

Análisis de la estabilidad ante vuelco de la estructura de entrada a un cementerio histórico.

A. K. L. L. Nzambi^{1*} , D. R. C. Oliveira¹ , M. S. Picanço¹ ,
R. S. Fernandes¹ , R. C. C. Norat² , T. A. B. C. Sanjad² 

*Autor de Contacto: aaronkadima@email.com

DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i1.695>

Recibido: 20/09/2023 | Correcciones recibidas: 10/10/2024 | Aceptado: 21/11/2024 | Publicado: 01/01/2025

RESUMEN

En este estudio se evaluó la seguridad contra vuelco de una estructura de entrada antigua situada en la entrada del cementerio de la Dama de la Soledad (1850) en Belém do Pará/Brasil. Se utilizó una técnica no destructiva utilizando radar de penetración en el suelo (RPS) para mapear la cimentación existente y la evaluación se realizó mediante el análisis de la acción de la carga alrededor de su centroide y la comparación de los resultados de la capacidad neta admisible del suelo con la presión máxima ejercida en la base de la cimentación, también, la comparación de la resistencia al momento y el momento de vuelco en términos del factor de seguridad mínimo requerido. Los resultados del RPS revelaron el tipo de cimentación poco profunda con una profundidad de 1,0 m; mientras que los resultados geotécnicos mostraron que no había tensión en contacto con la base. La posición del centroide dentro del núcleo de la columna dio lugar a un factor de seguridad 10 veces superior al valor mínimo recomendado.

Palabras clave: evaluación; edificios históricos; georadar; piedra de lioz; inclinación.

Citar como: Nzambi, A. K. L. L., Oliveira, D. R. C., Picanço, M. S., Fernandes, R. S., Norat, R. C. C., Sanjad, T. A. B. C. (2025), “Análisis de la estabilidad ante vuelco de la estructura de entrada a un cementerio histórico.”, Revista ALCONPAT, 15 (1), pp. 64 – 78, DOI: <https://doi.org/10.21041/ra.v15i1.695>

¹ Grupo de Análisis Experimental de Estructuras y Materiales, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Federal de Pará, Belém, Brasil.

² Laboratorio de Conservación, Restauración y Rehabilitación (LACORE), Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Federal de Pará, Belém, Brasil.

Contribución de cada autor

En este trabajo, A. K. L. L. Nzambi contribuyó con la experimentación (40%), la recopilación de datos (30%), la redacción del trabajo, la discusión de los resultados (40%), etc.; D. R. C. Oliveira contribuyó con la idea original (20%) y la discusión de resultados (60%); M. S. Picanço contribuyó con la idea original (20%), la experimentación (20%) y la recopilación de datos (20%); R. S. Fernandes contribuyó con la experimentación (40%) y la recopilación de datos (30%); R. C. C. Norat contribuyó con la idea original (30%) y la recogida de datos (10%); A. B. C. Sanjad contribuyó con la idea original (30%) y la recogida de datos (10%).

Licencia Creative Commons

Los derechos de autor (2025) son propiedad de los autores. Este trabajo es un artículo de acceso abierto publicado bajo los términos y condiciones de una licencia internacional Creative Commons Attribution 4.0 International License ([CC BY 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)).

Discusiones y correcciones posteriores a la publicación

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2025 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2025.

Analysis of overturning stability of a historic cemetery entrance structure.

ABSTRACT

This study assessed the safety against overturning of an old entrance structure located at the entrance of Lady of Solitude Cemetery (1850) in Belém do Pará/Brazil. A non-destructive technique using ground penetrating radar (GPR) was used to map the existing foundation and the assessment was made by analyzing the action of load on its centroid and comparing the results of the net allowable capacity of the soil with the maximum pressure exerted at the base of the foundation, also, comparing the moment resistance and the overturning moment in terms of the minimum safety factor required. The GPR results revealed the type of shallow foundation with a depth of 1 m; while the geotechnical results showed that there was no tension in contact with the base. The position of the centroid within the column kern resulted in a safety factor 10 times greater than the minimum recommended value.

Keywords: evaluation; historic buildings; georadar; lioz stone; tilt.

Análise da estabilidade ao tombamento da estrutura de entrada de um cemitério histórico.

RESUMO

Este estudo avaliou a segurança contra o tombamento de uma estrutura de entrada antiga localizada na entrada do Cemitério Nossa Senhora da Soledade (1850) em Belém do Pará/Brasil. Uma técnica não destrutiva usando o radar de penetração no solo (RPS) foi usada para mapear a fundação existente. A avaliação foi feita analisando a ação da carga em torno de seu centroide e comparando os resultados da capacidade admissível do solo com a pressão máxima exercida na base da fundação, assim como, a comparação dos momentos resistente e de tombamento em termos do fator de segurança mínimo exigido. Os resultados do RPS revelaram o tipo de fundação superficial com 1,0 m de profundidade, enquanto os resultados geotécnicos mostraram que não existia tensão em contato com a base. A posição do centroide dentro do núcleo central de inércia do pilar resultou em um fator de segurança 10 vezes maior do que o valor mínimo recomendado.

Palavras-chave: avaliação; edifícios históricos; georadar; pedra de lioz; inclinação.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

La reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación se realiza en apego al código COPE y a la licencia CC BY 4.0 de la Revista ALCONPAT.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de fundaciones superficiales (zapatas, bloques y radieres) es una práctica antigua en ingeniería civil, generalmente utilizada para soportar diversos tipos de estructuras a profundidades de hasta 2,0 metros. De acuerdo con la NBR 6122 (ABNT, 2022), las fundaciones superficiales transmiten las cargas al suelo directamente a través de los esfuerzos bajo la base de la fundación hasta una profundidad no superior a dos veces la menor dimensión del elemento de fundación. Son prácticas de aplicar y menos costosas que las cimentaciones profundas. Sin embargo, su aplicación tiene un nivel de confianza inferior al de las fundaciones profundas cuando se trata de proporcionar seguridad a largo plazo; debido al riesgo de fallo del suelo a medida que sus propiedades cambian con el tiempo. El problema de la inestabilidad de los cimientos poco profundos es recurrente en los edificios antiguos debido a diversos factores, principalmente el perfil del suelo, el desgaste del material utilizado en los cimientos con el paso del tiempo, los cambios en el nivel del agua y las vibraciones excesivas del terreno. En Brasil, la ciudad de Santos (Brasil) es conocida como la ciudad de los edificios inclinados, donde alrededor del 10% de los edificios de la ciudad construidos en el frente marítimo de Santos en la década de 1960 presentan un problema de inclinación debido a los desplazamientos verticales causados por la densificación del suelo fino sobre el suelo de tipo marino con el paso del tiempo. El caso más conocido es el del edificio Núcio Malzoni (Figura 1a), que presentaba una pendiente de $2,17^\circ$ y desplazamientos a plomo (δ) de 2,10 m en 2013. La Torre de Pisa (Figura 1b) y la Torre de Bad Frankenhause (Figura 1c) son los casos más famosos en todo el mundo, con desplazamientos de 4,03 y 4,60 metros, respectivamente. En la Torre de Pisa (Italia), la inclinación se debió a la fluctuación del nivel del agua, que influye mucho en el movimiento del suelo. En la Torre de Bad Frankenhause (Alemania), la inclinación se debió a las capas de roca salina en contacto con el agua subterránea.

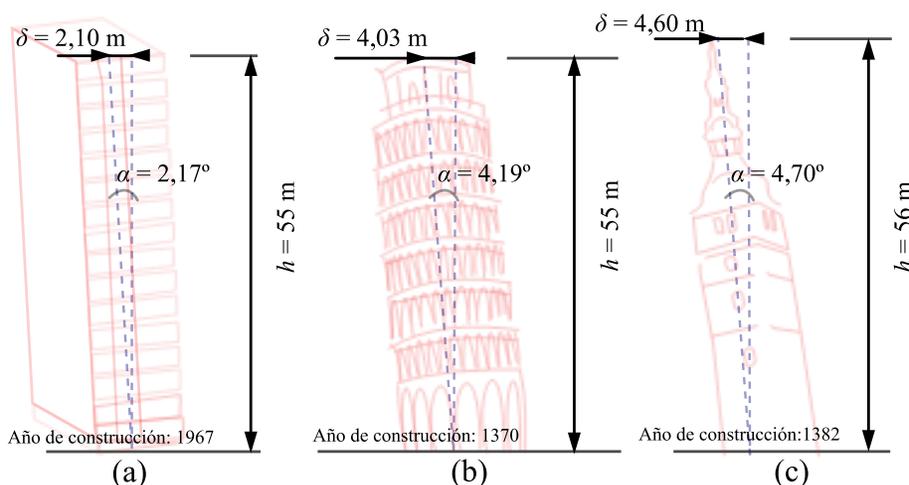


Figura 1. (a) Edificio Nuccio Malzoni; (b) Pisa y (c) la torre inclinada de Bad Frankenhause.

Nota: ($\alpha = \arctan(\delta/h)$).

Sin embargo, los procesos constructivos y los materiales utilizados en los edificios antiguos, como los morteros silicocalcáreos o arcillosos, son desafíos permanentes en términos de compatibilidad y de la metodología a adoptar en el caso de restauración o refuerzo estructural (Radnic et al., 2020; Briceño-Mena y Castro-Borges, 2022) con la aparición del cemento Portland y del hormigón armado, respectivamente, a finales del siglo XIX y en el siglo XX. Otro gran desafío en el caso del riesgo de colapso es la técnica a utilizar en la evaluación de cimentaciones antiguas, que se suma a las dificultades recurrentes de la falta de documentación técnica y normas relativas a la seguridad

de la estabilidad estructural de edificios antiguos.

En general, las soluciones para remediar el problema de la inclinación en edificios antiguos deben tratarse caso por caso y dependen principalmente del peso propio de la estructura, de la monoliticidad estructural y del tipo de cimentación, incluido el perfil del suelo. Para estabilizar la plomada vertical o el asentamiento del terreno se emplean diversas técnicas, como el uso de sistemas de gato (Maffei et al., 2006), la técnica de nivelación con extracción del suelo, la subexcavación (Tamez et al., 1997; Edmunds, 1993), el uso de la transferencia de carga y el mecanismo de control del nivel freático. Además, se pueden aplicar otras soluciones, como la mejora de la capacidad portante del suelo; la ampliación de la zona de transmisión de cargas; la sustitución de la cimentación antigua por una nueva; la estabilización mediante estructuras de contención; y la inserción de elementos estructurales como pilotes, micropilotes y drenajes eficientes (Burland et al., 2009; 2015).

La ciudad amazónica de Belém, en el estado de Pará, cuenta con innumerables patrimonios arquitectónicos, urbanos y paisajísticos heredados de la influencia portuguesa, francesa, italiana y japonesa, ya que durante mucho tiempo fue el principal punto de paso de las exportaciones de caucho hacia Europa. Así, es posible encontrar varios edificios antiguos protegidos por el Instituto del Patrimonio Histórico y Artístico Nacional (IPHAN), como el cementerio de Nossa Senhora da Soledade, situado en el barrio de Batista Campos. La Figura 2 y Figura 3 también muestran una ilustración de los tipos de pórticos de entrada encontrados en el Cementerio da Soledade: (a) construidos con bloques de piedra y (b) construidos con hormigón armado. En este trabajo se evaluó técnicamente la seguridad de una de las antiguas estructuras de entrada (Figura 4) del Cementerio de Soledade, que presentaba una inclinación aparente. Debido al valor histórico de la estructura, la caracterización y dimensionamiento de la cimentación se realizó mediante el método no destructivo, con un equipo de Radar de Penetración en el Suelo (RPS). La evaluación se realizó analizando la carga distribuida en una de las columnas en torno a su centroide y comparando los resultados de la capacidad de carga neta admisible con la presión máxima ejercida sobre la base de cimentación, así como comparando el momento resistente y el momento de vuelco en función del factor de seguridad mínimo requerido.

