Universidad Nacional Federico Villarreal

VRIN | VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PARÁMETROS ESTRUCTURALES Y SISMOLÓGICOS DE SUBESTACIONES ELÉCTRICAS AÉREAS DE DISTRIBUCIÓN EN EL PERÚ

Línea de investigación:
Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Tesis para optar el grado académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Ruiz Esquivel, Jose Oscar

Asesor

Rodríguez Rodríguez, Ciro

ORCID: 0000-0003-2112-1349

Jurado

Malpartida Canta, Rommel

Anicama Flores, Luis Miguel

Benites Zuñiga, José Luis

Lima - Perú

2026

RECONOCIMIENTO - NO COMERCIAL - SIN OBRA DERIVADA
(CC BY-NC-ND)

VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PARÁMETROS ESTRUCTURALES Y SISMOLÓGICOS DE SUBESTACIONES ELÉCTRICAS AÉREAS DE DISTRIBUCIÓN EN EL PERÚ

INFORME DE ORIGINALIDAD

6%	6%	3%	1%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
2	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	1%
3	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1%
4	qdoc.tips Fuente de Internet	<1%
5	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1%
6	dokumen.pub Fuente de Internet	<1%
7	www.coursehero.com Fuente de Internet	<1%
8	www.cienciadedatos.net Fuente de Internet	<1%
9	Maldonado Salvatierra, Orlando Oscar. "Estimacion de funciones de vulnerabilidad sismica en edificaciones con base en procedimientos probabilisticos", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2020 Publicación	<1%

Universidad Nacional Federico Villarreal

VRIN | VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

ESCUELA UNIVERSITARIA DE POSGRADO

VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PARÁMETROS ESTRUCTURALES Y SISMOLÓGICOS DE SUBESTACIONES ELÉCTRICAS AÉREAS DE DISTRIBUCIÓN EN EL PERÚ

Línea de investigación:

Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Tesis para optar el grado académico de Doctor en Ingeniería Civil

Autor

Ruiz Esquivel, Jose Oscar

Asesor(a)

Rodríguez Rodríguez, Ciro

ORCID: 0000-0003-2112-1349

Jurado

Malpartida Canta, Rommel

Anicama Flores, Luis Miguel

Benites Zuñiga, José Luis

Lima – Perú

2026

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi guía y darme la fortaleza necesaria para culminar esta tesis.

A mi esposa Ana Rosa, por su amor incondicional y paciencia infinita.

A mis padres Jose y Soledad, por ser el cimiento de mi vida y creer siempre en mis sueños.

AGRADECIMIENTOS

Mi más profundo agradecimiento a mi asesor Dr. Ciro Rodríguez, por su paciencia, dedicación, sus valiosas orientaciones y por creer en este proyecto desde el primer día.

Agradezco a los Señores Doctores miembros del jurado por su tiempo, sus rigurosas observaciones y contribuciones a este trabajo con su visión experta.

