

EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL EN CIMENTACIONES PROFUNDAS: UN ENFOQUE BASADO EN DESEMPEÑO Y SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

EVALUATION OF STRUCTURAL RELIABILITY IN DEEP FOUNDATIONS: A PERFORMANCE-BASED APPROACH AND MONTE CARLO SIMULATION

Oscar Dario Moreno Borja M I(c) [(1)]
[(1)] *DIADICA Proyectos e Ingeniería SAS, oscar@diadicaing.com.*

Resumen

El diseño determinista de cimentaciones suele generar geometrías ineficientes al omitir la variabilidad de la Interacción Suelo–Estructura (ISE). Esta investigación evalúa la confiabilidad de un sistema pila–dado medianero optimizado ($0.60 \times 1.20 \times 1.50$ m) bajo una carga axial de 1500 kN. Se validó la Región D mediante el Método de Bielas y Tirantes (STM), justificando el uso de anclajes mecánicos para garantizar la transferencia segura del acero longitudinal proveniente de la superestructura. Empleando OpenSeesPy y simulaciones de Monte Carlo (10,000 iteraciones), se modeló el desempeño cinemático incluyendo efectos $P-\Delta$, rigidez rotacional (K) y excentricidad accidental de perforación como variable estocástica. Los resultados muestran un desplazamiento medio de 45.28 mm y un Índice de Confiabilidad $\beta = 4.44$, cumpliendo el límite de 75 mm (ASCE 41). Se concluye que la optimización garantiza seguridad y viabilidad legal en medianería, reduciendo significativamente el consumo de concreto y validando un enfoque de diseño automatizado costo-eficiente.

Palabras clave: Diseño Basado en Desempeño, Interacción Suelo–Estructura, OpenSeesPy, Simulación Monte Carlo, Confiabilidad Estructural.

Introducción

El diseño convencional de cimentaciones profundas bajo solicitaciones laterales se basa históricamente en enfoques deterministas y factores de seguridad globales establecidos en el Reglamento NSR-10 [1]. Estos métodos suelen ignorar la incertidumbre inherente a las propiedades del terreno y el potencial del Diseño Basado en Desempeño (PBD), derivando en geometrías masivas e ineficientes en condiciones de medianería. Resulta imperativo implementar modelos que integren la Interacción Suelo–Estructura (ISE) considerando la respuesta no lineal de los pilotes y los efectos de segundo orden [2]. En este contexto, se emplea el entorno OpenSeesPy [3] por su capacidad para análisis no lineales avanzados, modelado de plastificación del suelo (ElasticPP) y captura de inestabilidad geométrica mediante transformaciones P–Delta.



La seguridad estructural se evalúa con un enfoque probabilístico mediante simulaciones de Monte Carlo (10,000 iteraciones) para estimar el índice de confiabilidad β frente a estados límite de servicio cinemático [4]. Esta investigación analiza un sistema pila–dado medianero optimizado ($0.60 \times 1.20 \times 1.50$ m) con inercia agrietada ($0.35I_g$) según el ACI 318-19 [5]. Dada su geometría, el dado se clasifica como Región D, validándose mediante el Método de Bielas y Tirantes (STM) [9]. La variabilidad geotécnica se modela con un coeficiente de variación del 30% [6], verificando el desempeño frente al límite de desplazamiento de 75 mm de ASCE 41-17 [7] y FHWA [8]. El desplazamiento medio de 45.28 mm y el índice $\beta = 4.44$ confirman que la optimización garantiza seguridad de excelencia conforme al Eurocódigo 0 [10].