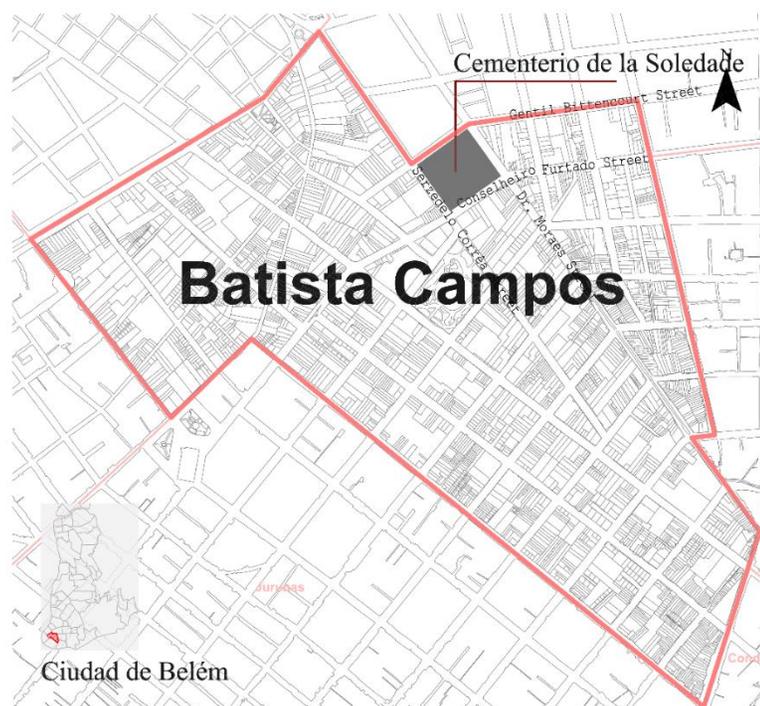


Figura 2. Localización del cementerio de Senhora da Soledade.

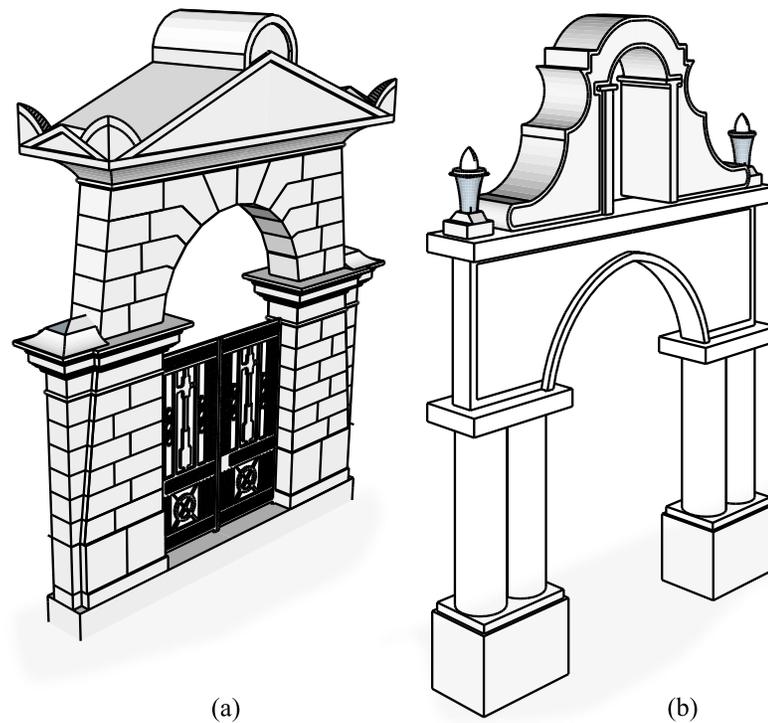


Figura 3. Ilustración de los pórticos encontrados en el Cementerio de Soledade: (a) construidos con bloques de piedra y (b) construidos con hormigón armado.



Figura 4. Vista de la localización de la estructura analizada.

2. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN

2.1 Características del pórtico

Según el IPHAN, el pórtico de la Soledade fue diseñado por el arquitecto e ingeniero Pedro José Pezerat, construido con piedra de Lioz, también conocida como pedra real (piedra natural portuguesa o tipo de piedra caliza de la región de Lisboa que se ha utilizado durante siglos en edificios públicos), en 1850, con frontón triangular y acroteras en hojas estilizadas y cuenta con

una verja de hierro forjado producida por la empresa inglesa Singlehurts & Muller Co. La estructura no monolítica está formada por una serie de bloques de piedra tallada. La altura, longitud y anchura miden aproximadamente 8,0 x 6,0 x 0,65 metros, respectivamente, y el peso propio se ha estimado en 45 tf.

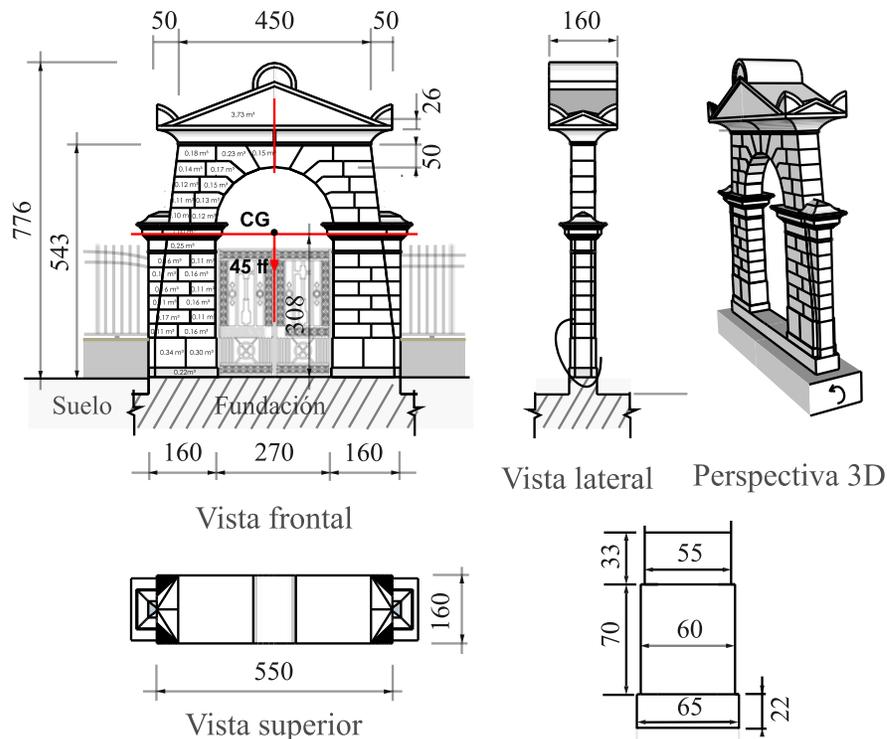


Figura 5. Dimensiones del pórtico (unidad: cm)