ÍNDICE

RESUMEN XIV

ABSTRACT XV

I. INTRODUCCIÓN 1

1.1. Planteamiento del Problema 2

1.2. Descripción del Problema 10

1.3. Formulación del Problema 16

1.3.1. Problema General 16

1.3.2. Problemas Específicos 16

1.4. Antecedentes 16

1.4.1. Antecedentes Internacionales 17

1.4.2. Antecedentes Nacionales 29

1.5. Justificación de la Investigación 31

1.5.1. Conveniencia 31

1.5.2. Relevancia Social 32

1.5.3. Aplicación Práctica 32

1.5.4. Utilidad Metodológica 33

1.5.5. Valor Teórico 33

1.6. Limitaciones de la Investigación 33

1.6.1. Espacial 33

1.6.2. Temporal 34

1.6.3. Social 34

1.6.4. Ensayos 34

1.7. Objetivos de la Investigación 35

1.7.1. Objetivo General *35*

1.7.2. Objetivos Específicos *35*

1.8. Hipótesis 36

1.8.1. Hipótesis General *36*

1.8.2. Hipótesis Específicas *36*

II. MARCO TEÓRICO 37

2.1. Bases Teóricas 37

2.1.1. Variable Independiente *37*

2.1.1.1. Dimensión I 37

A. Indicador *37*

2.1.1.2. Dimensión II 37

B. Indicador *38*

2.1.1.3. Dimensión III 38

C. Indicador *39*

2.1.2. Variable Dependiente *39*

2.1.2.1. Dimensión I 39

A. Indicador *40*

2.1.2.2. Dimensión II 40

B. Indicador *41*

2.1.2.3. Dimensión III 42

C. Indicador *42*

2.2. Marco Conceptual 43

2.2.1. Vulnerabilidad Sísmica *43*

2.2.2. Subestación Eléctrica *43*

2.2.2.1. Subestación Eléctrica de Distribución. 44

2.2.2.2. Tipos de Subestación Eléctricas de Distribución: 45

A. Subestación Eléctrica Aérea de Distribución (SEAD). 47

B. Postes de Concreto Armado Centrifugado 48

2.2.3. Modelos de degradación de resistencia y rigidez 52

2.2.4. Curvas de Capacidad 56

2.2.4.1. Procedimientos Lineales 57

2.2.4.2. Procedimientos No Lineales 57

A. Análisis Estático No Lineal 57

B. Análisis Dinámico No Lineal 59

2.2.5. Acelerogramas Artificiales 60

2.2.5.1. Acelerogramas Artificiales Espectro Compatibles 60

2.2.6. Desplazamiento (Dmáx) y Distorsión Angular (Deriva) Laterales (θmáx) 65

2.2.7. Estados Límite de Daño y Niveles de Desempeño Sísmico 66

2.2.8. Curvas de Fragilidad 70

2.2.8.1. Métodos Analíticos 71

2.3. Marco Legal 73

2.3.1. Marco Legal Nacional 73

2.3.2. Marco Legal Internacional 75

2.4. Marco Filosófico 76

III. MÉTODO 82

3.1. Tipo de Investigación 82

3.1.1. Tipo 82

3.1.1.1. Por Enfoque 82

3.1.1.2. Por Propósito 82

3.1.2. Nivel *82*

3.1.3. Diseño *83*

3.2. Población y Muestra 83

3.2.1. Universo *83*

3.2.2. Población *83*

3.2.3. Población Objetivo *83*

3.2.4. Muestra *84*

3.3. Operacionalización de Variables 87

3.4. Instrumentos 89

3.4.1. Técnicas *89*

3.4.2. Instrumentos *89*

3.5. Procedimientos 90

3.5.1. Investigación bibliográfica *90*

3.5.2. Caracterización de los Parámetros Mecánico-Estructurales de SEAD *91*

3.5.3. Desarrollo de modelos de materiales y secciones transversales no lineales *91*

3.5.4. Estimación de Curvas de Capacidad de SEAD *92*

3.5.5. Elaboración de Acelerogramas Artificiales para una Tipología de Suelo Específica S_1 ..... *92*

3.5.6. Modelado Dinámico Inelástico de las SEAD Dependiente del Tiempo *93*

3.5.7. Cálculo de Desplazamientos Absolutos y Derivas Laterales Máximos *94*

3.5.8. Construcción de Funciones Fragilidad con Análisis Probabilístico de SEAD *94*

3.5.9. Obtención de Estado Límite de Daño Estructural y sus Probabilidades de Excedencia *95*

3.5.10. Interpretación de Resultados y Síntesis final con Propuestas Aplicables ... *95*

3.5.11. Formulación del Reporte Investigativo Final *95*

3.6. Análisis de Datos 95

3.6.1. Hipótesis Nula General (H0) *96*

3.6.2. Hipótesis Nulas Específicas (H0) *96*

3.6.3. Pruebas de Normalidad *97*

3.6.4. Pruebas Estadísticas *100*

3.7. Consideraciones Éticas 110

IV. RESULTADOS 112

5.1. Curva de Capacidad 112

5.2. Curvas de Fragilidad y PDE 113

5.3. Pruebas de Normalidad 115

5.4. Pruebas Paramétricas y No Paramétricas 122

5.5. Pruebas de Hipótesis 132

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS 138

5.1. Curva de Capacidad 138

5.2. Curvas de Fragilidad y PDE 139

5.3. Pruebas de Normalidad 140

5.4. Pruebas Paramétricas y No Paramétricas 144

5.5. Pruebas de Hipótesis 146

VI. CONCLUSIONES 151

VII. RECOMENDACIONES 155

VIII. REFERENCIAS 156

IX. ANEXOS 168

9.1. Madriz de Consistencia 168

9.2. Verificación de la Validez y Confiabilidad Instrumental 169

9.3. Análisis Estadísticos y Comprobación de Hipótesis 181

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Desafíos naturales o ambientales para el sistema eléctrico de EE. UU 4

Tabla 2. Desafíos humanos para el sistema eléctrico de EE. UU. 5

Tabla 3. Riesgos altos y moderados para diferentes componentes de un sistema eléctrico estadounidense 6

Tabla 4. Acelerogramas reales em las direcciones N-S y E-O de 50 sismos peruanos 63

Tabla 5. Matriz de operacionalización de variables 88

Tabla 6. Resultados del procedimiento Pushover con base en la capacidad estructural 113

Tabla 7. PDE medidos para los cuatro distintos niveles de ELDE 114

Tabla 8. Pruebas de normalidad en 100 muestras de f'_c y $D_{máx}$ (0.05g, 0.15g y 0.25g) 116

Tabla 9. Pruebas de normalidad en 100 muestras de f'_c y $\theta_{máx}$ (0.10g, 0.20g y 0.35g) 117

Tabla 10. Pruebas de normalidad en 100 muestras de f_y y $D_{máx}$ (0.10g, 0.20g y 0.35g) 118

Tabla 11. Pruebas de normalidad en 100 muestras de f_y y $\theta_{máx}$ (0.05g, 0.15g y 0.25g) 119

Tabla 12. Pruebas de normalidad en 880 muestras de PGA y $D_{máx}$ 120

Tabla 13. Pruebas de normalidad en 881 muestras de PGA y $\theta_{máx}$ 121

Tabla 14. Pruebas de normalidad en 100 muestras de PGA y ELDE 122

Tabla 15. Estadísticos de prueba entre f'_c y $D_{máx}$ (0.10g, 0.25g y 0.40g) 132

Tabla 16. Estadísticos de prueba entre f'_c y $\theta_{máx}$ (0.05g, 0.15g y 0.35g) 133

Tabla 17. Estadísticos de prueba entre f_y y $D_{máx}$ (0.10g, 0.25g y 0.40g).....134

Tabla 18. Estadísticos de prueba entre f_y y $\theta_{máx}$ (0.05g, 0.25g y 0.35g).....135

Tabla 19. Estadísticos de prueba entre PGA vs $D_{máx}$ y PGA vs $\theta_{máx}$.....136

Tabla 20. Estadísticos de prueba entre PGA vs ELDE.....137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema básico de un sistema eléctrico....3

Figura 2. Tipologías de postes en SEAD según el material....11

Figura 3. Subestación eléctrica....44

Figura 4. Subestación eléctrica de distribución....45

Figura 5. Subestación eléctrica de distribución convencional....46

Figura 6. Subestación eléctrica aérea de distribución....46

Figura 7. Subestación eléctrica de distribución tipo compacta....47

Figura 8. Subestación eléctrica aérea de distribución tipo monoposte (SAM)....48

Figura 9. Proceso de fabricación del poste de concreto armado centrifugado....49

Figura 10. Planos y especificaciones técnicas de un poste SAB....52

Figura 11. Idealización trilineal del comportamiento monotónico y cíclico no lineal....53

Figura 12. Patrones de carga ejemplos en análisis pushover....58

Figura 13. Desplazamientos y derivas de entrepiso laterales....66

Figura 14. Estados límite de daño estructural para SEAD....68

Figura 15. Funciones de fragilidad analíticas de un pabellón universitario peruano....71

Figura 16. Diagrama ejemplo de distribución de datos....108

Figura 17. Respuesta no lineal del poste centrifugado 112

Figura 18. Curvas de fragilidad para los distintos ELDE definidos para un poste de SEAD 113

Figura 19. Regresión lineal de f'_c y $D_{máx}$ para un PGA de 0.05g 123

Figura 20. Regresión lineal de f'_c y $D_{máx}$ para un PGA de 0.20g 123

Figura 21. Regresión lineal de f'_c y $D_{máx}$ para un PGA de 0.35g 124

Figura 22. Regresión lineal de f'_c y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.10g 125

Figura 23. Regresión lineal de f'_c y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.25g 125

Figura 24. Regresión lineal de f'_c y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.40g 126

Figura 25. Regresión lineal de f_y y $D_{máx}$ para un PGA de 0.15g 126

Figura 26. Regresión lineal de f_y y $D_{máx}$ para un PGA de 0.25g 127

Figura 27. Regresión lineal de los indicadores f_y y $D_{máx}$ para un PGA de 0.35g 127

Figura 28. Regresión lineal de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.10g 128

Figura 29. Regresión lineal de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.30g 129

Figura 30. Regresión lineal de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.45g 129

Figura 31. Gráfica relacional entre indicadores PGA, $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$ 130

