

## Análisis comparativo del comportamiento dinámico de una presa de materiales sueltos

Bogado Gustavo Orlando <sup>a,\*</sup> (<https://orcid.org/0000-0003-1807-9733>), [Gustavo.bogado@fio.unam.edu.ar](mailto:Gustavo.bogado@fio.unam.edu.ar)

Panique Daniel Lazcano <sup>b</sup>, (<https://orcid.org/0000-0002-7327-6839>)

Reinert Hugo Orlando <sup>c</sup>, (<https://orcid.org/0000-0001-8926-6742>), [hugo.reinert@fio.unam.edu.ar](mailto:hugo.reinert@fio.unam.edu.ar)

<sup>a</sup> *Departamento de Ingeniería Civil, FI-UNaM, Oberá, Misiones, Argentina. Consejo de investigaciones científicas y tecnológicas, CONICET, Argentina*

<sup>b</sup> *Consultor Independiente, Madrid España*

<sup>c</sup> *Departamento de Ingeniería Civil, FI-UNaM, Oberá, Misiones, Argentina*

---

### Resumen

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD) recomienda un enfoque del análisis dinámico en el cual indica que las presas deben diseñarse por el método convencional en primer lugar, seguido de un análisis dinámico que pueda valorar las posibles deficiencias existentes en el diseño pseudoestático. Para presas de baja altura o presas pequeñas en áreas no complejas, la Comisión recomienda el uso de métodos convencionales pseudoestáticos, utilizando un coeficiente sísmico horizontal constante que es seleccionado sobre una base de sismicidad de la zona donde se encuentra la presa. Sin embargo, se han reconocido y demostrado las insuficiencias de este enfoque pseudoestático para predecir el comportamiento de la presa durante sismos; es por ello que en la actualidad se sugiere y recomienda que se realice un análisis dinámico más exhaustivo bajo modelos en MEF. Por todo lo argumentado anteriormente, en este trabajo se realiza la modelación de una presa de materiales sueltos bajo la acción de cargas dinámicas mediante elementos finitos y a su vez por un método empírico propuesto por Makdisi y Seed, de los cuales se presenta un análisis y una comparación del comportamiento de la presa.

**Palabras Clave** – Presa de material suelto, sismo, acción dinámica, método de elementos finitos

---

### Abstract

The International Commission on Large Dams (ICOLD) recommends an approach to dynamic analysis in which it indicates that dams should be designed by the conventional method first, followed by a dynamic analysis that can assess possible deficiencies in the pseudostatic design. For low head dams or small dams in non-complex areas, the Commission recommends the use of conventional pseudostatic methods, using a constant horizontal seismic coefficient that is selected on the basis of the seismicity of the area where the dam is located. However, the inadequacies of this pseudo-static approach for predicting dam behavior during earthquakes have been recognized and demonstrated; that is why it is currently suggested and recommended that a more exhaustive dynamic analysis be carried out under FEM models. For all the above reasons, in this work the modeling of a dam of loose materials under the action of dynamic loads is carried out by means of finite elements and in turn by an empirical method proposed by Makdisi and Seed, from which an analysis and a comparison of the dam behavior is presented.

**Keywords** - dam, seismic, dynamic action, finite element method

## 1. Introducción

Las presas de materiales sueltos constituyen obras hidráulicas y comúnmente se encuentra solicitadas por diferentes acciones, entre ellas las dinámicas. Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de la estabilidad de presas de tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite [1,2]. Estos métodos consideran a la acción sísmica mediante una fuerza horizontal proporcional al peso de la masa deslizante. Por otro lado, Makdisi y Seed (1978, [1]) propusieron un método de análisis para predecir los desplazamientos permanentes de las presas sometidas a acciones sísmicas y sugirieron un criterio de desempeño en oposición al concepto de utilizar un factor de seguridad basado en los principios de equilibrio límite. El método es muy utilizado en la actualidad por varios autores. [3-9]

Del estudio de terraplenes durante sismos fuertes, se pueden discernir dos tipos distintos de comportamientos: (1) el asociado con terraplenes arenosos de densos a medianos, susceptibles a incrementos rápidos en la presión de poro debido al efecto de las cargas cíclicas que resulta con el desarrollo de presiones de poros iguales a la presión de efectiva sometida los cuales generan una disminución de la resistencia la corte y potencial licuación. (2) el comportamiento asociado con arcillas cohesivas compactadas, arenas secas y algunas arenas densas; el desarrollo de de presiones de poro es mucho menor que el asociado con arenas sueltas a densas medias, las cargas cíclicas resultantes son generalmente bastante pequeñas, y el material retiene la mayor parte de su resistencia al corte. (resistencia no drenada)

El enfoque de análisis dinámico es recomendado por el Comité de Terremotos de la Comisión Internacional de Grandes Presas: "las presas de terraplén altas mayores a 20 metros cuya falla puede causar pérdida de vida o daños mayores deben diseñarse primero con el método convencional, seguido por un análisis dinámico para investigar cualquier deficiencia que pueda existir en el diseño pseudo-estático de la presa". Para presas bajas en áreas remotas, el Comité recomendó el uso de métodos pseudoestáticos convencionales utilizando un coeficiente sísmico horizontal constante seleccionado sobre la base de la sismicidad del área. Sin embargo, la inadecuación del enfoque pseudoestático para predecir el comportamiento de los terraplenes durante los sismos ha sido claramente reconocida y demostrada. Además, en el mismo informe, la Comisión se refiere al método convencional de la siguiente manera: "Existe una necesidad de una revisión temprana del método convencional ya que los resultados del análisis dinámico, las pruebas modelo y las observaciones de presas existentes muestran que las aceleraciones horizontales debidas a las fuerzas sísmicas varían a lo largo de la altura de la presa" [10]. Por lo tanto, en este artículo se compara el comportamiento dinámico de una presa de materiales sueltos mediante el método de elementos finitos y el análisis simplificado para determinar las discrepancias del método y de la afirmación realizada por el ICOLD [2,3]

## 2. Procedimiento aproximado para el cálculo de la aceleración máxima

El método de Makdisi y Seed (1978) es muy utilizado para calcular el periodo de vibración y aceleración máxima en la cresta de presas de materiales sueltos, de esa manera es posible determinar el máximo desplazamiento. A continuación, se realiza una breve descripción del método.