2.2 Inspecciones RPS para detectar cimientos existentes

Según el informe del estudio STP (Surface-Treating Pressure), el perfil del suelo corresponde al tipo limo arenoso amarillo con compactación media hasta una profundidad de 9 metros, como se muestra en la Tabla 1. El levantamiento de la cimentación se realizó mediante RPS, también conocido como Georadar. El RPS es un método geofísico electromagnético que utiliza impulsos de ondas de radio a determinadas frecuencias para cartografiar e identificar estructuras subterráneas. Esta práctica metodológica detecta la profundidad, composición y presencia de objetos o anomalías bajo tierra, evitando la necesidad de realizar excavaciones. Se considera un método no intrusivo y de bajo coste para la prospección del subsuelo y se utiliza en diversas aplicaciones para la conservación de edificios con valor histórico, así como en investigaciones arqueológicas (Hussain y Akhtar, 2017). La Tabla 2 muestra las características del equipo RPS utilizado, como se muestra en la Figura 6a, que tiene una frecuencia de antena de 500 MHz y trabaja en el dominio del tiempo en el post-procesamiento de datos. Las detecciones fueron realizadas en la vecindad paralela a la estructura en las posiciones de 30, 60, 90 y 120 cm, como muestra la Figura 6b. De acuerdo con los radagramas procesados y presentados en la Figura 7, fue posible observar diferentes respuestas de la señal RPS en el suelo a lo largo de la estructura, como las discontinuidades longitudinales en los materiales de relleno, indicando la existencia de no homogeneidades en un único material, las formas y tamaños irregulares de las imágenes de reflexión generadas revelaron la existencia de piedras, y el comportamiento diferente de la señal más fuerte puede ser indicativo de la presencia de material cementoso, es decir, se utilizó hormigón ciclópeo en la cimentación superficial, como lo demuestra la intensidad de la señal a una profundidad de hasta ~1.0 m y a lo largo de las posiciones paralelas a la estructura.

Se observó que las señales eran intensas hasta la posición de 60 cm, mientras que en la posición de 90 cm, la presencia de la señal se identificó sólo en el centro, debido a la existencia de un bloque de hormigón que se extendía hasta esta posición, como se puede ver en la Figura 6b, mientras que el radagrama en la posición de 120 cm no identificó ninguna piedra en esta posición. Para validar los resultados de la cartografía, se perforaron pozos de 20 cm a ambos lados paralelos a la estructura, como se muestra en las figuras 8a y 8b, de modo que se comprobó la extensión del bloque de cimentación en la posición de 80 cm y la capa de relleno a 40 cm.

Tabla 1. Resultados del perfil de la capa de suelo

Capa	Profundidad (m)	Altura (m)	N _{spt} *	Tipo de suelo	Compacidad
1	1,0 a 7,0	6,0	13	Limo arenoso	MC
2	7,0 a 9,0	2,0	45	Arena media limosa	Muy compacto
3	9,0 a 13,5	4,5	50	Arena limosa fina amarilla	

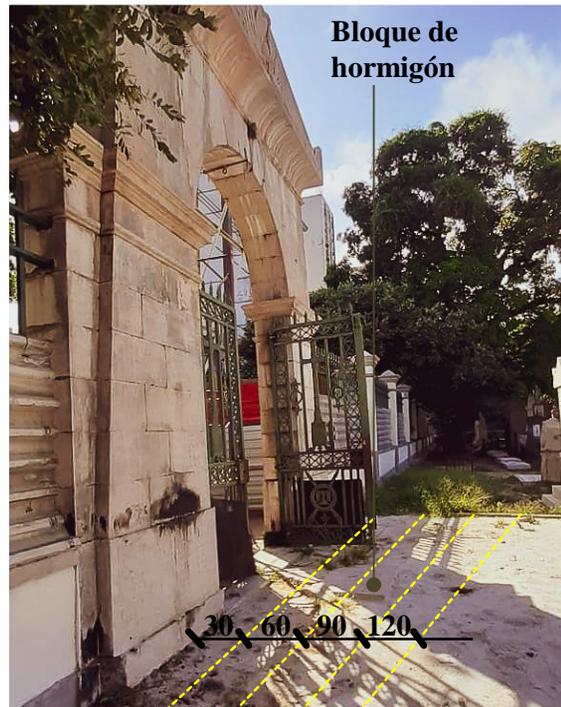
Nota: N_{spt}* = valor medio del índice de resistencia a la penetración del suelo; el agua se encontró a una profundidad de 9,21 m hasta 9,43 m; MC = Medianamente compacto.

Tabla 2. RPS y características físicas del suelo

Objetivo	Frecuencia central de la antena (MHz)	Tipo de suelo	Método de escaneado	Método de análisis de datos
Suelo	500	Limo arenoso	lineal	Dominio del tiempo



(a)



(b)

Figura 6. (a) RPS utilizado y (b) Posiciones investigadas.

