiento secundario. El procedimiento constructivo está formado por las siguientes etapas: 1) excavación de la sección media superior con avances de 1,5 m, estabilizando cada avance mediante el revestimiento primario de 0.20 m de espesor, 2) excavación del banco central de la media sección inferior, con avances de 3 m, 3) excavación de los hastiales con avances de 2 m colocando el revestimiento primario en cada avance, 4) colocación del revestimiento secundario en los hastiales del túnel, colando segmentos de 10 m, 5) colocación del revestimiento secundario en la bóveda del túnel, en segmentos de 10 m. La sección crítica para el análisis corresponde a la zona con la profundidad mínima del túnel. En este punto la clave del túnel tiene una profundidad de 16 m. La sección geotécnica idealizada para el análisis se presenta en la Figura 4a. Es importante mencionar que el nivel freático no fue detectado hasta la máxima profundidad explorada.

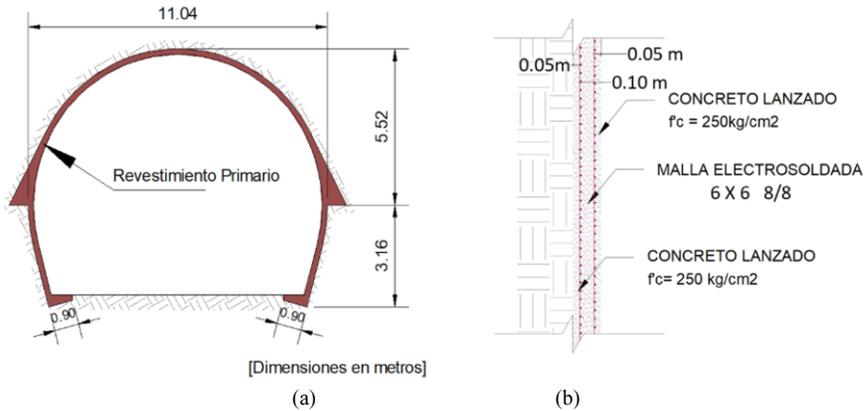


Figura 2. (a) Sección transversal del túnel y (b) Sección del revestimiento primario.

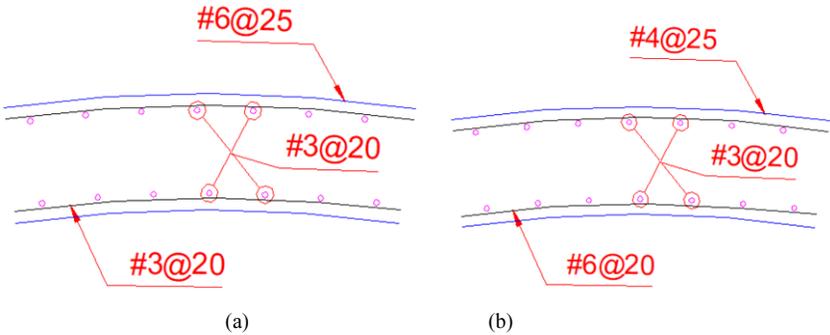


Figura 3. Detalle de construcción del revestimiento secundario del túnel (a) Hastiales y (b) Bóveda.

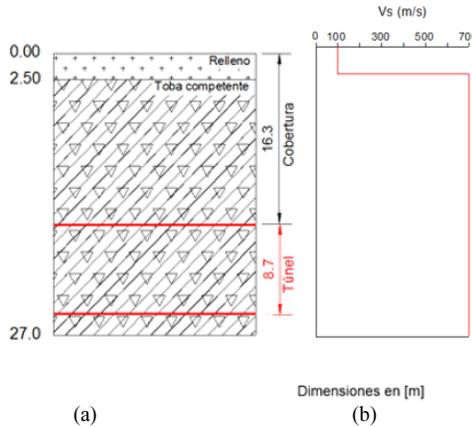


Figura 4. a) Perfil del suelo de la sección analizada, y b) Perfil de la velocidad de onda de corte.

3. Caracterización del subsuelo

En la zona de estudio se identificaron dos estratos, el primero corresponde con un relleno y el segundo con una Toba competente. Estos materiales fueron clasificados en función del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT), la descripción visual reportada en campo, y las propiedades índice y mecánicas disponibles. Durante la etapa de diseño las propiedades mecánicas de resistencia del suelo se estimaron con correlaciones empíricas relacionadas con el número de golpes del SPT. En este trabajo en particular, se empleó la correlación propuesta por Brown y Hettiarachi [6], para estimar la componente cohesiva de los materiales encontrados, c , y la correlación sugerida por Wolff [7] para la componente friccionante, ϕ . La Tabla 1 muestra los resultados del análisis estadístico llevado a cabo.