1. Metodología analítica y probabilística

El enfoque metodológico integró un análisis por elementos finitos no lineal con simulaciones estocásticas de Monte Carlo [4]. Se desarrolló un modelo bidimensional en OpenSeesPy [3] de una pila de 7.0 m ($D = 1.0$ m) conectada a un dado de $0.60 \times 1.20 \times 1.50$ m, discretizando el fuste cada 0.50 m para capturar la elástica de deformación y diagramas de momentos. El análisis incorporó no linealidad geométrica ($P - \Delta$) y rigidez efectiva del 35% ($0.35I_g$) según el ACI 318-19 [5]. Para representar fielmente la transferencia de momentos en medianería, se acopló una rigidez rotacional (K) en la interfaz dado-pila, evaluando las rotaciones y la inestabilidad inducida por la carga axial excéntrica de 1500 kN. La configuración geométrica (Figura 1) respeta la línea de propiedad con un vuelo de 0.20 m desde la cara de la columna ($b = 0.40$ m), generando una excentricidad nominal de 0.30 m entre el eje de carga y el centroide de la pila. La incertidumbre se capturó mediante dos variables estocásticas principales: 1) la rigidez del suelo (k_s), modelada con una distribución **Lognormal** ($\mu = 15{,}000$ kN/m^3, COV = 30%) para garantizar la positividad física del parámetro y representar la heterogeneidad natural del estrato mejorado [6]; y 2) la excentricidad accidental de perforación (δ_e), modelada con una distribución **Normal** ($\mu = 0, \sigma = 0.05$ m) para capturar simétricamente las tolerancias constructivas y desviaciones de obra según la NSR-10 [1]. Los parámetros empleados se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros geométricos y mecánicos del modelo de interacción suelo-estructura

Componente del Sistema	Parámetro Evaluado	Valor Asignado / Distribución
Pila de Cimentación	Geometría (L / D)	7.0 m / 1.0 m
Dado Optimizado	Geometria (B x Lx H)	0.60 m x 1.20 m x 1.50 m
Propiedad del Concreto	Inercia Efectiva (I_{eff})	$0.35I_g$ (Estado Agrietado)
Suelo Mejorado	Rigidez Lateral (k_s)	Lognormal ($\mu = 15{,}000\ kN/m^3, COV = 30$)
Incertidumbre en Obra	Excentricidad Accidental	Normal ($\mu = 0\ m, \sigma = 0.05m$)
Solicitaciones	Carga Axial de Servicio (P)	1500 kN
	Excentricidad de Diseño (e)	0.30 m
Criterio de Control	Límite de Desplazamiento	75 mm (ASCE 41 / FHWA)

Fuente: El Autor

2. Marco Analítico y Formulación Matemática

Ecuación de gobierno con efectos de segundo orden: La respuesta lateral de la pila única en condición de medianería se modeló mediante la teoría de la viga sobre fundación elástica no lineal [2], incorporando efectos $P-\Delta$ y rigidez rotacional (K) en el interfaz dado–pila. La ecuación de gobierno se define como:

$$EI_{eff}\frac{d^4x}{dz^4}+P\frac{d^2x}{dz^2}+p(z,x)=0$$

Donde la rigidez a flexión efectiva (EI_{eff}) se penalizó al 35% ($0.35I_g$) conforme al ACI 318-19 [5]. El término $P\frac{d^2x}{dz^2}$ captura el momento de segundo orden inducido por la carga axial de 1500 kN, crítico en pilas esbeltas. La excentricidad total $e_{total}=e_{nom}+\delta_e$ integra la incertidumbre constructiva de la NSR-10 [1], formulando δ_e como una variable aleatoria normal. La interacción suelo-pila $p(z,x)$ se modeló mediante resortes con comportamiento **bilineal** (Elástico–Perfectamente Plástico, ElasticPP). La respuesta del resorte está definida por una rigidez inicial estocástica (k_s) hasta alcanzar un desplazamiento de fluencia, momento en el cual la fuerza se limita a la capacidad última del estrato (q_{ult}), garantizando una transferencia de carga realista [6]. La condición de frontera en la cabeza de la pila (K) representa la restricción del dado de 1.50 m, asegurando la coherencia cinemática en la Región D.