Figura 32. Gráfica relacional entre indicadores PGA vs ELDE1 y PGA vs ELDE2 131

Figura 33. Gráfica relacional entre indicadores PGA vs ELDE3 y PGA vs ELDE4 131

RESUMEN

Este estudio tuvo como objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica de postes de concreto armado en subestaciones eléctricas aéreas de distribución (SEAD), incorporando variabilidad en propiedades constitutivas del material: resistencia a la compresión del concreto (f'_c) y el esfuerzo de fluencia del acero (f_y); y en demanda sísmica: aceleración máxima del suelo (PGA). Con la técnica Monte Carlo se generaron 2000 combinaciones aleatorias, utilizando valores medios de 280 kg_f/cm^2 y 4200 kg_f/cm^2 para f'_c y f_y, con coeficientes de variación del 15% y el 6%, respectivamente. Se utilizaron 100 acelerogramas artificiales espectro-compatibles para modelar la acción sísmica de 20 intensidades diferentes, de 0,05 g a 1,00 g de PGA. Los análisis dinámicos tiempo historia no lineales generaron desplazamientos laterales máximos (δ_{max}) que van desde 0,0295 a 0,2147 m y rotaciones máximas (θ_{max}) de 0,0027 a 0,0193 m/m. Las curvas de fragilidad mostraron cuatro estados límite de daño estructural (ELDE) diferentes. ELDE1 y ELDE2 ocurren entre 0 y 0,10 g, ELDE3 (fluencia) ocurre entre 0,12 y 0,24 g, y ELDE4 (colapso) ocurre entre 0,20 y 0,64 g. El análisis mostró R^2 bajos, indicando débil relación lineal entre variables. Sin embargo, las pruebas de normalidad confirmaron distribución normal en varios casos. La prueba t de Student evidenció dependencia significativa entre f'_c, f_y y los indicadores de daño ($D_{máx}$ y $\theta_{máx}$), mientras Spearman confirmó correlación significativa entre PGA con $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$ y ELDE. Se recomienda incorporar variables internas, ampliar el rango de PGA y validar modelos simulados con ensayos de laboratorio.

Palabras clave: vulnerabilidad sísmica, curvas de fragilidad, variabilidad estructural

ABSTRACT

This study aimed to evaluate the seismic vulnerability of reinforced concrete poles in aerial electrical substations (SEAD), incorporating variability in material constitutive properties: concrete compressive strength (f'_c) and steel yield strength (f_y); and seismic demand: peak ground acceleration (PGA). Two thousand random combinations were generated using Monte Carlo technique, with mean values of 280 kgf/cm² and 4200 kgf/cm² for f'_c and f_y, respectively, and coefficients of variation of 15% and 6%. One hundred spectrum-compatible artificial accelerograms were used to model seismic action at 20 different intensities, from 0.05 g to 1.00 g PGA. Nonlinear time-history dynamic analyses generated maximum lateral displacements (D_{max}) ranging from 0.0295 to 0.2147 m and maximum rotations (θ_{max}) from 0.0027 to 0.0193 m/m. The fragility curves show four different structural damage limit states (ELDE). ELDE1 and ELDE2 occur between 0 and 0.10g, ELDE3 (fluency) occurs between 0.12g and 0.24g, and ELDE4 (collapse) occurs between 0.20g and 0.64g. The analysis showed low R^2 values, indicating a weak linear relationship between variables. However, normality tests confirmed a normal distribution in several cases. Student's t-test revealed a significant dependency between f'_c, f_y, and the damage indicators (D_{max} and θ_{max}), while Spearman's rank correlation coefficient confirmed a significant correlation between PGA and D_{max}, θ_{max}, and ELDE. It is recommended to incorporate internal variables, expand the PGA range, and validate simulated models with laboratory tests.

Keywords: seismic vulnerability, fragility curves, structural variability

I. INTRODUCCIÓN

El margen occidental del continente sudamericano se encuentra ubicado en una zona de intensa actividad tectónica, constituyéndose como una de las regiones con mayor actividad sísmica del planeta. El territorio peruano, al formar parte de dicha región, presenta una actividad telúrica importante que está asociada a la geodinámica interna del borde convergente (subducción) conformado por una placa oceánica (Nazca) y una continental (Sudamericana), provocando sismos de considerable magnitud con recurrencia significativa. Además, el Perú presenta una segunda fuente de actividad sísmica ubicada en la Cordillera de los Andes que es erigida por las deformaciones de la placa Sudamericana, produciendo sismos de magnitud y frecuencia menores. (Rodríguez y Tavera, 1991).

El sismo de gran magnitud ocurrido en Pisco el 15 de agosto de 2007 constituyó uno de los eventos telúricos más significativos en la historia reciente del Perú, no solo por su intensidad y efectos destructivos sobre las edificaciones, sino también por el severo impacto económico que provocó en múltiples sectores productivos, afectando de manera considerable la dinámica socioeconómica de las regiones involucradas. (Organización Panamericana de Salud [OPS], 2010).

El terremoto provocó la interrupción de seis instalaciones de transmisión energética, lo que afectó el suministro de alrededor de 200 MW (megavatios) de energía. Durante y después del terremoto, algunas ciudades y sus centros poblados cercanos sufrieron daños significativos, como Huancavelica, Ica, Cañete, Pisco, Nasca y Chincha; además, las operaciones industriales de las compañías Aceros Arequipa y Hierro Perú se vieron temporalmente suspendidas. El evento sísmico generó daños significativos en el sistema de suministro de energía, afectando componentes de alta, media y baja tensión. En Pisco y Chincha, se reportó el colapso de postes,

conductores y aisladores, interrumpiendo el suministro a usuarios residenciales y comerciales. La restauración de las líneas de transmisión necesitó entre tres y diez días para su finalización, en función del grado de afectación y la ubicación geográfica. En toda la Región se estableció una restricción del 95% en el alumbrado público, según el Ministerio de Energía y Minas hasta la recuperación del funcionamiento de los sistemas eléctricos. En determinadas zonas, se registró una interrupción prolongada del suministro eléctrico, lo que generó impactos colaterales en diversos servicios esenciales, tales como las telecomunicaciones, la distribución de agua apta para consumo humano, las actividades comerciales, la distribución de combustibles y la operatividad del sistema bancario. (OMS, 2010).