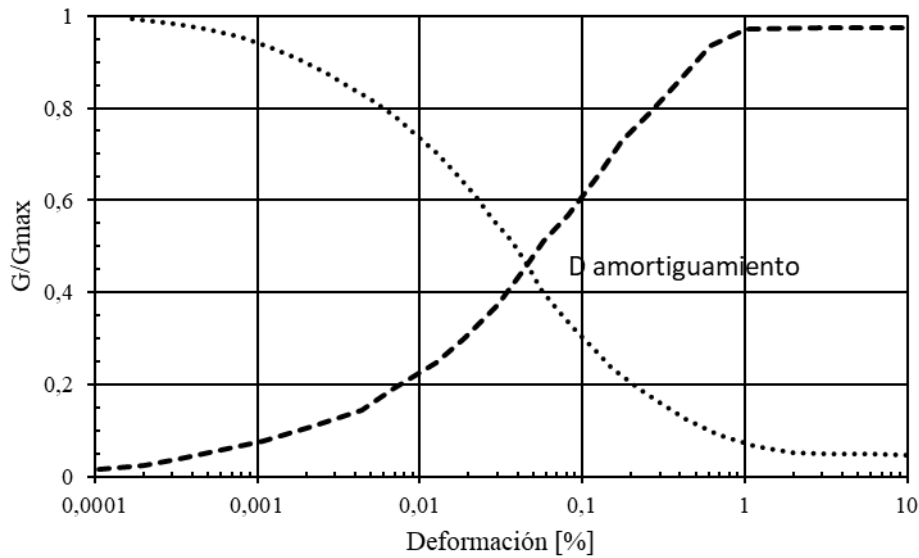
**2.1. Evaluación de propiedades iniciales**

Si consideramos una presa con altura  $H$ , velocidad de onda de corte  $V_s$  y una densidad de masa  $\rho$ , y se asume que la sección es homogénea y de longitud infinita. El módulo de corte máximo,  $G_{max}$ , se relaciona a la velocidad de ondas de corte,  $V_s$ , está dado por:

$$G_{max} = V_s^2 \rho \tag{1}$$

Para estimar la velocidad de propagación de onda La curva de degradación indica la variación Para la primera iteración de cálculo se asume cualquier valor inicial de  $G$ , y se determina la relación  $G/G_{max}$ .

De la Fig. 1, se determina los valores de deformación por cortante  $\gamma_{av}$  y amortiguamiento  $D$ .



**Fig. 1.** Módulo de corte y amortiguamiento usado en las respuestas computacionales.

**2.2. Cálculo de la aceleración máxima y el período natural**

La aceleración máxima según la teoría de la rebanada de corte, se calcula de la siguiente manera:

$$\ddot{u}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot J_0\left(\frac{\beta_n \cdot y}{h}\right)}{\beta_n \cdot J_1(\beta_n)} W_n \cdot V_n(t) \tag{2}$$

Dónde:  $J_0, J_1$  = funciones Bessel de primera clase de orden cero y uno,  $\beta_n$  = el valor cero de la ecuación de frecuencia  $(w_n / G) = 0$   $J_0 \rho$ ,  $W_n = \beta_n V_s / h$ , donde  $V_s = G/\rho$  = frecuencia natural del modo  $n$ ésimo.

$$\ddot{u}(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(y) \cdot W_n \cdot V_n(t) \quad (3)$$

$$\phi_n(y) = \frac{2 \cdot J_0\left(\frac{\beta_n \cdot y}{h}\right)}{\beta_n \cdot J_1(\beta_n)} \quad (4)$$

Considerando los tres primeros modos de vibración, los valores correspondientes a  $\beta_n$  son siempre;  $\beta_1 = 2.4$ ,  $\beta_2 = 5.25$ ,  $\beta_3 = 8.65$  y los valores correspondientes de las primeras frecuencias naturales son:

$$\begin{aligned} W_1 &= 2.4 \frac{V_S}{H} \\ W_2 &= 5.52 \frac{V_S}{H} \\ W_3 &= 8.65 \frac{V_S}{H} \end{aligned} \quad (5)$$

En la corona de la presa,  $y = 0$  y los valores correspondientes de los factores de participación modal  $\phi_n(0)$  para los tres primeros modos están dados por:

$$\begin{aligned} \theta_1(0) &= 1.6 \\ \theta_2(0) &= 1.06 \\ \theta_3(0) &= 0.86 \end{aligned} \quad (6)$$

El valor de la aceleración en la corona para cada modo está dado por la expresión:

$$\ddot{u}_{(0,t)} = \phi_{n(0)} \cdot W_n \cdot v_{vn}(t) \quad (7)$$

y el valor máximo de la aceleración de la corona en cada modo está dado por:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_{n\text{-max}} &= \phi_{n(0)} \cdot W_n \cdot S_{vn} \\ \ddot{u}_{\text{max}} &= \left[ \sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n\text{max}})^2 \right]^{1/2} \end{aligned} \quad (8)$$

Donde:  $S_{vn}$ , conocido como velocidad espectral, es el valor máximo de  $V_n(t)$ , y es función de  $W_n$ ,  $\lambda_n$  y las características del movimiento del terreno  $\ddot{u}g(t)$ . Para valores pequeños de  $\lambda_n$ , la aceleración espectral es aproximadamente igual a  $W_n S_{vn}$ , por lo que la expresión para la aceleración máxima en la corona para cada modo puede escribirse como:

$$\ddot{u}_{n\text{-max}} = \phi_{n(0)} \cdot W_n \cdot S_{a_n} \quad (9)$$

La aceleración máxima en la corona para los tres primeros modos está dada por:

$$\begin{aligned}\ddot{u}_{1\max} &= \phi_1(0) \cdot Sa_1 = 1.6 \cdot Sa_1 \\ \ddot{u}_{2\max} &= \phi_2(0) \cdot Sa_2 = 1.06 \cdot Sa_2 \\ \ddot{u}_{3\max} &= \phi_3(0) \cdot Sa_3 = 0.86 \cdot Sa_3\end{aligned}\tag{10}$$

Como los valores máximos en cada modo ocurren a diferentes tiempos, los valores máximos de la aceleración de la corona se determinan por la raíz cuadrada de la suma de cuadrados de las aceleraciones máximas de los tres primeros modos, luego:

$$\ddot{u}_{\max} = \left[ \sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n\max})^2 \right]^{1/2}\tag{11}$$