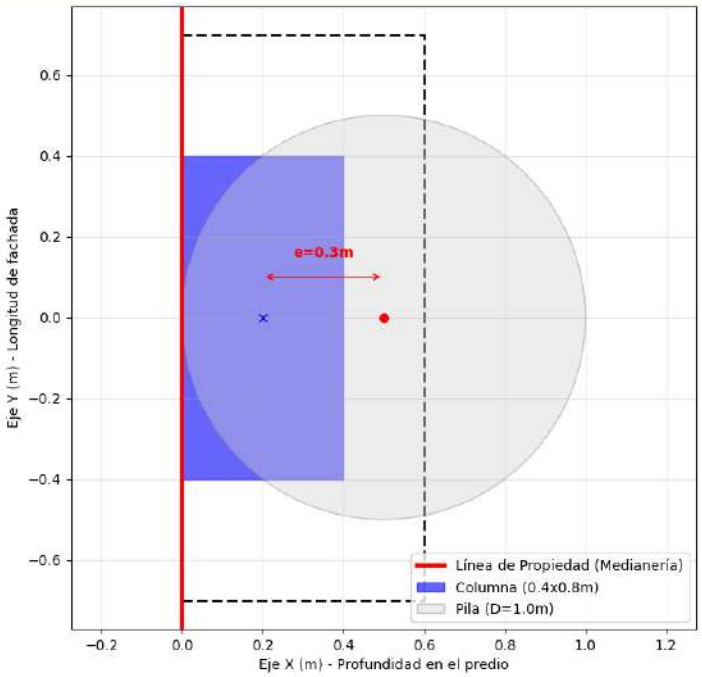
Simulación estocástica y función de estado límite multicriterio: La incertidumbre se cuantificó mediante Simulaciones de Monte Carlo (10,000 iteraciones) [4], definiendo dos variables estocásticas: la rigidez del geomaterial k_s (Lognormal, COV = 30%) [6] y la excentricidad accidental de perforación δ_e (Normal, $\mu=0, \sigma=0.05$ m) [1]. La confiabilidad estructural se evaluó mediante la función de estado límite multicriterio:

$$G(X)=\min\{\Delta_{cap}-\Delta_{dem}, C_{n,strut}-C_u, T_{n,tie}-T_u\}$$

Donde el umbral cinemático $\Delta_{cap}=75$ mm sigue los criterios de la FHWA [8] y ASCE 41-17 [7]. Los términos $C_{n,strut}$ y $T_{n,tie}$ representan las capacidades de la biela de compresión y el tirante de acero en el nudo CCT de la Región D, respectivamente [5], [9]. El índice β resultante mide la probabilidad conjunta de exceder cualquiera de estos estados límite.

Cálculo del índice de confiabilidad: El índice de confiabilidad β se determinó mediante la relación entre la media μ_G y la desviación estándar σ_G del margen de seguridad $G(X)$: $\beta=\mu_G/\sigma_G$ [4]. El tamaño de muestra (N = 10,000) asegura la convergencia estadística en las colas de la distribución, validando la robustez del dado esbelto frente a la variabilidad geotécnica y estructural considerada.

Figura 1. Configuración geométrica y espacial del sistema pila-dado optimizado. Vista en planta: Detalle de la condición de medianería donde el lado mayor del dado $(1.20\ m)$ coincide con la línea de propiedad (eje de colindancia). Se ilustra el desplazamiento de la columna hacia el límite lateral y la excentricidad resultante de $e = 0.30\ m$ respecto al centroide de la pila de cimentación.



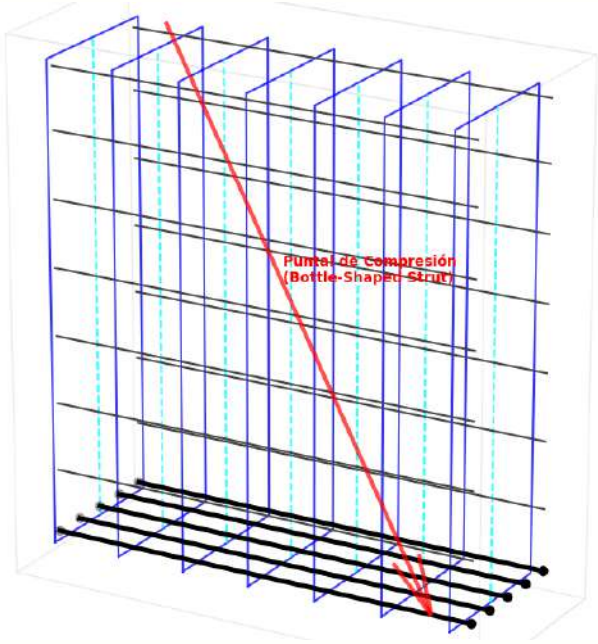
Fuente: Elaboración propia (Simulación estocástica en OpenSeesPy).