1.1. Planteamiento del Problema

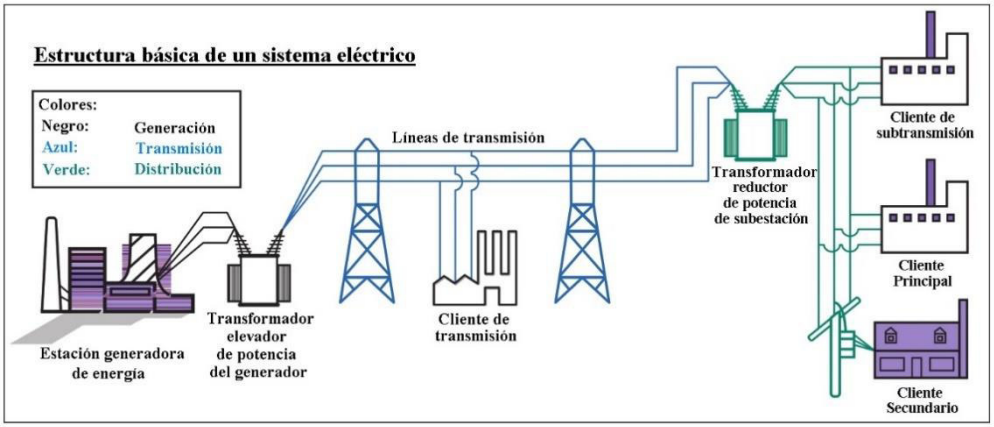
La infraestructura eléctrica global es reconocida como un sistema excepcionalmente extenso y crítico a nivel mundial. Un sistema eléctrico confiable es esencial para que un país prospere. Su integridad operativa es fundamental para la resiliencia económica, el bienestar de la población y la protección de la seguridad nacional, ya que suministra energía a todo tipo de lugares, desde fábricas y negocios hasta hogares y oficinas gubernamentales. Dada la complejidad y la antigüedad de muchos de los equipos que componen la infraestructura eléctrica, la confiabilidad de su vida útil es notable y ha mejorado en los últimos diez años. Sin embargo, la estabilidad futura del sistema podría estar en riesgo debido a factores como la variabilidad climática global, la ocurrencia de desastres naturales, la creciente integración de fuentes de energía renovable y la vulnerabilidad frente a eventuales ciberataques. (Marston, 2018).

El sistema de energía eléctrica se compone de tres elementos fundamentales: la generación de electricidad, la transmisión de alto voltaje (que permite transportar la electricidad

de manera eficiente desde el lugar de generación hasta los centros de demanda), y la distribución (que implica el suministro de electricidad a los consumidores). Estas componentes son visibles esquemáticamente en la Figura 1.

Figura 1

Esquema básico de un sistema eléctrico



Nota. La gráfica muestra el esquema simplista de un sistema de energía eléctrica desde la estación generadora, pasando por las redes de transmisión y finalmente culminando en su distribución. Adaptada de "The US electric power system infrastructure and its vulnerabilities", por Marston, 2018, *The Bridge*, *48*(2).

El sistema eléctrico de Estados Unidos es un claro ejemplo de una red altamente confiable, y a pesar de ello, enfrenta numerosos eventos que desafían su seguridad. Estos eventos pueden clasificarse en amenazas naturales o ambientales descritas en la

Tabla 1, y amenazas provocadas por actividades humanas listadas en la Tabla 2. (Preston et al., 2016).

Tabla 1

Desafíos naturales o ambientales para el sistema eléctrico de EE. UU

Tipo de Evento	Capacidad de Pronóstico	Predicciones y reflexiones
Huracanes y vientos extremos	Pronósticos a corto plazo muy precisos, pero pronósticos a largo plazo siguen siendo inciertos y amplios.	Es probable que aumente como resultado del cambio climático. Es posible fortalecer los sistemas de distribución.
Tornados	Previsiones a muy corto plazo altamente precisas, pero a largo plazo siguen siendo inciertas.	Es probable que se incremente a causa del cambio climático.
Sequía	Pronósticos sólidos a corto plazo y previsiones aceptables a largo plazo.	Se incrementará en las regiones del oeste y suroeste de Estados Unidos, lo que podría influir en la capacidad de generación y transmisión. Una gestión eficiente del agua es crucial.
Tormentas de invierno, hielo o nieve	Previsiones a corto plazo muy fiables, pero las previsiones a largo plazo son inciertas.	Aumentará como resultado del cambio climático. Restringe la generación al dificultar el acceso o la entrega de combustible.
Calor extremo y/o olas de calor	Pronósticos excelentes a corto plazo, pero a largo plazo las previsiones son inciertas.	Es probable que se incremente en las regiones áridas debido al cambio climático. Una gestión eficiente del agua es esencial.
Incendio forestal	Difícil de prever tanto a corto como a largo plazo.	La magnitud aumentará en zonas afectadas por sequías. Es importante tomar precauciones para reducir la posibilidad de que el sistema eléctrico cause incendios forestales.
Inundaciones y/o aumento del nivel del mar	Alta precisión en pronósticos de inundaciones a corto plazo, pero incertidumbre en proyecciones de la progresión del ascenso del nivel oceánico.	El nivel del mar se elevará debido al cambio climático, lo que afectará la infraestructura de generación y distribución. La gestión se llevará a cabo mediante la adaptación de las instalaciones.
Terremoto	Pronósticos inadecuados tanto a corto como a largo plazo.	Puede incrementarse debido a actividades locales como el fracking (fractura hidráulica). Se maneja mediante mejoras en el diseño y aumentando la diversidad y/o redundancia de los sistemas de distribución eléctrica.

Tormentas geomagnéticas	Pronósticos muy confiables a corto plazo, pero con incertidumbre a largo plazo.	No existe forma de un incremento. Existen mejoras para mitigar los impactos, aunque son costosas.
Fauna y vegetación	Los pronósticos sobre la vida silvestre son impredecibles, mientras que los impactos en la vegetación son más previsibles.	No hay razones para incrementar el gasto, excepto en áreas con mayores precipitaciones. Los impactos pueden ser gestionados mediante programas eficaces de control de la vegetación.

Nota. En la tabla podemos apreciar los diferentes agentes naturales y ambientales que pueden afectar el sistema eléctrico convencional estadounidense. Adaptada de "Resilience of the U.S. electricity system: a multi-hazard perspective", por Preston et al., 2016, *Department of Energy's Office of Energy Policy and Systems Analysis*.

Tabla 2

Desafíos humanos para el sistema eléctrico de EE. UU

Tipo de Evento	Capacidad de Pronóstico	Predicciones y reflexiones
Ataque físico	Muy difícil de pronosticar.	No hay justificación para hacer cambios. El sistema puede ajustarse para ser más resistente a ataques físicos.
Ciberataque	Difícil de pronosticar.	Mayor frecuencia. Los propietarios y operadores pueden implementar medidas para reducir las ciber amenazas, pero estas requieren una vigilancia continua.
Sabotaje electromagnético	Difícil de pronosticar.	Posibilidad de incremento. Mitigación efectiva similar a la utilizada para las tormentas geomagnéticas.
Falla de equipo	La experiencia histórica es relevante, pero la situación empeora a medida que los sistemas envejecen.	El envejecimiento de los sistemas requiere una gestión adecuada o su reemplazo.

Nota. La tabla anterior muestra los agentes humanos que pueden tener un efecto crítico sobre el sistema eléctrico estadounidense. Adaptada de "Resilience of the U.S. electricity system: a multi-hazard perspective", por Preston et al., 2016, *Department of Energy's Office of Energy Policy and Systems Analysis*.