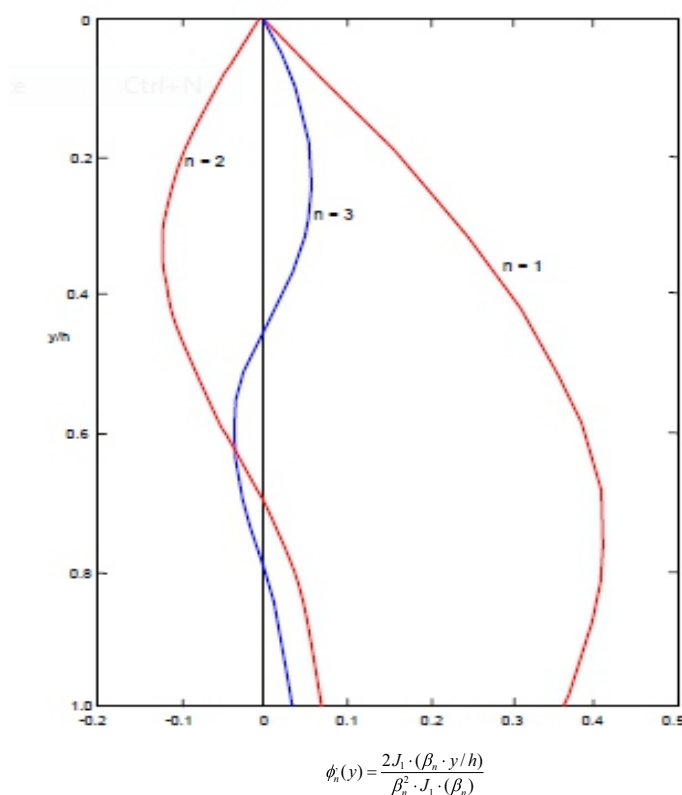
Para estimar la deformación compatible con las propiedades del material, debe determinarse una expresión para la deformación cortante promedio en la sección total. De la teoría de rebanadas de corte, la expresión para la deformación cortante a cualquier nivel en el terraplén como función del tiempo está dada por:

$$\phi_n(y) = \frac{2J_1(\beta_n \cdot y/h)}{\beta_n^2 \cdot J_1(\beta_n)}\tag{12}$$

La Fig. 2 muestra la variación de  $\phi_n$  con la profundidad para los tres primeros modos. Considerando las contribuciones pequeñas de los modos altos comparadas con el primer modo en toda la profundidad, es suficiente para propósitos prácticos, considerar la contribución de solo el primer modo en el cálculo de la deformación cortante promedio. Por lo tanto, de la ec. 13, la expresión para la deformación cortante máxima a cualquier nivel, y, puede escribirse como:

$$\gamma_{\max}(v) = \frac{h}{V_s^2} \phi_1(y) \cdot Sa_1\tag{13}$$

Donde  $\phi_1$  es el factor de participación del primer modo, como se muestra en la Fig 2 y  $Sa_1$  es la aceleración espectral que corresponde a la primera frecuencia natural  $W_1$ . La deformación cortante máxima promedio para la sección total puede determinarse mediante el cálculo de un valor promedio ( $\phi_1$ ) ave del primer factor de participación modal en la Fig. 2:



**Fig. 2.** Variación de factores de participación modal de deformación cortante con profundidad – teoría - de rebanada de corte.

### 3. Materiales y métodos

El perfil en el cual se realizó el presente estudio es una estructura de materiales sueltos tipo homogéneo con un dren chimenea vertical (Figura 3). La altura prevista de la presa es de 53 m en su construcción final, la cual se realizará en tres fases. El ancho de coronamiento es de 30 m, que serán suficientes para el paso de vehículos y/o alguna infraestructura auxiliar para el transporte de los relaves. El nivel de nominal de embalse es de 48 m sobre el terreno natural, de esta manera, se tendrá 5 m de revancha como seguridad. La geometría de la presa queda definida por un talud de agua arriba 1:3 y talud de aguas abajo 1:3. El cuerpo de la presa está conformado por lateritas compactadas a densidad Proctor Modificado. El Núcleo impermeable es de saprolito que se encuentra a pocos metros de profundidad. Cuenta con filtro-dren chimenea y para controlar el flujo de filtraciones por el cuerpo de la presa, de manera que el espaldón de aguas abajo permanezca seco. La protección del talud de agua arriba será por medio de Rip Rap, apoyado sobre una transición de escollera.