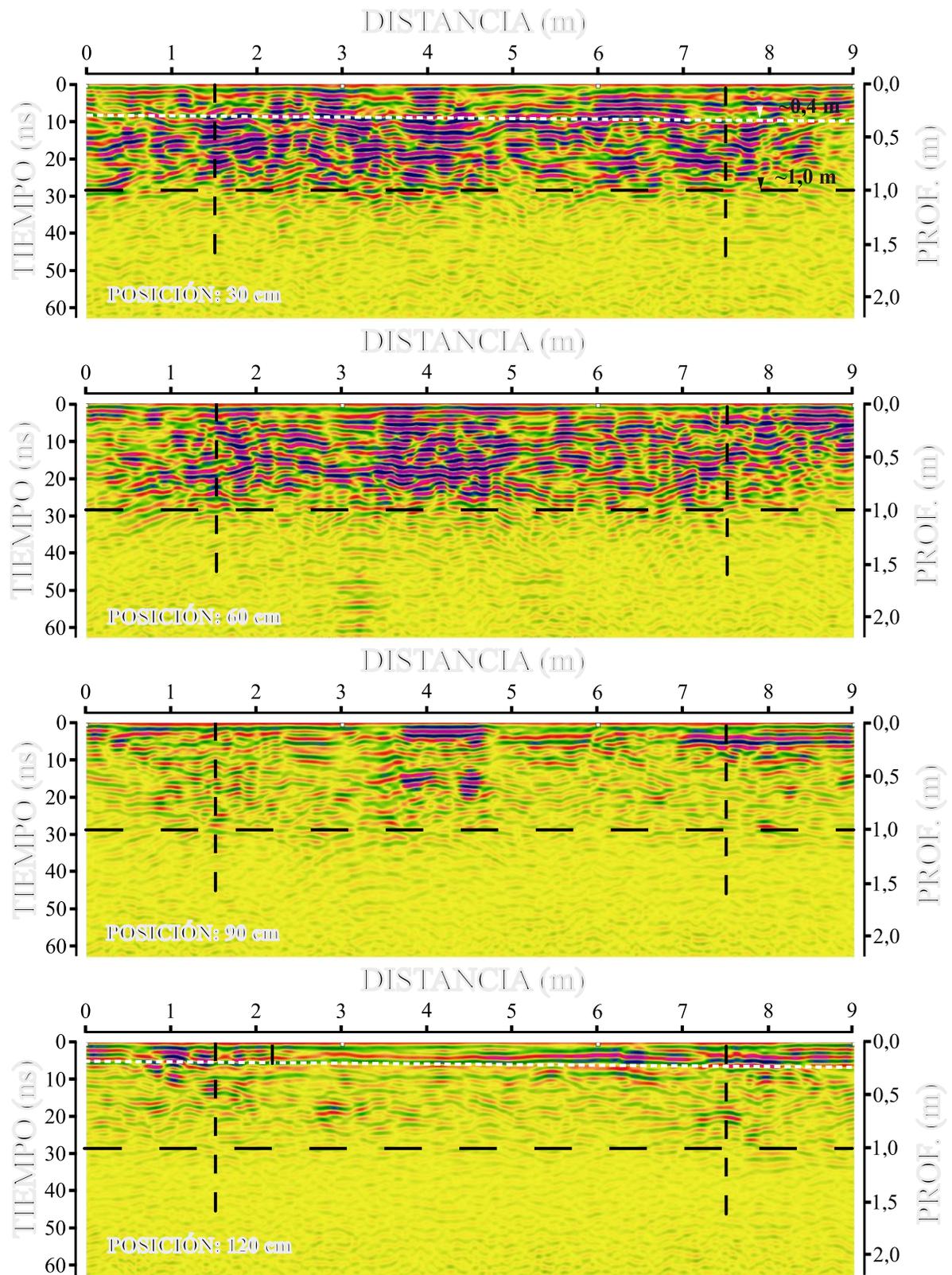


Figura 7. Radagrama de la fundación.

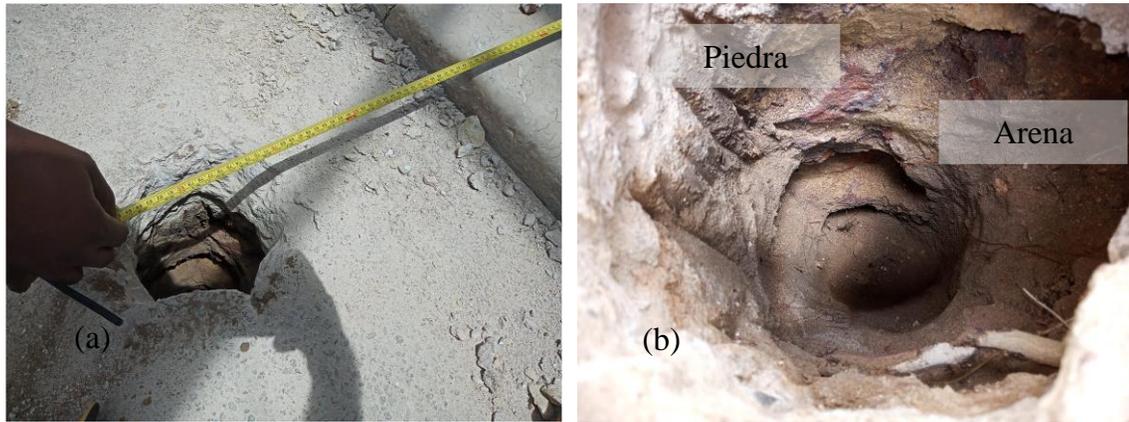


Figura 8. Comprobación de la longitud del bloque de cimentación: (a) fuera del cementerio y (b) dentro del cementerio.

2.3. Inclinación y excentricidad

Según Spyrakos y Nikolettos (2005), el vuelco se produce por rotación alrededor del centro de gravedad (CG). Sin embargo, se observó una inclinación de $1,35^\circ$, probablemente debida al asentamiento con el paso del tiempo, al tráfico o al movimiento del suelo durante la excavación para el asfaltado de la calle Serzedelo, generando una excentricidad de 7,26 cm en la dirección del eje y. En la dirección del eje x, la estructura no presentaba inclinación. Se utilizó el método de la plomada para medir la excentricidad, como se muestra en la Figura 9. Los resultados se calcularon utilizando las ecuaciones 1 y 2.