3. Diseño estructural de la región "D" mediante bielas y tirantes (ACI 318-19)

Dado que la relación luz de cortante a peralte efectivo (a/d) es inferior a 2.0, el dado se clasifica íntegramente como Región D, invalidando la teoría de vigas de Bernoulli y exigiendo el uso del Método de Bielas y Tirantes (STM) según el Capítulo 23 del ACI 318-19. Para capturar la inestabilidad geométrica real, se integró el desplazamiento lateral medio de la fase estocástica ($\mu = 45.28$ mm) y la rigidez rotacional (K) en el interfaz dado–pila. Las solicitaciones de diseño en el nudo incluyen la carga axial P = 1500 kN, un momento por excentricidad nominal de 450 kNm y un momento adicional de segundo orden $P - \Delta$ de 67.92 kNm, resultando en un momento total $M_{total} = 817.92$ kNm. Esta demanda equivale a una excentricidad efectiva cinemática de 0.545 m, confirmando la severidad del flujo de esfuerzos asimétrico. La resolución del modelo puntal–tirante para el nudo tipo CCT (Compresión–Compresión–Tracción) define una tracción en el tensor principal de $T_u = 654.34$ kN con un brazo interno $z = 1.25$ m. Debido a que el ancho de 0.60 m impide desarrollar ganchos estándar para barras N° 10, se especifica el uso de anclajes mecánicos para garantizar la transferencia de carga sin falla por adherencia (*splitting*). La biela de compresión,

con una inclinación $\theta = 65°$ ($\geq 25°$ conforme a ACI 318-19), transmite una carga $C_u = 1636.42$ kN hacia el núcleo de la pila. Para mitigar el riesgo de estallido transversal (*bursting*), se dispuso un refuerzo de confinamiento mediante estribos y grapas N° 5 @ 200 mm, garantizando una cuantía ortogonal $\rho_\perp \geq 0.003$.

Figura 2. Esquema 3D Analítico del Modelo de Bielas y Tirantes (STM). Se ilustra el flujo interno de esfuerzos en el dado medianero, destacando la trayectoria del Puntal de Compresión (*Bottle-Shaped Strut*) que transfiere la carga axial excéntrica hacia el núcleo de la pila. El modelo permite visualizar la interacción entre el puntal y el refuerzo longitudinal, así como la disposición de la jaula ortogonal (líneas azules) necesaria para el confinamiento del nudo. **Nota:** La configuración de diseño definitiva es de $0.60 \times 1.20 \times 1.50$ m, validando el anclaje seguro de armaduras verticales de gran diámetro (N° 10) provenientes de la superestructura mediante el uso de anclajes mecánicos.



Fuente: Elaboración propia (Simulación estocástica en OpenSeesPy).

Verificación de capacidades y detallamiento constructivo: Con las demandas del nudo CCT calculadas, se verificó que la resistencia de diseño ($\phi R_n \geq R_u$) satisface los requisitos para Regiones D del ACI 318-19 [5]. Esta validación, fundamentada en la teoría del STM [9], garantiza la estabilidad interna del dado ante cargas excéntricas. La Tabla 2 sintetiza el chequeo normativo, donde se ratifica que el uso de anclajes mecánicos es imperativo para asegurar la transferencia de esfuerzos en el ancho restringido de medianería (0.60 m).