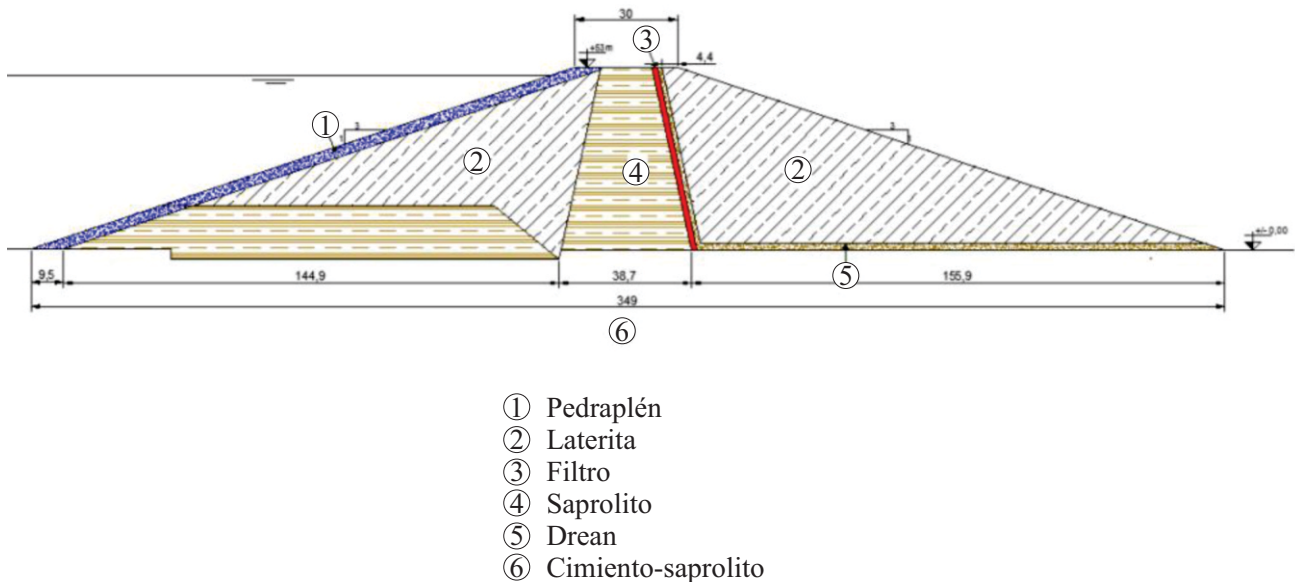
### 3.1. Materiales utilizados

La Tabla 1 muestra las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los materiales que constituyen los diferentes materiales. El modelo constitutivo utilizados para los materiales es el de Mohr-Coulomb. Para la determinación del mismo es necesario dos parámetros, la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). El criterio de fluencia de Morh-Culomb consiste en seis funciones de fluencias, las cuales representadas en un espacio tridimensional  $\sigma_1, \sigma_2$  y  $\sigma_3$ .

**Tabla 1.** Propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los materiales que constituyen la presa. Tomadas de [11]

Material	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{sat}$ kN/m <sup>3</sup>	K [m/día]	c kPa	$\phi^\circ$	C	E kN/m <sup>2</sup>	$\mu$	$\psi^\circ$
1 Pedraplén	18	20	1	1	35	D	30000	0.3	No
2 Suelo laterítico	16	19	0.08	20	10	ND	50000	0.35	No
3 Arena	16.5	18	1	1	32	D	20000	0.30	34
4 Sapolito	13	15	8.6E-5	2	28	ND	240000	0.35	No
5 Dren	16	17.4	1	1	33	D	20000	0.3	34
6 Sapolito Compactado	14.5	16	8.6E-5	15	18	ND	250000	0.35	No

Donde  $\gamma_d$  = densidad del suelo seco,  $\gamma_{sat}$  = densidad del suelo saturado, K = permeabilidad, c = cohesión,  $\phi$  = ángulo de fricción interna, C = Comportamiento, D = Drenado, ND = No drenado, E = módulo de elasticidad,  $\mu$  = Poisson,  $\psi$  = ángulo de dilatancia



**Fig. 3** Esquema de modelacion de la presa de materiales sueltos.

### 3.2. Modelación mediante el método de elementos finitos

Para comparar los resultados obtenidos del método de empírico, se realizó un modelo numérico empleando el método de los elementos finitos. El mallado de la geometría del modelo fue constituida por elementos triangulares de 15 nodos, los cuales proporciona una interpolación de cuarto orden para los desplazamientos y la integración numérica. El mallado en general posee una malla de tamaño grueso y en donde existía una posible concentración de tensiones se optó por una malla más fina. La ecuación básica del comportamiento dinámico es la siguiente [14]

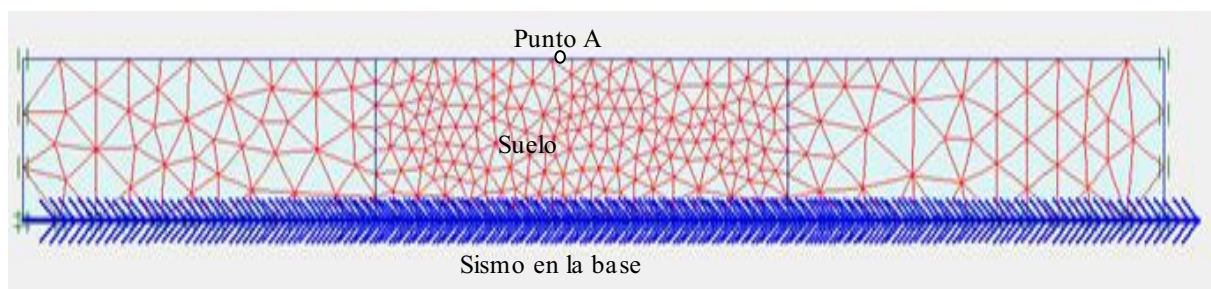
$$M(\ddot{u}) + C(\dot{u}) + K(u) = F \quad (14)$$

En donde  $\mathbf{M}$ = matriz de masa,  $\mathbf{C}$ = matriz de amortiguamiento,  $\mathbf{K}$ =matriz de rigidez,  $u$  desplazamiento,  $\ddot{u}$  la aceleración y  $\dot{u}$  la velocidad, y  $F$  el vector de cargas.

En la matriz  $\mathbf{M}$ , se consideró la masa de los materiales (suelo + agua). La matriz  $\mathbf{C}$  representa el amortiguamiento de los materiales. Si se supone un comportamiento elástico, el amortiguamiento todavía puede tenerse en cuenta en el uso de la matriz  $\mathbf{C}$ . Para determinar la matriz de amortiguamiento, se requieren parámetros adicionales, que son difíciles de determinar a partir de pruebas. En las formulaciones de elementos finitos,  $\mathbf{C}$  se fórmula a menudo como una función de la masa.

### 3.3. Calibración del modelo de elementos finitos

Para realizar la modelación en elementos finitos se discretizó la zona de influencia con un mallado más fino (Fig. 5). Con el fin de verificar si el mallado es el adecuado, se realizó una comparación de las deformaciones obtenidas mediante el método de elementos finitos y la función de transferencia para un estrato homogéneo. Se aplicó el modelo con un ruido blanco aleatorio en el borde con el fin de obtener las frecuencias fundamentales. En la Figura 4 se indica el modelo de validación y la Fig. 5 el ruido blanco con el cual se obtuvieron los resultados. La Fig 6 corresponde a los desplazamientos en el punto A y la Fig. 7 es la transformada de Fourier de los desplazamientos en A, donde se observa una frecuencia mayor en los 5.5 Hz