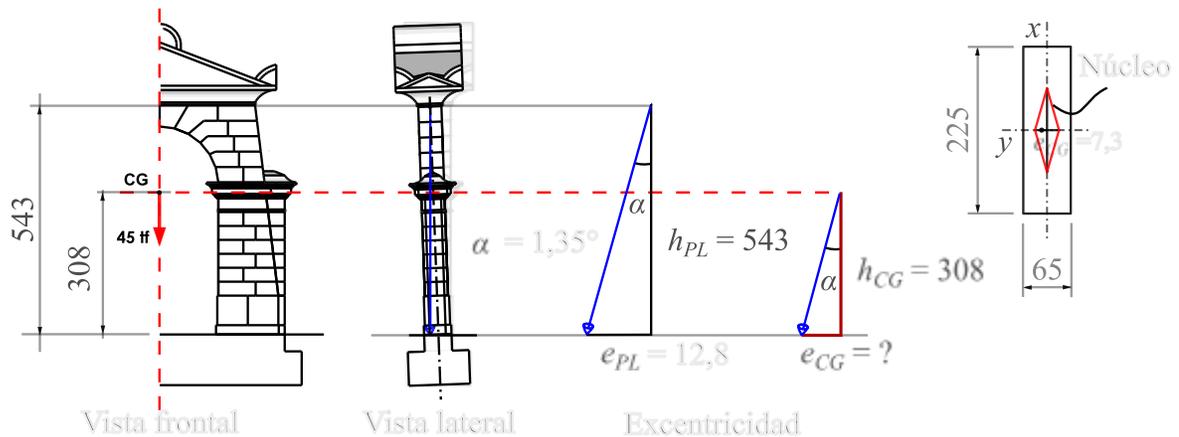


Figura 9. Determinación de la excentricidad por el método de la plomada. (unidad: cm)

$$\frac{e_{PL}}{h_{PL}} = \frac{e_{CG}}{h_{CG}} \Rightarrow e_{CG} = h_{CG} \cdot \frac{e_{PL}}{h_{PL}} \Rightarrow e_{CG} = h_{CG} \cdot \tan(\alpha) \quad (1)$$

$$e_{CG} = 3,08\text{m} \cdot \tan(1,35^\circ) = 0,0726\text{m} \quad (2)$$

Donde:

e_{PL} e e_{CG} são a excentricidade na altura do fio de prumo e o centro de gravidade, respectivamente. h_{PL} e h_{CG} son las alturas de la plomada y del centro de gravedad, respectivamente.

2.4. Capacidad de carga máxima y admisible

La capacidad de carga máxima (q_u) para los cimientos en la capa de arena (sin cohesión) se calculó según la expresión de Terzaghi (1943) y Meyerhof (1963), Ecuación 3, y la capacidad de carga admisible (q_a) se calculó utilizando la Ecuación 4. También se evaluó la influencia del ángulo de fricción interna, que varió de 30° para el perfil de suelo poco compacto a 35 y 40° para el suelo medianamente compacto, definido de acuerdo con la clasificación de suelos arenosos propuesta por Porto (1979) y las propiedades geotécnicas indicadas en la Tabla 3.

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot B \cdot N_\gamma + s_q \cdot q \cdot N_q \tag{3}$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \tag{4}$$

Donde:

γ = peso específico del suelo.

s_γ y s_q = factores de forma.

B = anchura de la base.

q = sobrecarga total, $q = \gamma \cdot D$.

D = profundidad de empotramiento.

N_γ y N_q = factores de capacidad de carga para el peso específico del suelo y la sobrecarga, respectivamente.

FS = factor de seguridad.

Tabela 3. Propriedades geotécnicas

Capa de suelo arenoso	ϕ (grados)	N	γ (t/m ³)	Factores de forma de la fundación		Factores de capacidad de carga (AASHTO, 1996)	
				s_q	s_γ	N_q	N_γ
PC	30	4	1,8	1,0	1,0	18,40	22,40
MC	35	-	1,9			33,30	48,03
	40					64,20	109,41

Nota: N es el SPT medio en el bulbo de presión (dos veces la anchura de la fundación); ϕ es el ángulo de rozamiento del suelo, $\phi = 28^\circ + 0.4 \cdot N$ (Godoy, 1983); los ángulos de 35 y 40° se definieron según la clasificación de Porto (1979); LC = suelo poco compacto; MC = suelo medianamente compacto.

2.4.1. Efectos de la carga excéntrica y de la inclinación de la base

Para el efecto de la carga excéntrica en relación con el centroide de la base, la anchura reducida de la base se calculó según la ecuación 5. Además, se asumió la inclinación de la base, mediante los factores b_γ y b_q , calculados según la ecuación 6. Por lo tanto, la capacidad de carga última modificada viene dada por la ecuación 7 y la capacidad de carga neta admisible se calculó según la ecuación 8.

$$B' = B - 2 \cdot e_{CG} \tag{5}$$

$$b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \tan(\phi))^2 \tag{6}$$

$$q'_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot s_\gamma \cdot b_\gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + s_q \cdot b_q \cdot q \cdot N_q \quad (7)$$

$$q'_{net,a} = \frac{(q'_u - q)}{FS} \quad (8)$$

Donde:

B' = anchura efectiva de la base.

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

3.1 Criterios de seguridad

La combinación de fuerza axial y momento aumenta la presión en un borde o en una esquina de la base de fundación. Si la combinación de presiones está en tensión, esto significa efectivamente que el contacto entre el suelo y la base se ha eliminado y la presión es cero ($q_{min} = 0$). Para evitar la presión nula, la excentricidad debe estar dentro del núcleo del pilar y la presión máxima (q_{max}) no debe superar la presión neta admisible del suelo ($q'_{net,a}$), según los criterios de la ecuación 9. La ecuación 10 establece el criterio de seguridad frente al vuelco de la estructura, en el que la relación entre todos los momentos resistentes (M_R) y los momentos de vuelco (M_o) se define como el factor de seguridad (FS). El vuelco se tiene en cuenta en el diseño y la verificación de la estructura existente, por lo que el M_R debe ser mayor que el M_o , en un FS de al menos 1,5.

$$q_{max} < q'_{net,a} \quad (9)$$

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \geq 1,5 - 2,0 \quad (10)$$

3.2 Cálculo de las fuerzas que actúan sobre la fundación

La Tabla 4 muestra los parámetros utilizados para calcular las fuerzas que actúan sobre la columna (peso propio, P_c), la sobrecarga (capa de suelo o terraplén, W_1) y la fundación (W_2 y W_3), definidas respectivamente por las Ecuaciones 11, 12, 13 y 14, como se muestra en la Figura 10. La carga vertical total (P_V) se calculó según la Ecuación 14 y el momento debido al centroide de la columna (M_{tilt}) se calculó según la Ecuación 15.