En el caso de los Estados Unidos, la vulnerabilidad de su sistema eléctrico representa amenazas para la entrega confiable del suministro eléctrico a los usuarios consumidores. En la

Tabla 3 se identifican riesgos significativos y moderados en distintos componentes de un sistema eléctrico: generación, transmisión, subestaciones y distribución tanto aérea como subterránea. (Marston, 2018).

Tabla 3

Riesgos altos y moderados para diferentes componentes de un sistema eléctrico estadounidense

Componente del Sistema Eléctrico	Riesgo Alto	Riesgo Moderado
Generación	Grandes terremotos (Mayor a 7 en la escala de Richter)	Huracán intenso Sequía extensa Calor extremo Incendios forestales moderados Aumento del nivel del mar e inundaciones importantes Fuertes tormentas geomagnéticas Fallas importantes en los equipos
Transmisión	Huracanes de alta categoría Grandes tormentas de invierno	Huracanes de baja categoría Pequeñas tormentas invernales Inundaciones (cada 100 años) Grandes incendios forestales Grandes terremotos
Subestaciones	Grandes terremotos Fuertes tormentas geomagnéticas Ciberataques	Huracanes (todos) Pequeñas tormentas invernales Calor extremo Inundaciones (cada 100 años) Incendios forestales importantes Terremotos moderados
Distribución (sobre la superficie)	Huracanes (todos) Tormentas de invierno menores	Inundaciones (cada 100 años) Grandes tormentas invernales Grandes incendios forestales Terremotos (todos) Ciberataques
Distribución (subterránea)	Grandes terremotos	Huracanes de alta categoría Inundaciones (todas) Terremotos (pequeños) Ciberataques

Nota. La tabla muestra un resumen de los riesgos altos y moderados más comunes a los que pueden estar expuestos los sistemas de energía eléctrica. Adaptada de “The US electric power system infrastructure and its vulnerabilities”, por Marston, 2018, *The Bridge*, *48*(2).

Los desastres naturales que pueden provocar apagones prolongados incluyen terremotos, huracanes, tornados y tormentas eléctricas intensas, cada uno de los cuales afecta el sistema eléctrico de diferentes maneras. En general, los terremotos pueden dañar diversos equipos del sistema eléctrico y son los más propensos a causar cortes de energía que duran más de unos pocos días. Los huracanes suelen afectar principalmente los sistemas de transmisión y distribución local (T&D), aunque las inundaciones provocadas por ellos también pueden dañar los equipos generadores. Los tornados y las tormentas eléctricas severas afectan las líneas de T&D tanto por daños directos del viento como indirectamente por árboles caídos, entre otros factores. Los eventos inesperados pueden causar daños particularmente graves. Por ejemplo, en octubre de 1962, el único huracán registrado dentro de los estados de la costa del Pacífico de los EE. UU. dejó partes de Oregón y Washington sin electricidad hasta por dos semanas, principalmente debido al tiempo necesario para retirar los árboles caídos. (Johns et al., 1990).

El impacto real de un terremoto está determinado por factores como la concentración demográfica y la etapa de desarrollo socioeconómico en la región impactada, el tipo de suelo o roca presente, la ingeniería estructural, así como las advertencias y la preparación previa ante el evento. Los grandes terremotos, más que cualquier otro desastre natural, tienen la capacidad de causar una disrupción social casi total en áreas urbanas modernas. La infraestructura, tanto en la superficie como bajo tierra, puede resultar gravemente dañada, y la reparación rápida de los componentes subterráneos es prácticamente imposible. El aumento en la tensión de transmisión a lo largo de los años ha llevado a la instalación de equipos de subestaciones más grandes, los cuales son más vulnerables a los terremotos debido a su tamaño y peso. Esta mayor vulnerabilidad a los daños se debe principalmente a dos factores: 1) una reducción en las frecuencias de vibración a una zona más baja y crítica del rango de frecuencia sísmica característico, lo que amplifica las fuerzas sísmicas que actúan sobre el equipo; y 2) las

debilidades estructurales inherentes, como la fragilidad y las bajas propiedades de disipación de energía, del material aislante eléctrico, como la porcelana. (Johns et al., 1990).

Los daños causados por terremotos y los logros clave en integridad estructural ante eventos sísmicos han llevado a un aprendizaje permanente sobre la vulnerabilidad sísmica de estructuras, que en su mayoría son edificaciones. Esto ha dado menos importancia a otro tipo de sistemas estructurales cuya funcionalidad es crucial en el contexto de la gestión de incidentes urgentes durante y después de un evento telúrico significativo. Las redes de distribución de recurso energético eléctrico son consideradas como el sistema circulatorio del ser humano, donde las redes de transmisión se comparan con las arterias de cuerpo humano y las redes de distribución (subestaciones) se asemejan a los capilares. Enmarcándonos en una connotación sobre el funcionamiento del sistema circulatorio humano, las redes de distribución se encargan de suministrar la sangre (energía eléctrica) al consumidor en la civilización; y un corte de energía debido a una catástrofe natural ocasionaría pérdidas financieras y de vidas humanas. (Zeynalian y Khorasgani, 2018).

Generalmente, las centrales de generación de energía eléctrica se encuentran alejados de los puntos donde se realiza el consumo (centros poblados), por lo que la corriente eléctrica se dirige a través de conductos de suministro de energía. Los voltajes generados en las centrales energéticas son relativamente bajos en comparación con los medidos en las líneas de transmisión por criterio técnico. Mientras mayor sea el voltaje en las líneas de transmisión, menor será la pérdida de fluido eléctrico, lo que significa que a grandes distancias la pérdida en los voltajes resultaría antieconómicos. (Hinostroza, 2008).

Es por ello, que las instalaciones que se encargan de elevar dichos voltajes de generación a los denominados de transmisión son las subestaciones eléctricas. Por otro lado,

este tipo de infraestructura también tiene la función de reducir los voltajes de transmisión a valores adecuados, de tal manera que puedan ser utilizados en actividades residenciales, comerciales e industriales. En ese contexto podemos observar la importancia de evaluar la vulnerabilidad del sistema eléctrico frente a la acción de una catástrofe sísmica.

Las subestaciones eléctricas aéreas de distribución (SEAD), como parte del sistema energético peruano, sostienen cables y soportan equipos que se encargan de transportar, seccionar o transformar la electricidad. El desempeño sísmico de este tipo de infraestructura afecta significativamente el rendimiento y la capacidad de servicio de la red eléctrica después de ocurrido un terremoto. La estructura de este tipo de subestaciones eléctricas puede verse fuertemente afectada por peligros naturales como tormentas con vientos de gran velocidad (incidentes en postes de madera) y terremotos (que afectan postes de concreto). (Baghmisheh y Mahsuli, 2021).