**Fig. 4** Mallado del modelo de Validación.



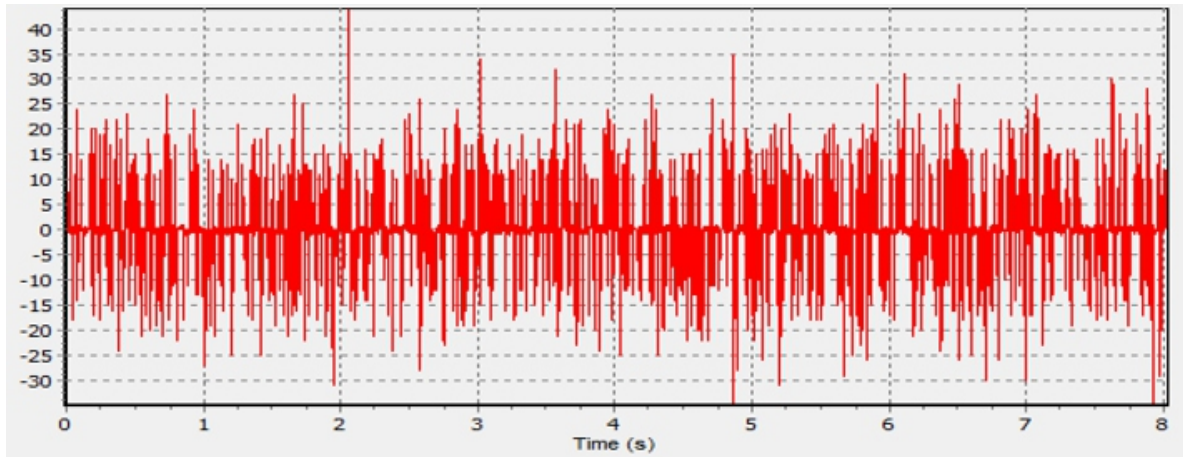


Fig. 5 Ruido blanco aleatorio considerado en el model numérico (¿Fuente?)

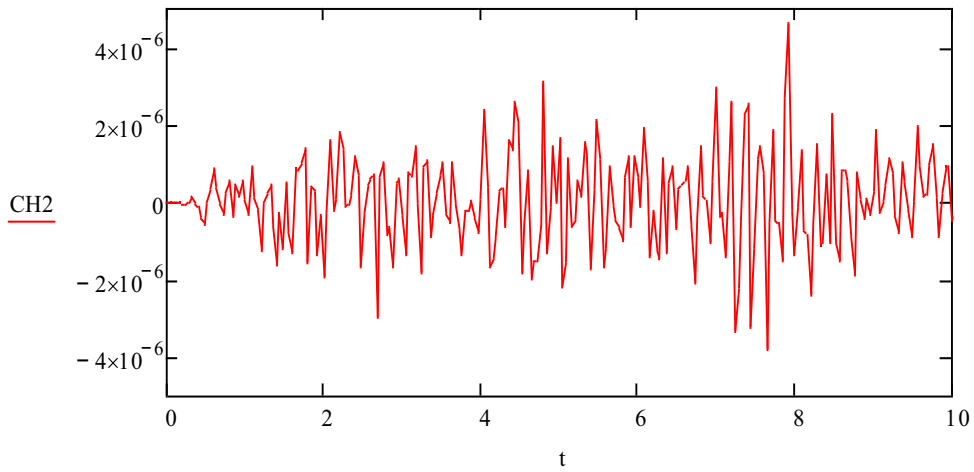


Fig. 6 Desplazamientos parte superior (punto A)

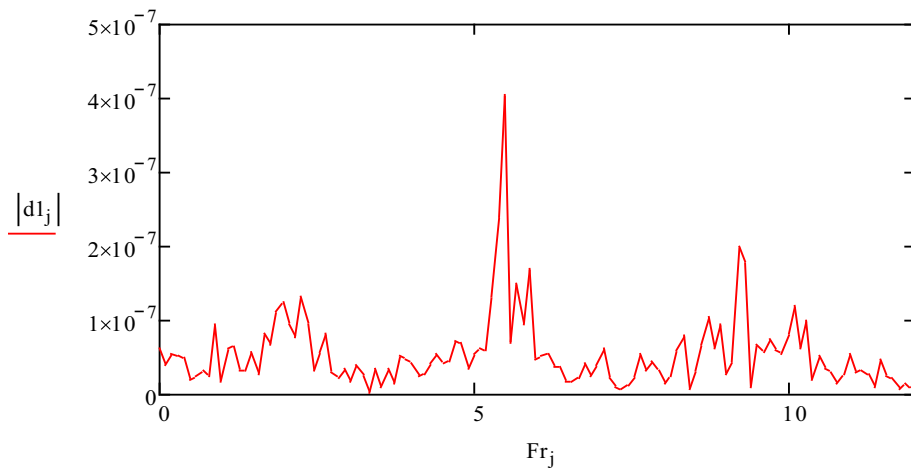


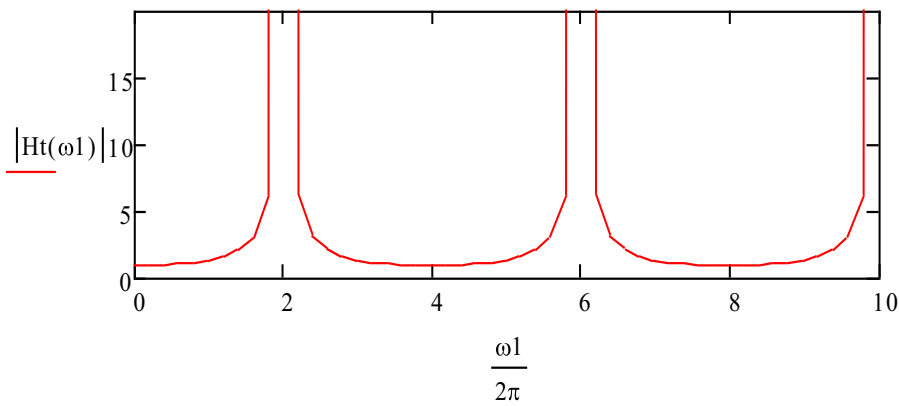
Fig. 7 Transformada de Fourier de desplazamientos. (punto A)