Tabla 4. Parámetros característicos utilizados

Capa de suelo				Bloque de fundación			
h_1 (m)	b (m)	L (m)	γ_1 (tf/m ³)	h_2 (m)	B (m)	L (m)	γ_2 (tf/m ³)
0,4	0,8	1,6	1,8	0,6	2,25	1,60	2,67

Nota: γ_1 y γ_2 = peso específico del suelo y peso específico del hormigón ciclópeo, respectivamente.

$$P_c = P_i / 2 = 45\text{tf} / 2 = 22,50\text{tf} \quad (11)$$

$$W_1 = L \cdot h_1 \cdot b \cdot \gamma_1 = 1,6 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 1,8 = 0,92\text{tf} \quad (12)$$

$$W_2 = L \cdot h_1 \cdot B_p \cdot \gamma_2 = 1,6 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2,67 = 1,11 \text{tf} \quad (13a)$$

$$W_3 = L \cdot h_2 \cdot B \cdot \gamma_2 = 1,6 \cdot 0,6 \cdot 2,25 \cdot 2,67 = 5,77 \text{tf} \quad (13b)$$

Donde:

P_c = carga de la columna sobre la base.

W_1 = peso del suelo.

W_2 = peso del pedestal de base.

W_3 = peso de la base.

L = profundidad del bloque de fundación considerado en este trabajo.

b = anchura de la capa de suelo.

B = anchura de la base.

B_p = anchura del pedestal.

h_1 = altura de la capa de suelo.

h_2 = altura de la base.

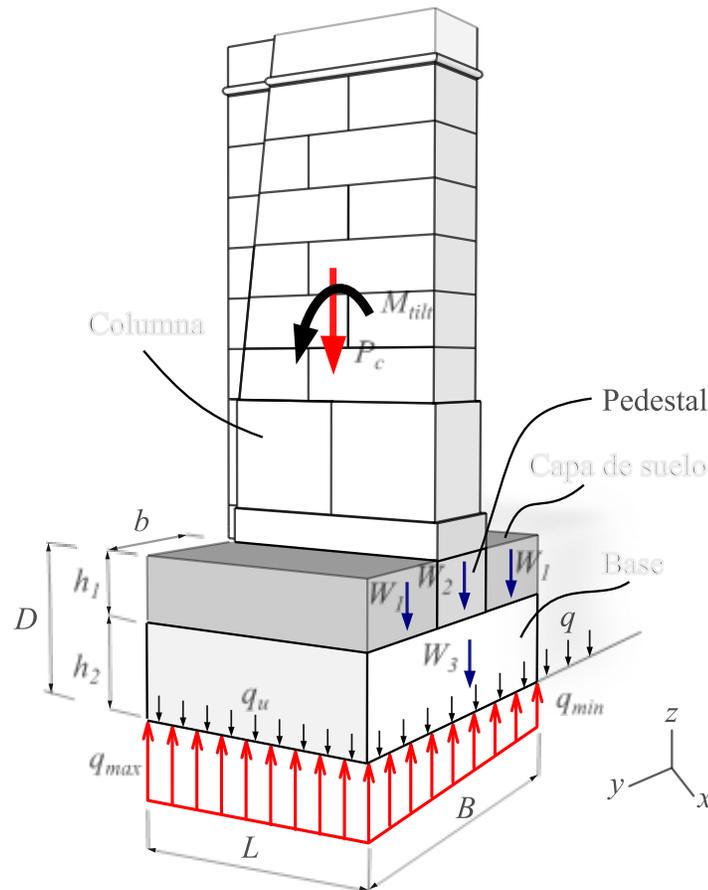


Figura 10. Fuerzas admitidas para la estabilización de la fundación.

$$P_V = P_c + W_3 + W_2 + 2 \cdot W_1 = 22,50 + 5,77 + 1,11 + (2 \cdot 0,92) = 31,22 \text{tf} \quad (14)$$

$$M_{ilt} = P_c \cdot e_{CG} = 22,50 \cdot 0,0726 = 1,63 \text{tf} \cdot \text{m} \quad (15)$$

Donde: P_V = carga vertical total e M_{ilt} es el momento debido a la excentricidad.

3.3 Cálculo de las presiones mínima y máxima en contacto con la base de fundación

Conociendo las fuerzas y momentos que actúan sobre la estructura, se calcularon las presiones mínimas (q_{min}) y máxima (q_{max}) en contacto con el bloque de fundación (distribución de presiones bajo la base) de acuerdo con la Ecuación 16. El resultado q_{min} reveló el contacto entre el suelo y la base, por lo que no se produce tensión, y la diferencia entre q_{max} y q_{min} fue de alrededor del 30%.

$$q_{min,max} = \left(\frac{P_v}{A} \mp \frac{M_{ilt}}{S_y} \right) \quad (16)$$

Donde:

$$A = B \cdot L \text{ and } S_y = \frac{B^2 \cdot L}{6} .$$

Por lo tanto,

$$q_{min} = \left(\frac{P_v}{A} - \frac{M_y}{S_y} \right) = \left(\frac{31,22}{2,25 \cdot 1,6} \right) - \left(\frac{1,63}{\left(\frac{2,25^2 \cdot 1,6}{6} \right)} \right) = 7,46 \text{tf} \neq 0$$

$$q_{max} = \left(\frac{P_v}{A} + \frac{M_y}{S_y} \right) = \left(\frac{31,22}{2,25 \cdot 1,6} \right) + \left(\frac{1,63}{\left(\frac{2,25^2 \cdot 1,6}{6} \right)} \right) = 9,88 \text{tf}$$