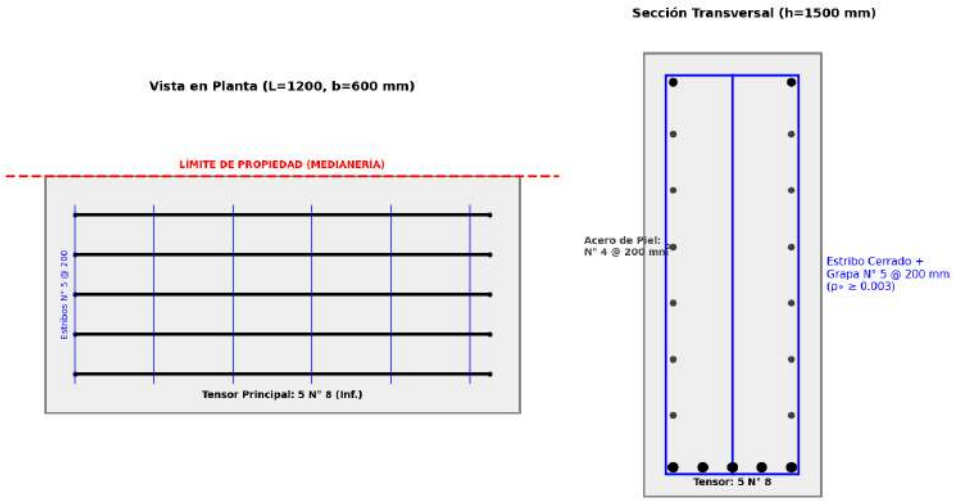
Tabla 2. Verificación de Capacidades del Nudo CCT (Región D)

Componente STM	Demanda Máxima	Capacidad / Armado Provisto	Estado
Tensor Inferior (T_u)	$T_u = 654.34$ kN	Refuerzo longitudinal en lecho inferior (A_s requerido)	CUMPLE
Anclaje en Nudo CCT	Desarrollo seguro del acero vertical en ancho de 0.60 m	Uso indispensable de **anclajes mecánicos** para barras de superestructura (hasta N° 10)	CUMPLE
Puntal Inclinado (C_u)	$C_u = 1636.5$ kN	Concreto confinado (*Bottle-shaped strut*)	CUMPLE
Control de Estallido (*Bursting*)	$\rho_\perp \geq 0.003$	Jaula ortogonal: Estribos + Grapas N° 5 @ 200 mm	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Detallamiento constructivo y viabilidad en medianería: La confiabilidad probabilística ($\beta = 4.44$) se materializa en un detallamiento que garantiza el confinamiento y la transferencia de carga en el nudo (Figura 3). Dado que el ancho de 0.60 m es insuficiente para la longitud de desarrollo de ganchos estándar en barras N° 10, se especifican anclajes mecánicos para el tensor principal, asegurando el anclaje tras la biela de compresión y mitigando el riesgo de falla por adherencia (*splitting*) [5]. El refuerzo transversal consiste en una jaula ortogonal de estribos y grapas N° 5 @ 200 mm, cumpliendo la cuantía mínima ($\rho_\perp \geq 0.003$) del ACI 318-19 [5]. Este detallamiento resiste las tensiones de la biela en forma de botella (*bottle-shaped strut*), proporcionando la ductilidad necesaria para alcanzar el desempeño cinemático validado estocásticamente.

Figura 3. Detalle constructivo del dado medianero. A) Planta: Alineación de medianería y disposición del tensor inferior (5 N° 8). **B) Sección ($h = 1.50$ m):** Detalle de tensor (5 N° 8) y refuerzo transversal (N° 5 @ 200 mm, $\rho_\perp \geq 0.003$) para control de *bursting*. **Nota:** Longitud optimizada a $L = 1.20$ m. El nudo CCT emplea anclajes mecánicos para recibir armaduras de hasta N° 10.