3.4. *Calculo de la función de transferencia.*

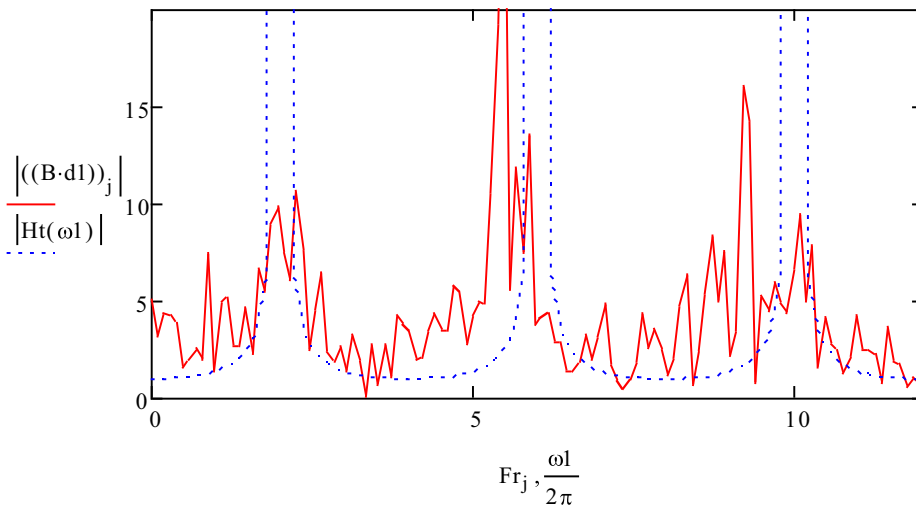
Considerando un estrato homogéneo la función de transferencia, se relaciona con el periodo, velocidad de propagación y la altura del estrato de la siguiente manera, considerando,  $\rho=1850 \text{ kg/m}^3$ ,  $V_s=399 \text{ m/s}$ ,  $H=50\text{m}$ . En la Fig 8, se muestra la función de transferencia para el estrato homogéneo y la comparación obtenidas por el MEF y función descrita, se obtuvieron amplitudes muy similares en coincidente en la frecuencia con respecto a la Fig .7

$$Ht(\omega l) := \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega l}{V_s} \cdot H\right)} \tag{15}$$

$$\omega l := 0 \cdot \pi \cdot \frac{V_s}{2 \cdot H}, 0.1 \cdot \pi \cdot \frac{V_s}{2 \cdot H} .. 8 \cdot \pi \cdot \frac{V_s}{2 \cdot H} \tag{16}$$



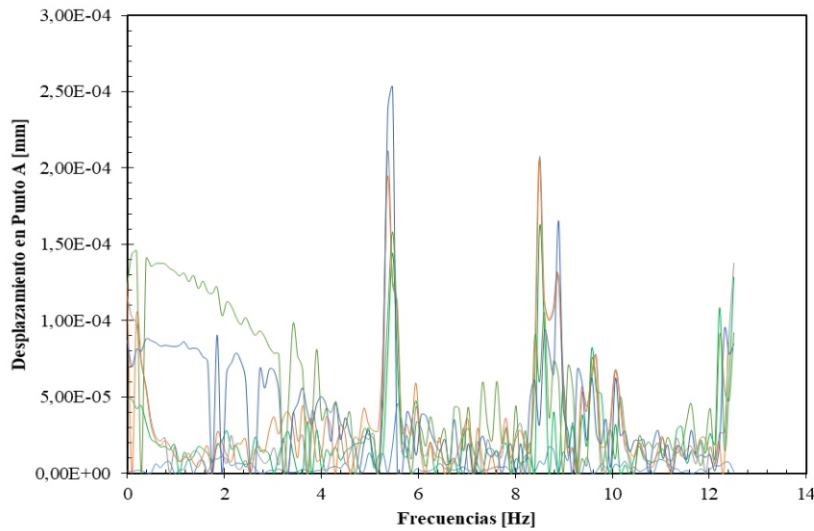
**Fig. 8 .** Función de transferencia estrato homogéneo.



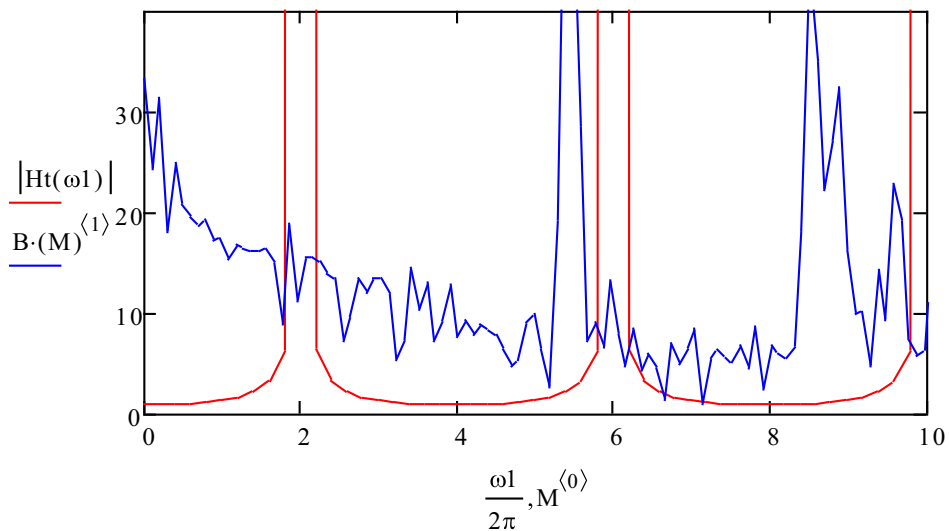
**Fig. 9** Comparación.