3.4 Verificación contra el vuelco

Las ecuaciones 17 y 18 se utilizaron para calcular los momentos de resistencia (MR) y de vuelco (Mo), respectivamente. Analizando los resultados mostrados en la Tabla 5, todos los factores de seguridad fueron ampliamente satisfactorios. Oscilaban entre 2,4 y 12 para la resistencia del suelo. Además, se observó una duplicación del FS con cada aumento de 5° en el ángulo de fricción, lo que indica que, en un suelo no saturado, con la consolidación en el tiempo, su capacidad resistente puede aumentar aún más, justificando la condición de estabilidad observada en la estructura analizada, donde el FS para vuelco fue de 22, 10 veces mayor que el valor mínimo recomendado por el ACI 318 (ACI, 2019). Esta discrepancia se debió a la baja excentricidad en el núcleo del pilar, resultando en un momento de vuelco mucho menor, comprobando así que la estructura está lejos del riesgo de vuelco.

$$M_R = P_v \cdot \frac{B}{2} = 31,22 \cdot (2,25/2) = 35,12 \text{tf} \cdot \text{m} \quad (17)$$

$$M_o = M_{ilt} = 1,63 \text{tf} \cdot \text{m} \quad (18)$$

Tabla 5. Resumen del análisis de seguridad estructural

φ (°)	Suelo						Vuelco			Excentricidad
	q_{max} (tf/m ²)	q_u (tf/m ²)	q_a (tf/m ²)	$q'_{net,a}$ (tf/m ²)	FS_1	FS_2	M_R (tf·m)	M_o (tf·m)	FS	$e_{CG} \leq B/6$
30	9,88	78	26	24	2,6	2,4	35,12	1,63	22	0,073 << 0,375
35		166	55	52	5,5	5,3				
40		356	119	111	12,0	11,2				

Nota: $FS_1 = q_a/q_{max}$; $FS_2 = q'_{net,a}/q_{max}$ and $FS = M_R/M_o$.

4. CONCLUSIONES

A partir de los resultados, se comprobó que la estructura se encuentra en un estado de seguridad frente al vuelco, con factores de seguridad del suelo que oscilan entre 2,4 y 12 y el factor de seguridad frente al vuelco 10 veces superior al mínimo exigido. Sin embargo, la metodología de análisis centroide y el uso del RPS para cartografiar la fundación existente fueron decisivos y satisfactorios. La metodología de evaluación práctica utilizada en este trabajo pretende ser una alternativa en la evaluación técnica preliminar de edificios históricos con un bajo coste y un considerable ahorro de tiempo en la toma de decisiones del ingeniero.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Instituto de Pesquisas Ecológicas da Amazônia (IPEAM), al Laboratorio de Conservación, Restauración y Rehabilitación (LACORE) de la Universidad Federal de Pará (UFPA) y al grupo de pesquisa en geofísica por el apoyo en la realización de este estudio.

6. REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1996). *AASHTO: Types of loads and composite beams and girders*. Washington, DC.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014) NBR 6118: *Design and execution of reinforced concreteworks*. Rio de Janeiro, Brazil (in Portuguese).
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2022) NBR 6122: *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, Brazil.
- American Concrete Institute. (2019). *ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. Detroit, MI, USA.
- Briceño-Mena, J. A., Castro-Borges, P. (2022), *Practical use of the safety factor in the column repair strategy of a concrete building with historical value*, Revista ALCONPAT, 12 (1), pp. 98 – 109, <https://doi.org/10.21041/ra.v12i1.569>.
- Burland, J. B. et al. (2009), *Leaning tower of pisa: behaviour after stabilization operations*. International Journal of Geoenineering Case Histories, 1(3): 156-169, https://www.geocasehistoriesjournal.org/pub/article/view/ijgch_1_3_2.
- Burland, J. B. et al. (2015), *Underexcavating the tower of pisa: back to future*. eotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 46(4): 126-135.
- Edmunds, H. (1993), *The use of underexcavation as a means of stabilising the Leaning Tower of Pisa: scale model tests*. MSc thesis. Imperial College, London.
- Godoy, N. S. (1983), *Estimative of pile bearing capacity from static penetrometer results*. Engineering School of São Carlos - USP. (in Portuguese)

- Hussain, A., Akhtar, S. (2017), *Review of Non-Destructive Tests for Evaluation of Historic Masonry and Concrete Structures*. Arabian Journal for Science and Engineering, 42, 925–940, <https://doi.org/10.1007/s13369-017-2437-y>.
- IPHAN, available from: <https://www.ipatrimonio.org/belem-cemiterio-de-nossa-senhora-da-soledade>.
- Maffei, C. E. M., Gonçalves, H. H. S., Pimenta, P. M. (2006), *The pumpling of 2.2° tilted Núncio Malzoni Building*. Geotecnia. 106(06):133-161, https://doi.org/10.14195/2184-8394_106_7.
- Meyerhof, G. G. (1963), *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal, 1(1), 16-26, <https://doi.org/10.1139/t63-003>.
- Radnic, J., Matesan, D., Ante Abaza, A. (2020), *Restoration and Strengthening of Historical Buildings: The Example of Minceta Fortress in Dubrovnik*. Advances in Civil Engineering, <https://doi.org/10.1155/2020/8854397>.
- Spyrakos, C. C., Nikolettos, G. S. (2005), *Overtuning Stability Criteria for Flexible Structures to Earthquakes*. Journal of Engineering Mechanics 131(4): 349-358, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2005\)131:4\(349\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:4(349)).
- Tamez, E., Ovando, E., Santoyo, E. (1997), *Underexcavation of Mexico City's Metropolitan Cathedral and Sagrario Church*. Proc. 14th Int Conf. Soil Mech & Foundtn Engrg. Hamburg: 4:2105-2126.
- Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*. WileyPublishing, New York, USA, <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172766>.