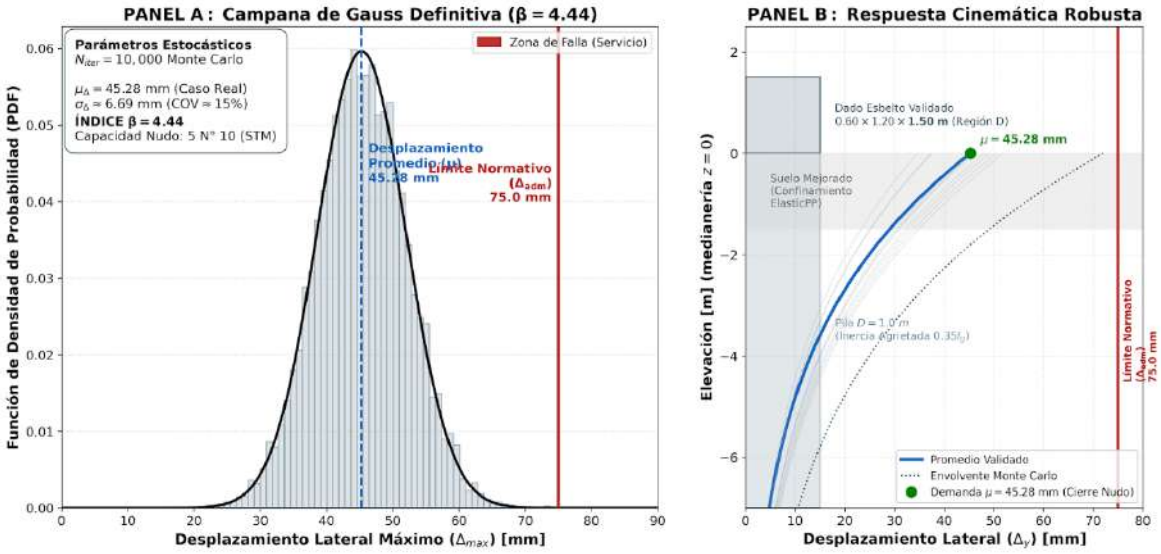


Fuente: Elaboración propia (Simulación estocástica en OpenSeesPy).

4. Resultados y discusión

El análisis probabilístico del sistema optimizado evidencia la robustez del diseño frente a penalizaciones estructurales y geotécnicas. La incorporación de la inercia agrietada ($0.35I_g$) [5], plastificación del suelo (ElasticPP), rigidez rotacional (K) y efectos $P-\Delta$ bajo carga de 1500 kN ajusta la respuesta a un escenario de realismo técnico. Los perfiles de desplazamiento (Figura 4) muestran que, ante el momento de volcamiento propio de la medianería, el desplazamiento lateral medio es de 45.28 mm. Este valor es coherente para una pila de 1.0 m en estado agrietado y se mantiene un 40% por debajo del límite de 75 mm de ASCE 41-17 [7] y FHWA [8], confirmando que el peralte de 1.50 m compensa la reducción de ancho del dado a 0.60 m. La función de densidad de probabilidad (Figura 4) arrojó un índice de confiabilidad $\beta = 4.44$. La convergencia de la simulación de Monte Carlo ($N = 10{,}000$) se validó con un coeficiente de variación del estimador $COV(\widehat{P_f}) = \sqrt{\frac{1-P_f}{n \cdot P_f}}$ obteniendo un valor de 4.74% ($n = 10{,}000$) inferior al umbral del 5% aceptado en la literatura técnica [4]. Según el Eurocódigo 0 [10], este índice representa un nivel de seguridad de "Excelencia" ($P_f \approx 4.5 \times 10^{-6}$), garantizando una reserva excepcional frente a la variabilidad geotécnica ($COV = 30\%$) [6] y las tolerancias de excentricidad accidental de la NSR-10 [1]. Se concluye que el sistema no está sobredimensionado, equilibrando la optimización geométrica con la integridad estructural de la cimentación.

Figura 4. Análisis probabilístico y perfiles de deformación lateral definitiva. (A) Histograma y Función de Densidad de Probabilidad (PDF) ajustada: Resultados de 10,000 iteraciones de Monte Carlo evidenciando un desplazamiento medio de $\mathbf{45.28\ mm}$. El Índice de Confiabilidad definitivo de $\boldsymbol{\beta = 4.44}$ garantiza la excelencia en el cumplimiento del estado límite de servicio ante la severa penalización por efecto $P-\Delta$ e inercia agrietada ($0.35I_g$).