### 3.5. Calibración del modelo de elementos finitos

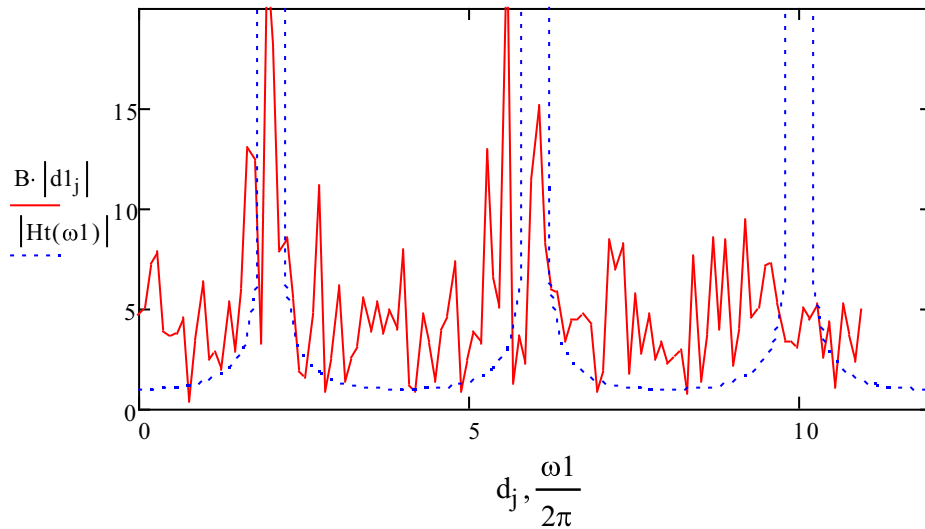
La Fig. 10 la variación del desplazamiento del punto A en función de la Frecuencia para diferentes ruidos blancos. Los resultados indican que el mallado realizado se ajusta a los resultados. A continuación, se probaron una serie de ruidos blancos aleatorios para determinar una mayor precisión de los resultados. Posteriormente, se calculó el promedio, donde se indica un ajuste medio con la función de transferencia del estrato homogéneo. La Fig. 11 indica un ajuste considerable si disminuimos los ruidos blancos a un tercio.



**Fig. 10** Comparación diferentes ruidos blancos



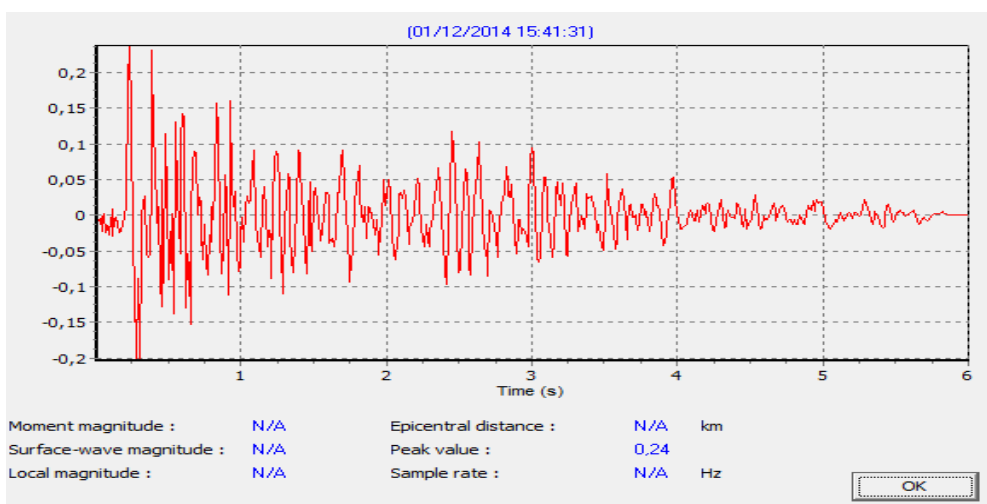
**Fig. 11** Promedio de ruidos blancos



**Fig. 12** Un tercio del ruido blanco. (indica un ajuste considerable si disminuimos los ruidos blancos a un tercio)

### 3.6. Sismo utilizado para las modelaciones

El sismo utilizado para excitación es el denominado “el centro” [12]. El terremoto de “el Centro de 1940” ocurrió a las 21:35 hora del Pacífico el 18 de mayo (05:35 UTC del 19 de mayo) en el Valle Imperial en el sureste de California, cerca de la frontera internacional de los Estados Unidos y México. Tenía una magnitud de momento de 6.9 y una intensidad máxima (Extremo) en la escala de intensidad de Mercalli. Fue el primer gran terremoto registrado por un sismógrafo de movimiento fuerte ubicado junto a una ruptura de falla. Este sismo se fue ampliamente utilizado para el diseño y estudio, de varios acontecimientos. [12]