La falla de una SEAD provoca un corte de energía, que al mismo tiempo resulta en importantes pérdidas económicas sobre los negocios afectados. Además, dicho corte de energía no solo afecta instalaciones críticas (esenciales) como hospitales, que generarían pérdidas sociales (pérdida de vidas humanas), sino que también afectan a sedes de gestión de emergencias interrumpiendo su respuesta inmediata y por consiguiente retrasando considerablemente la recuperación de la zona afectada. (Baghmisheh y Mahsuli, 2021).

La infraestructura perteneciente a las principales líneas de electrificación en el Perú no ha sido integrada en evaluaciones técnicas ni en planes de gestión del riesgo sísmico orientados a instalaciones eléctricas críticas (SEAD). Este estudio busca llenar un vacío en la investigación al analizar a fondo la vulnerabilidad sísmica de las SEAD. El objetivo es facilitar la formulación

de estrategias previas al desastre y de respuesta para atenuar los impactos destructivos de los eventos sísmicos.

Uno de los pensamientos filosóficos de la norma de diseño sismorresistente peruana, detallado en el Artículo 3, se basa en "asegurar la continuidad de los servicios básicos", entre los que se encuentra la provisión permanente del servicio eléctrico post desastre sísmico. Desde este punto de vista, se subraya el imperativo de preservar la vida humana ya que su valor es incalculable y por tanto debe preservarse durante y después de un evento sísmico. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2020).

La falta de fluido eléctrico puede afectar a usuarios independientes o sectores de salud que velan por la supervivencia de personas dependientes del funcionamiento de equipos electrónicos, los que resultarían afectados e inutilizables luego de acontecido un evento sísmico de grandes proporciones. De manera similar, el corte de energía eléctrica tendría un impacto en los servicios de emergencia más importantes, como las centrales policiales, los bomberos, las centrales de emergencia, etc., cuya función principal es brindar atención y protección a las personas que se ven afectadas por un desastre sísmico.

La norma de diseño sísmico peruana estipula a través de su Artículo 5, que todas las instalaciones de generación y transformación de electricidad (SEAD) deben ser consideradas como "Edificaciones Esenciales". Los sistemas esenciales deben asegurar un funcionamiento continuo en condiciones de emergencia debido a una crisis sísmica, ya que permitirán afrontar las consecuencias relacionadas al desastre natural. (MVCS, 2020).

Su objetivo esencial es ejecutar acciones inmediatas de respuesta post-sísmica enfocadas en la continuidad operativa de servicios críticos, especialmente en salud, seguridad y asistencia humanitaria. (Safina, 2003).

1.2. Descripción del Problema

Evaluar qué tan vulnerables son las instalaciones eléctricas a los terremotos es clave para gestionar adecuadamente los riesgos que estos representan. Dada la alta probabilidad de recurrencia sísmica y las consecuencias del evento de Pisco, se requiere priorizar el análisis estructural de los SEAD, debido a su elevado costo y al impacto crítico que tendría su colapso en términos de funcionalidad del sistema y afectación socioeconómica. (Rojas, 2019).

Los postes que sostienen los cables eléctricos, como parte de una subestación eléctrica aérea, son fundamentales para la distribución de electricidad. El rendimiento sísmico de estos postes tiene un impacto considerable en la funcionalidad y capacidad operativa de la red eléctrica después de un terremoto. Los postes pueden estar hechos de diversos materiales como madera, acero y concreto armado; tal como se aprecia en la Figura 2. La utilización de postes de madera ha suscitado preocupaciones ambientales en los últimos tiempos, además de la presencia de su cuestionable durabilidad. Por esta razón, los postes de concreto son más rentables cuando se consideran los costos a lo largo de su vida útil, incluidos los de mantenimiento. Por otro lado, el costo de producción de postes y torres de acero es aproximadamente el doble que fabricados en concreto. Por ello, los postes de concreto han sido el tipo predominante de postes de distribución de energía fabricados en las últimas dos décadas y son uno de los componentes más comunes en la infraestructura eléctrica. (Baghmisheh y Mahsuli, 2021).

Figura 2

Tipologías de postes en SEAD según el material

Nota. Las imágenes muestran tres tipos de postes para sostener transformadores eléctricos de alto voltaje (izquierda: postes de madera, centro: postes de acero y derecha: postes de concreto armado).

El rendimiento de los postes puede verse gravemente comprometido por desastres naturales como tormentas de viento y terremotos. Los postes de madera son particularmente vulnerables a las tormentas de viento debido a su bajo peso. Por otro lado, los postes de concreto son más susceptibles a sufrir daños durante los terremotos debido a su gran peso propio. En terremotos anteriores, se han reportado numerosos casos de daños a postes de concreto, por ejemplo, después de que ocurrió el terremoto de Bam en 2003 en Irán, el 40% de transformadores aéreos dejaron de funcionar. (Takada et al., 2004).

La falla de los postes provoca cortes de energía, lo que genera importantes pérdidas económicas al interrumpir las actividades comerciales. Además, la falta de electricidad en instalaciones críticas, como hospitales y centros de gestión de emergencias, no solo incrementa las pérdidas sociales debido a un mayor número de muertes, sino que también dificulta la respuesta y recuperación en situaciones de emergencia. Esto subraya la importancia de estudiar la vulnerabilidad de los postes y modelar sus posibles daños y colapsos en las evaluaciones de riesgo regional y resiliencia comunitaria. Dichos análisis son esenciales para la asignación

óptima de recursos limitados en políticas de mitigación de riesgos y mejora de la resiliencia, y la fiabilidad de los hallazgos depende en gran medida de una representación adecuada de los daños a los elementos de infraestructura. (Baghmisheh y Mahsuli, 2021).

Aunque el daño en subestaciones eléctricas y sus componentes ha sido objeto de numerosos estudios a nivel internacional, no existen modelos similares en la literatura relacionados respecto al análisis sísmico de postes de energía peruanos, lo cual fue abordado por esta investigación. Los estudios aplicados en postes de energía se han limitado a evaluar su capacidad estructural bajo cargas estáticas mediante experimentos de laboratorio y simulaciones numéricas, y han creado curvas de fuerza-desplazamiento en flexión como resultado final. En contraste, este trabajo de investigación desarrolló modelos estructurales de postes de concreto armado sometidos a cargas dinámicas de origen sísmico, para crear curvas de fragilidad que expresen porcentajes estimados de daño estructural enmarcados en estados límites.