Tabla 1. Análisis estadístico de las propiedades mecánicas del suelo.

Estrato	Medida de dispersión	Cohesión, c , [KPa]	Ángulo de fricción, ϕ [°]
Relleno	μ	60	31
	σ	40	2.5
	$\mu + \sigma$	100	33.5
	$\mu - \sigma$	30	28.5
Toba competente	μ	110	35
	σ	10	0
	$\mu + \sigma$	120	35
	$\mu - \sigma$	100	35

4. Distribución de la velocidad de onda de corte

La distribución con la profundidad de la velocidad de onda de corte, V_s , se obtuvo a partir de las correlaciones empíricas basadas en el número de golpes de la prueba de penetración estándar N_{SPT} , propuestas por varios investigadores para el mismo tipo de suelo (Tabla 2). La Figura 4b muestra el perfil de V_s idealizado, y utilizado en el análisis.

5. Curvas de módulo de degradación normalizado y amortiguamiento

Debido a la dificultad asociada con el muestreo de suelos tobaceos, se emplearon las curvas experimentales de degradación del módulo de rigidez normalizado y de relación de amortiguamiento propuestas por Seed y Idriss (1970) [8], las cuales se presentan en la Figura 5. Estas curvas se han utilizado con éxito en el análisis de propagación de ondas unidimensional (1D) para predecir la respuesta medida durante el terremoto de Michoacán de 1985 [9,10].

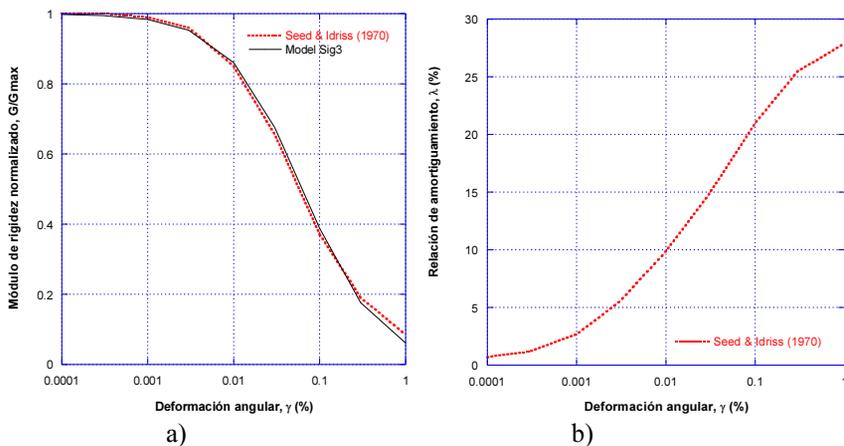


Figura 5. (a) Curva del módulo de rigidez normalizado y (b) curva de amortiguamiento, utilizadas en el análisis.

Tabla 2. Correlaciones empíricas entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar N_{SPT} y V_s .

Autor	Correlación
Imai (1977)	$V_s = 80.6 N^{0.331}$
Seed and Idriss (1981)	$V_s = 61.4 N^{0.5}$
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4 N^{0.5}$
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145 N^{0.178}$
Dikmen (2009)	$V_s = 73 N^{0.33}$

N , es el número de golpes de la prueba de penetración estándar SPT

6. Modelo numérico

Para evaluar el rendimiento sísmico del túnel se desarrollaron modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas en el programa computacional FLAC^{3D} [5]. El comportamiento de los geomateriales se consideró regido por una ley esfuerzo-deformación elásto-plástica con un criterio de falla Mohr-Coulomb, lo cual es adecuado tomando en cuenta el bajo nivel de deformaciones esperadas debido a la competencia de los suelos por donde atravesará el túnel. Para evaluar mejor la distribución de los esfuerzos alrededor del túnel antes del evento dinámico, el modelo numérico contempla el procedimiento constructivo anteriormente descrito. Para evitar efectos de frontera en los desplazamientos calculados, estos se obtuvieron en una sección de control ubicada a más de un diámetro de distancia con respecto al inicio de la excavación (Figura 6). Las fronteras de campo libre se aplicaron en los bordes del modelo para evitar la reflexión de energía durante el evento sísmico. El revestimiento primario y secundario se modelaron utilizando elementos tipo cascarón.

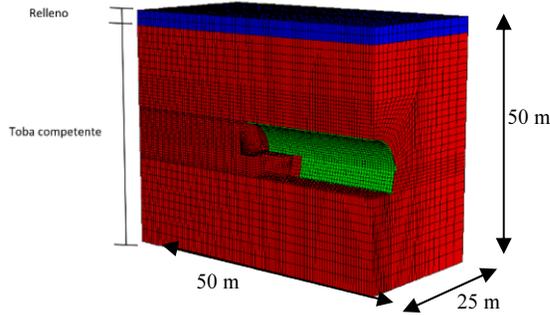


Figura 6. Modelo numérico desarrollado.