**Fig. 13** diagrama de aceleraciones sismos el centro

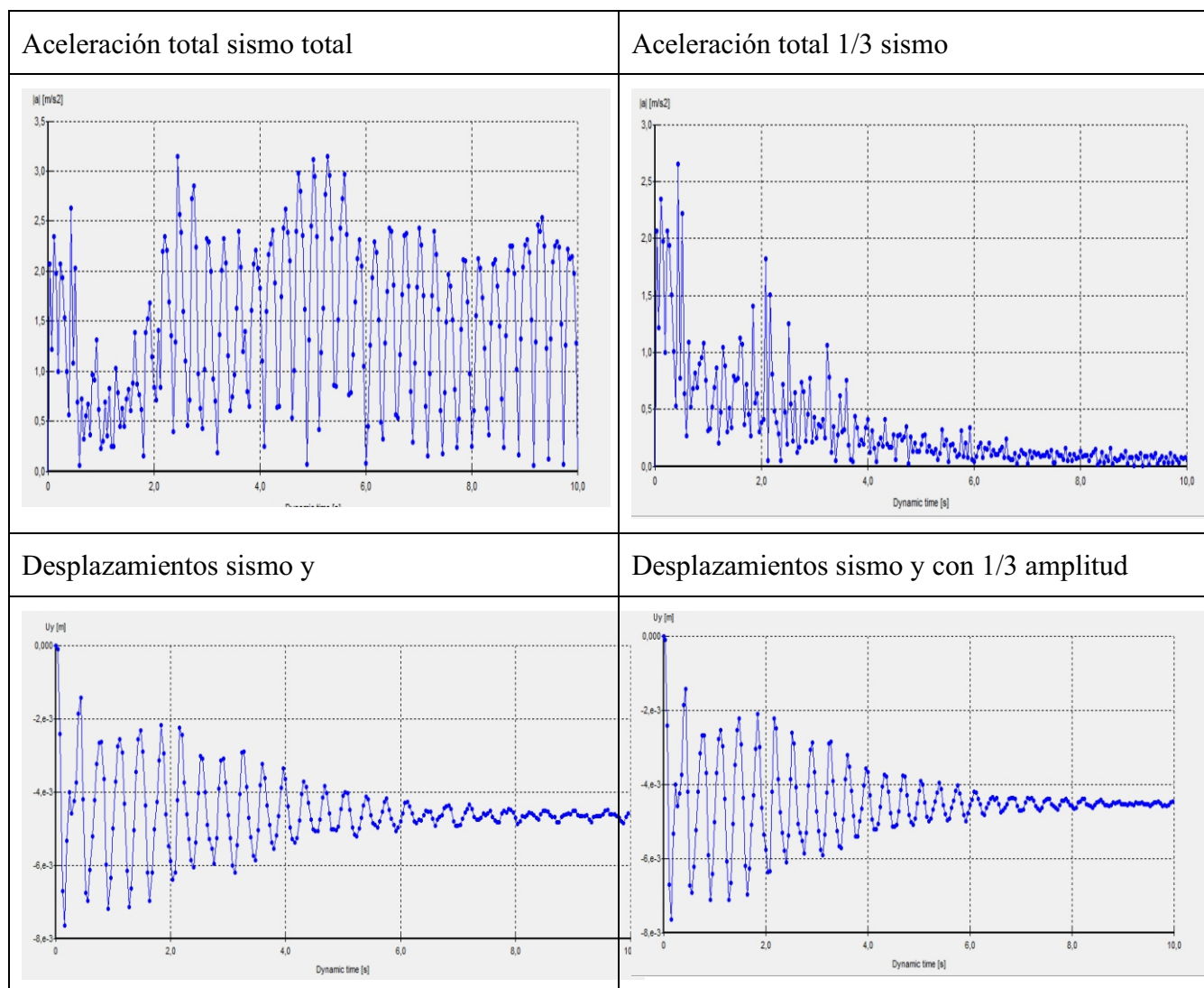
#### 4. Resultados y análisis

La Fig.14 muestra los resultados obtenidos del modelo numérico. Aquí se muestran los resultados de deformaciones obtenidas en la cresta de la presa analizada, para la aceleración total (Fig. 14a) y para un tercio de las mismas (Fig. 14b). Al igual que las deformaciones alcanzadas. En las deformaciones encontradas se notan la caída de la misma debido al amortiguamiento del material, en este caso el suelo.

En la Tabla 2 muestra los resultados obtenidos a partir del Método de los Elementos Finitos y el método propuesto por Makdisi y Seed (1974). Los resultados revelan que las aceleraciones máximas obtenidas son mayores por el método de Makdisi y Seed [1] que por el método de elementos finitos. Lo mismo ocurre con el período de vibración. Es decir, el método [1] tiende a subestimar los valores de comportamiento de aceleración máxima y período de vibración. Si bien los valores son del orden, se indica que el método es valioso debido a la facilidad que se tiene en obtener los resultados, dado que MEF posee un gasto en simulación elevado y costoso. Teniendo cuenta estos resultados, es considerable poder realizar las dos comparaciones. En cuanto al MEF, es una herramienta muy potente y sofisticada la cual es posible tener parámetros en todos los puntos del sistema.

**Tabla 2** Comparación de resultados obtenidos por MEF y Makdisi y Seed (1978)

Resultados	MEF	Makdisi y Seed (1978)
$a_{max}$	0.25g	0.27g
$T_0$	0.40 seg	0.42 seg

**Tabla 2** Resultados de deformaciones.**Fig. 14** Deformaciones obtenidas en la cresta de la presa (a) Aceleración total, sismo total, (b) Aceleración total 1/3 sismo, (c) Desplazamiento sismo y, (d) Desplazamiento sismo y con 1/3 amplitud.

## 5. Conclusiones

Las modelaciones de una presa de materiales sueltos vía método de elementos finitos, exige la implementación de un mallado y condiciones de bordes adecuados para que los resultados sean los correctos, el mallado debe ser tal que se obtenga un menor costo computacional. Para este caso particular, los ruidos blancos modelados se correlacionaron en gran manera con la función de transferencia de un medio homogéneo.

Las aceleraciones máximas obtenidas por el método de Makdisi y Seed (1974), son mayores que mediante el análisis del método de elementos finitos para amplitudes de sismos mayores, como el caso del sismo “El centro”. Para el caso de sismo de menores amplitudes (ejemplo, un tercio de la amplitud del centro) las aceleraciones coinciden satisfactoriamente.

## 6. Referencias

- [1] Makdisi, F, y H Seed. «Simplified procedure dam and embankment earthquake -induced deformations.» *Journal of geotechnical Engineering*, 1978.
- [2] Martínez, Rafael, Barrera, Sergio, & Gómez, Patricio. (2011). El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y proyectos*, (9), 30-37. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132011000100004>
- [3] Barkhordari, K., & Entezari Zarch, H. (2015). Prediction of permanent earthquake-induced deformation in earth dams and embankments using artificial neural networks. *Civil engineering infrastructures journal*, 48(2), 271-283.
- [4] Esfahani Kan, M., Taiebat, H., & Taiebat, M. A framework to assess Newmark-type simplified methods for evaluation of earthquake-induced deformation of embankments.
- [5] Veylon, G., Luu, L. H., Mercklé, S., Bard, P. Y., Delvallée, A., Carvajal, C., & Frigo, B. (2017). A simplified method for estimating Newmark displacements of mountain reservoirs. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 518-528.
- [6] Luu, L. H., Veylon, G., Mercklé, S., Carvajal, C., & Bard, P. Y. (2018). A simplified method for estimating seismic performance of small homogeneous earth dams. In *Validation of Dynamic Analyses of Dams and Their Equipment* (pp. 247-254). CRC Press.
- [7] Laguardia, R., Gallese, D., Gigliotti, R., & Callisto, L. (2020). A non-linear static approach for the prediction of earthquake-induced deformation of geotechnical systems. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(15), 6607-6627.
- [8] Durmaz, S., & Ülgen, D. (2021). Prediction of earthquake-induced permanent deformations for concrete-faced rockfill dams. *Natural Hazards*, 105, 587-610.
- [9] Jafarian, Y., & Lashgari, A. (2016). Simplified procedure for coupled seismic sliding movement of slopes using displacement-based critical acceleration. *International Journal of Geomechanics*, 16(4), 04015101.
- [10] Bowles, D. S., Giuliani, F. L., Hartford, D. N., Janssen, J. P. F. M., McGrath, S., Poupart, M., ... & Zielinski, P. A. (2007). *ICOLD bulletin on dam safety management*. IPENZ Proceedings of Technical Groups, 33(2).
- [11] Bogado, G. O., Reinert, H. O., & Francisca, F. M. (2019). Geotechnical properties of residual soils from the North-east of Argentina. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(2), 112-121.
- [12] Kramer, S. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, 1996.