La susceptibilidad de una configuración constructiva a eventos sísmicos se ve afectada por diversas variables, tales como el diseño arquitectónico, la tipología y configuración estructural, estándares de materiales y la ejecución, la antigüedad de la edificación, el nivel de supervisión durante la construcción, así como modificaciones funcionales o estructurales posteriores a su ejecución. En lo que concierne a las construcciones de concreto con refuerzo, esta vulnerabilidad puede incrementarse considerablemente debido a la variabilidad en las características resistentes de los materiales y a las variaciones dimensionales provocadas por deficiencias en los procesos constructivos.

En ocasiones, la calidad de la construcción es considerada tomando en cuenta la incertidumbre en el material a través de variables estructurales como la capacidad compresiva

del concreto y el límite elástico del acero de refuerzo; mientras que la incertidumbre en el detallamiento estructural es considerada bajo parámetros como el porcentaje de refuerzo longitudinal y el porcentaje volumétrico de refuerzo transversal. (Kim et al., 2020).

Todos los procesos constructivos, incluyendo la fabricación, transporte y vaciado, pueden afectar la calidad del material; y la antigüedad puede degradar su resistencia. Por otro lado, las resistencias al corte y flexión pueden reducirse de manera significativa debido a un exceso de espaciamiento de estribos o a la variación de espesor de recubrimiento.

Como podemos observar, la vulnerabilidad sísmica de postes de concreto armado en SEAD puede verse afectada por la variabilidad en sus propiedades mecánicas, especialmente en lo que respecta al concreto. Esta variabilidad se debe a varios factores: (1) un diseño deficiente de la mezcla de concreto, que presenta una alta variación en la relación agua-concreto; (2) el uso de agregados de mala calidad o que no han sido lavados; (3) la falta de automatización y control en la producción del concreto; y (4) procedimientos inadecuados para la mezcla y vibración del concreto. (Marie-Victorie et al., 2006).

Además, otros factores son cruciales en la evaluación sísmica de las estructuras existentes, como la geometría de los elementos estructurales, el envejecimiento del concreto, la corrosión y el tipo de suelo.

El riesgo de desempeño deficiente de las estructuras de concreto en zonas sísmicas se controla por su grado de fragilidad sísmica, la cual está determinada por parámetros mecánicos críticos como la resistencia a la compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia del acero y el amortiguamiento. Estos elementos condicionan la respuesta estructural ante las solicitaciones sísmicas. (Chen et al., 2009).

La sensibilidad en cada incertidumbre del material puede depender de la intensidad en el movimiento del terreno, mientras que la variación en el porcentaje de amortiguamiento puede ser más sensible sin importar el nivel de su intensidad.

La vulnerabilidad sísmica de SEAD puede estar significativamente influenciada por la alta variabilidad de los parámetros estructurales bajo condiciones reales, especialmente aquellos relacionados con las propiedades mecánicas, específicamente la resistencia a la compresión del concreto no reforzado y el límite elástico del acero de refuerzo, y las deformaciones unitarias inicial y última tanto del concreto confinado como del no confinado, entre otros factores. En el diseño estructural de dichos sistemas se asumen parámetros estructurales esperados con la finalidad de presentar eficiencia en el proceso, adquirir consistencia y una adecuada predictibilidad, o tan solo por cumplir con ciertos estándares y normas específicos de cada país. La falta de consideración de la variabilidad de parámetros estructurales y sísmicos, y el uso inadecuado de sus magnitudes esperadas, pueden generar ciertos peligros como sobredimensionamientos o subdimensionamientos de la estructura, riesgo de falla estructural e incertidumbre en la calidad de los materiales. Recordemos que el sobredimensionamiento hace referencia a los excesos adquiridos en costos de construcción, mientras que el subdimensionamiento considera que si subestimamos los parámetros reales puede que la estructura no resista las cargas o eventos sísmicos inesperados. La incertidumbre en la calidad de los materiales toma en cuenta que sus propiedades físico-mecánicas pueden variar incluso dentro de un mismo lote de producción.

Por lo anteriormente mencionado, es relevante resaltar que existe una gran importancia en investigar la vulnerabilidad sísmica de las SEAD, modelar su daño y colapso dentro de evaluaciones regionales de riesgo y resiliencia comunitaria, considerando la variabilidad de sus parámetros estructurales y sísmicos. Dichos análisis son esenciales para una asignación óptima

de recursos limitados a las políticas de mitigación de riesgo de desastres y mejora de la resiliencia de una comunidad. (Baghmisheh y Mahsuli, 2021).

1.3. Formulación del Problema

1.3.1. Problema General

¿Cómo influye la variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución?

1.3.2. Problemas Específicos

¿Cómo se calcula el desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA?

¿Cómo se evalúa la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA?

¿Cómo se estima el estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA?

1.4. Antecedentes

Es crucial revisar estudios, investigaciones y trabajos anteriores para profundizar el conocimiento de los antecedentes, sobre todo si no se tiene un conocimiento especializado en el tema. (Hernández et al., 2014).

Tener mayor conocimiento relacionado a una idea permite lo siguiente:

- Tener una investigación sólida y original que pueda alcanzarse abordando un tema no explorado, profundizando uno parcialmente conocido o aportando una perspectiva innovadora a un problema, a pesar de que haya sido revisado en múltiples ocasiones.
- Definir una idea de investigación interesante que deba estar delimitada para ser abordable y para ello es necesario revisar fuentes bibliográficas y conversar con expertos, aunque al final comencemos el estudio basándonos en nuestras propias observaciones y sin adoptar creencias preconcebidas.
- Elegir la perspectiva primordial para abordar la idea de investigación, ya que, aunque los problemas sean idénticos, Estos fenómenos son susceptibles de investigación desde múltiples perspectivas metodológicas, alineadas con el campo de investigación.

1.4.1. Antecedentes Internacionales

El primer conjunto de antecedentes resalta la relevancia de analizar las características reológicas y estructurales de los elementos componentes que constituyen los postes de concreto armado utilizados en los SEAD. Así mismo, la evaluación de su vulnerabilidad estructural bajo cargas externas (sismo y otros) es considerada relevante.

Pandit y Pantel (2022) propusieron un nuevo enfoque que permite obtener una única relación momento-curvatura para tres leyes de esfuerzo-deformación: elástico perfectamente

plástico, endurecimiento isotrópico y endurecimiento cinemático. Este estudio fue del tipo cuantitativo y nivel correlacional. Consideró como población a vigas en cantiléver, sin definición de material específico, cargadas con una fuerza puntual en su extremo. Las muestras se definieron a partir de dos secciones transversales de vigas: rectangular y circular; y sus modelos de materiales son expresados en función de las relaciones esfuerzo-deformación. Los instrumentos utilizados fueron esquemas de discretización en capas en las secciones de las vigas y tres leyes de esfuerzo-deformación de materiales: visco elástico perfectamente plástico, isotrópico de endurecimiento y endurecimiento cinemático. Las conclusiones resaltantes de este estudio fueron: el modelo del material elástico perfectamente plástico presenta relaciones momento-curvatura cercanas a las calculadas con un modelo de endurecimiento cinemático, esto indica que, existirá gran error al utilizar un modelo isotrópico sobre todo al esperar una deformación plástica inversa en el comportamiento no lineal; el enfoque propuesto provee un error menor al 1% comparando los resultados de las deflexiones en el extremo con los calculados a través de un análisis de elementos finitos (FEM); finalmente, se observó que la metodología aplicada es más rápida y económica en comparación con el análisis FEM porque puede ser implementada y utilizada con un bajo requerimiento computacional.