7. Ambiente sísmico

El ambiente sísmico se estableció con base en un espectro de respuesta determinista desarrollado para la zona donde se ubica el túnel estudiado, el cual fue obtenido mediante la relación de atenuación propuesta por Reyes [11] considerando un evento sísmico de subducción con una magnitud M_w 8.6. Una vez determinado el modelo de sismicidad de la región de interés se debe establecer el modelo de predicción del movimiento del suelo en el sitio (ley de atenuación). Dicho modelo relaciona el movimiento del terreno en un sitio, a través de un parámetro del movimiento genérico Y , que normalmente es una aceleración o velocidad, con el parámetro que establece el tamaño del sismo en la fuente (magnitud, M), la distancia epicentral de la fuente al sitio (R), y una medida de la dispersión del modelo. Algunos modelos incluyen otros términos como el factor de tipo de suelo, el tipo de falla que causa el sismo, o el tipo de sismo en función de su localización hipocentral i.e. [12,13]. Para esta investigación se utilizó la ley de atenuación propuesta por Reyes [11], que permite la estimación de la aceleración espectral, S_a , en afloramientos de roca en la Ciudad de México. Para obtener una historia de aceleraciones cuyo espectro de respuesta se ajuste razonablemente al espectro de respuesta de diseño, la historia de aceleraciones seleccionada (registrada) fue modificada usando el método propuesto por Lilhanand y Tseng [14], con el cual Abrahamson [15] generó un programa de ajuste espectral. Los espectros de respuesta calculados con las historias de tiempo modificadas y considerando un amortiguamiento del 5% se presentan en la Figura 7.

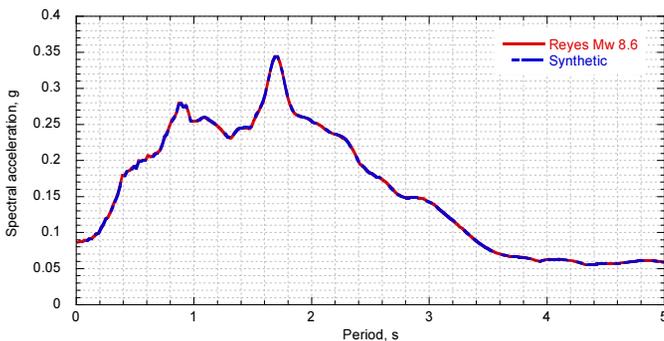


Figura 7. Espectros de respuesta (Reyes 1999) y espectro de respuesta ajustado para una magnitud M_w de 8.6.

8. Análisis de interacción sísmica túnel – suelo

Se llevó a cabo un análisis no lineal utilizando el programa FLAC^{3D} [5] para el sistema túnel-suelo, considerando el revestimiento primario y secundario, y el procedimiento constructivo. Aunque se han desarrollado varios modelos constitutivos para tener en cuenta las no linealidades, faltan datos experimentales suficientes para desarrollar y calibrar un modelo constitutivo confiable. Por lo tanto, el modelo histerético de orientación práctica disponible en FLAC^{3D} denominado "sig3" se usó para tratar de manera aproximada la degradación del módulo de rigidez y la variación de amortiguamiento durante el evento sísmico. Las curvas de ajuste G/G_{max} correspondientes se presentan en la Figura 5a. Los elementos mecánicos obtenidos de los modelos numéricos se compararon con el diagrama de interacción para las secciones de revestimiento primario y secundario mostradas en las Figuras 2 y 3. Las Figuras 8a y 8b muestran el diagrama de interacción para las secciones de revestimiento primario y secundario respectivamente, considerando los puntos correspondientes a la combinación de momento flexionante y fuerza axial. El diagrama de interacción corresponde a la resistencia del concreto a los 28 días. Las fuerzas axiales y el momento de flexionante se calcularon a partir del análisis numérico utilizando FLAC^{3D}.

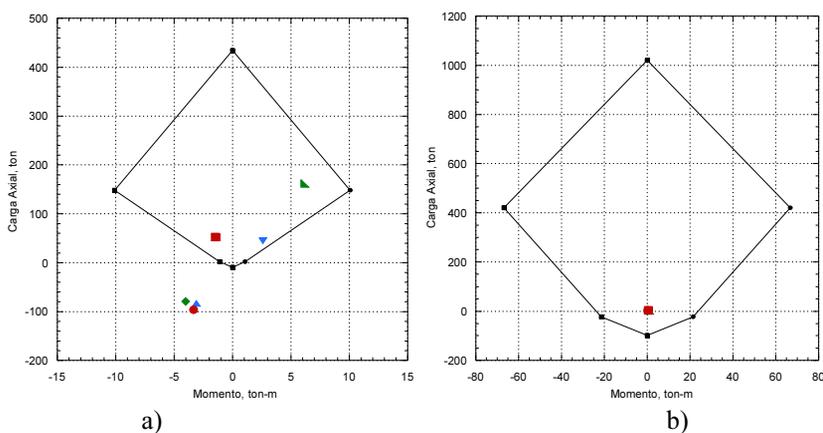


Figura 8. Diagrama de interacción (a) revestimiento primario and (b) revestimiento secundario.