Fuente: Elaboración propia (OpenSeesPy - Fase Final).



Integración estructural: demanda cinemática vs. capacidad del nudo (STM): La confiabilidad probabilística alcanzada ($\beta = 4.44$) se materializa estructuralmente mediante el diseño de Región D bajo el enfoque STM. El momento de diseño ($M_{total} = 817.92$ kNm), derivado exclusivamente de la excentricidad nominal y efectos $P - \Delta$, (sin considerar cargas laterales sísmicas externas), requiere un peralte de 1.50 m para asegurar un brazo de palanca interno estable. Si bien la tracción teórica ($T_u = 654.34$ kN) es cubierta por el refuerzo inferior del dado, la singularidad del nudo radica en su capacidad para anclar armaduras verticales de gran diámetro (N° 10) provenientes de la superestructura. Dado el ancho restringido de 0.60 m, que impide el uso de ganchos estándar, el modelo STM valida el uso indispensable de anclajes mecánicos en el nudo CCT para garantizar la transferencia hacia la biela de compresión y prevenir fallas por adherencia (*splitting*) [5]. Asimismo, el control de estallido (*bursting*) se garantiza con una cuantía transversal $\rho_\perp \geq 0.003$ (N° 5 @ 200 mm, Fig. 3), dotando al sistema de la ductilidad necesaria para sostener el desplazamiento medio de 45.28 mm (Fig. 4), integrando así el detallamiento de alta complejidad con la geotecnia estocástica.

5. Conclusiones

La simulación estocástica valida la viabilidad estructural del dado esbelto ($0.60 \times 1.20 \times 1.50$ m), garantizando un control cinemático eficiente ($\mu = 45.28$ mm) frente al límite de 75 mm (ASCE 41-17). La integración de efectos $P - \Delta$, rigidez rotacional (K) y variabilidad en la perforación (δ_e) permitió alcanzar un índice de confiabilidad $\beta = 4.44$. Este valor representa un nivel de seguridad de "Excelencia" ($P_f \approx 4.5 \times 10^{-6}$) según el Eurocódigo 0, logrando un diseño optimizado sin sobredimensionamiento.

El peralte de 1.50 m consolida una Región D pura, habilitando un modelo STM (nudo CCT) que resuelve la medianería estricta al anclar de forma segura armaduras verticales de hasta N° 10 provenientes de la superestructura. El uso de anclajes mecánicos resulta obligatorio para mitigar fallas por adherencia ante la imposibilidad de desarrollar ganchos estándar en 0.60 m de ancho, mientras que el confinamiento ortogonal ($\rho_\perp \geq 0.003$) garantiza la integridad del nudo frente a esfuerzos de *bursting* y *splitting*.

Finalmente, el binomio OpenSeesPy–Monte Carlo se establece como una metodología de alta fidelidad para el diseño automatizado basado en desempeño (PBD). Se aclara que el alcance se limita a cargas axiales y momentos por excentricidad; al no formar parte del sistema sismorresistente de la estructura, no se evaluaron cargas laterales puras (sismo/viento), cuya inclusión es necesaria para análisis de carácter general.

Agradecimientos

Mi agradecimiento principal es a mi Padre de los cielos a DIOS, sin su guía no hubiese podido realizar esta investigación, toda la gloria honra son para él, a mi familia Sara Cecilia, Salomón y Sara Maria, sin su apoyo y animo no lo hubiésemos logrado.

Referencias

[1] AIS. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*.

[2] Reese, L. C., & Van Impe, W. F. (2011). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. CRC Press.

[3] McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2010). "Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition". *Journal of Computing in Civil Engineering*, 24(1), 95-107.

[4] Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons.

[5] ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.

[6] Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999). "Characterization of geotechnical variability". *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612-629.

[7] ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

[8] Brown, D. A., et al. (2018). *Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods*. FHWA-NHI-18-024.

[9] Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M. (1987). "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". *PCI Journal*, 32(3), 74-150.

[10] CEN. (2002). *Eurocode 0: Basis of Structural Design (EN 1990)*. European Committee for Standardization.