9. Conclusiones

Este documento presentó la evaluación del desempeño sísmico de los revestimientos primario y secundario de un túnel en proceso de construcción, ubicado en los suelos tobaceos encontrados al nor-poniente de la Ciudad de México. Inicialmente, se evaluó el riesgo asociado a la determinación de parámetros geotécnicos y posteriormente se desarrollaron modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas utilizando el software FLAC^{3D}, para evaluar el desempeño del túnel teniendo en cuenta los efectos sísmicos. Como puede verse en la Figura 8a durante el análisis sísmico existen puntos que caen fuera del diagrama de interacción del revestimiento primario, por lo tanto, se concluye que si el evento de diseño sísmico considerado ocurre durante la construcción del túnel, cuando solo se ha colocado el revestimiento primario de 0.20 m de espesor, es posible que ocurra un agrietamiento significativo en la parte superior del túnel, tanto en

la dirección longitudinal como en la transversal, debido a la capacidad limitada de resistencia a la tensión que tiene el revestimiento primario y a las importantes fuerzas de compresión generadas durante el terremoto en la dirección transversal, lo que puede ocasionar fallas locales persistentes durante el sismo. El revestimiento secundario presenta un comportamiento aceptable durante el terremoto, debido a la ductilidad proporcionada por el acero de refuerzo, lo que incrementa la capacidad de tensión de este elemento estructural (Figura 8b). Se concluye que el revestimiento primario es insuficiente para tomar las fuerzas sísmicas de diseño, y se esperará un agrietamiento significativo en la bóveda del túnel a lo largo de la dirección longitudinal y transversal. El revestimiento secundario muestra un comportamiento aceptable durante el terremoto.

Referencias

- [1] Sunil Sharma and William R. Judd. 1991. Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology* 30 (1991) 263-276.
- [2] Youssef M.A. Hashash. 2001. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16. 247-293.
- [3] K.C. Lin , H.H.Hung , JudyP.Yang , Y.B.Yang. 2016 “Seismic analysis of underground tunnels by the 2.5 D finite/infinite element approach”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 85, 31–43.
- [4] Vital D. and Mayoral J.M. “Performance analysis of excavations in rigid soils” National Meeting of Geotechnical Engineering, México, 2014 (In Spanish).
- [5] Itasca Consulting Group. FLAC3D. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User’s Guide. Minneapolis, Minnesota, USA, 2009.
- [6] Brown T. and Hettiarachchi H, (2008) “Estimating shear strength properties of soils using SPT blow counts: An energy Balance Approach” ASCE Geotecnology 2008.
- [7] Wolff, T.F. 1989. Pile capacity prediction using parameter functions. ASCE Geotechnical Special Publication No. 23 96-107.
- [8] Seed, H.B., Idriss, I.M., 1981. Evaluation of liquefaction potential sand deposits based on observation of performance in previous earthquakes. ASCE National Convention (MO), pp. 481–544.
- [9] Mayoral JM, Romo MP, Osorio L. Seismic parameters characterization at Texcoco lake, Mexico. *Soil Dyn Earthq Eng* 2008;28:507–21.
- [10] Seed HB, Romo MP, Sun J, Jaime A, Lysmer J. Relationships between soil conditions and earthquake ground motions. *J Earthq Spectra* 1988;4(2):687–730.
- [11] Reyes, C. El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios, PhD Thesis, School of Engineering, National Autonomous University of Mexico (UNAM); 1999.
- [12] Esteva, L. Seismic risk and seismic design. In: Hansen R J, editor. *Seismic design for nuclear power plants*, p.142–182. The M. I. T. Press;1970.
- [13] Singh S K, Mena E, Castro R, Carmona C. Empirical prediction of ground motion in Mexico City from coastal earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1987; 77 (5): 1862–7.
- [14] Lilhanand Ky Tseng WS. Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra. In: *Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering* (Tokyo, Japan), Vol. II; 1988. P 819–824.
- [15] Abrahamson, N.A. State of the practice of seismic hazard evaluation. *Proceedings of GeoEng 2000*, Melbourne, 19–24 November, 1; 2000. p. 659–685.