Foroughi y Yüksel (2022) evaluaron los comportamientos esfuerzo-deformación y momento-curvatura, en columnas cuadradas de concreto armado, utilizando distintos tipos de modelos constitutivos de concreto confinado. Este estudio se enmarcó en una tipología cuantitativa y nivel correlacional. Se definió como población a columnas de sección cuadrada elaboradas de concreto armado. La muestra consideró secciones transversales de 400 mm de lado considerando el efecto de las siguientes variables: diámetro del refuerzo transversal, espaciamiento del refuerzo transversal y la capacidad a la compresión del hormigón simple. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción, especificaciones técnicas de

materiales y tres modelos de concreto confinado. La presente indagación derivó en las subsiguientes inferencias: para todos los modelos confinados de concreto, la proporción del refuerzo transversal afectó la capacidad de carga lateral; la densificación del espaciamiento del refuerzo transversal tiene un gran efecto sobre la ductilidad y la aptitud de soporte de carga en la sección crítica de la columna; el incremento en la proporción del refuerzo transversal incrementa la ductilidad y la máxima capacidad de la columnas; el incremento en el nivel de la carga axial produce la disminución de los valores de curvatura, a pesar que dicho incremento aumente usualmente la capacidad a momento; conforme se aumenta el calibre del confinamiento, se proyecta un ascenso en la capacidad resistente a la flexión; el efecto de la carga axial aparece con mayor énfasis en secciones transversal con mínimo espaciamiento de refuerzo transversal; las capacidades de momento último se ven incrementadas cuando se disminuye el espaciamiento del refuerzo transversal; se observó un comportamiento más dúctil de las secciones de concreto armado y un incremento en su ductilidad cuando se aumentó la proporción de refuerzo transversal; de acuerdo a los distintos modelos de concreto confinado aplicados, la mayor curvatura última fue obtenida con el modelo de Saatciuglu y Ravzi; no existe mucha diferencia entre las curvaturas últimas obtenidas entre los modelos de Mander y TBEC; y finalmente se puede despreciar la diferencia en el cálculo de momento último para estos últimos modelos del concreto mencionados.

Baghmisheh y Mahsuli (2021) desarrollaron modelos estadísticos que estimaron la probabilidad de daño y mecanismos de colapso en postes de concreto armado, los cuales actúan como estructuras de soporte en redes de distribución eléctrica. Estos modelos permitieron evaluar su desempeño estructural ante eventos sísmicos y optimizar estrategias de mitigación. Esta investigación indagó sobre patrones de daño y colapso de dichos postes bajo la influencia de excitaciones sísmicas. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se

consideró como población a postes de concreto reforzado con una sección tipo H y como muestra a los fabricados en base a 9, 12 y 15 m de longitud. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. La investigación concluyó lo siguiente: La tipología de postes analizados es más susceptible a cargas laterales cuando son aplicadas en la dirección paralela a la mayor dimensión; los ensayos experimentales de empuje estático bajo una carga puntual no representan adecuadamente el patrón de colapso sísmico del poste de concreto armado; y, la mayoría de los registros del movimiento del suelo (acelerogramas) inducen la fractura del poste de concreto en los primeros 50 cm de longitud medidos a partir del nivel del suelo.

Foroughi y Yüksel (2021) encontraron que la variación de rigidez en la sección efectiva de elementos verticales (columna) de concreto con refuerzo, luego de ser agrietada, puede cambiar debido a la variabilidad en la magnitud de la carga axial, resistencia a la compresión del concreto y proporción de refuerzo longitudinal y transversal. La investigación fue definida del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se consideró como población a columnas de hormigón reforzado con tres secciones transversales diferentes: cuadrada, rectangular y circular. Se definió una muestra de 1440 distintas secciones de columnas de concreto donde se tuvo variaciones en los parámetros estructurales antes mencionados. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. El trabajo de investigación concluyó lo siguiente: los momentos de fluencia y último se incrementaron cuando el espaciamiento del refuerzo transversal disminuye; se observó un comportamiento dúctil de las secciones de concreto armado debido al incremento de la ductilidad de curvatura, la cual asciende frente a un aumento en la proporción de refuerzo transversal; el incremento en el diámetro del refuerzo transversal influye en el aumento del momento último, en la curvatura última y en la ductilidad de curvatura, sin embargo, el

momento y la curvatura de fluencia se mantienen constantes; la ductilidad de curvatura disminuye mientras se incrementa el diámetro del refuerzo longitudinal; el incremento de la carga axial provoca una disminución en los valores de curvatura mientras que su descenso promueve un comportamiento dúctil; y las magnitudes de los momentos últimos y de fluencia se ven incrementados con el aumento de la proporción de acero de refuerzo longitudinal.

Según Tian et al. (2020), los mecanismos de colapso y el desempeño anticolapso pueden llegar a ser variables significativas como parte del diagnóstico de la fragilidad de una infraestructura de línea de torre de transmisión eléctrica de largo alcance bajo cargas externas como las del viento. Este estudio fue considerado del tipo cuantitativo y nivel correlacional. Se consideró como población a los sistemas de línea de torre de transmisión eléctrica y como muestra a un sistema de torres de 220 kV que cruza el río Amarillo en la provincia de Shandong, China. Se utilizaron los siguientes instrumentos: planos de construcción de las estructuras y las especificaciones técnicas de los materiales. El trabajo de investigación se basó en el estudio del colapso y análisis de la fragilidad de los sistemas antes mencionados y concluyó que el ángulo de incidencia del viento y el espaciamiento entre torres tiene un efecto obvio sobre la fragilidad y determinación de la velocidad crítica del viento. Los ángulos de ataque del viento más favorable y desfavorable son 180° y 90°, así como sus correspondientes velocidades críticas son 39.8 y 29.2 m/s respectivamente.

Kliukas et al. (2020) hallaron que las propiedades físicas y mecánicas en estructuras de concreto armado centrifugado pueden verse afectadas por el tipo y calidad de refuerzos de acero longitudinal o transversal. Este estudio fue definido como cuantitativo y nivel correlacional. Se consideró como población a muestras cilíndricas huecas hechas de concreto armado centrifugado y como muestra se evaluó 193 especímenes de concreto reforzado y 125 especímenes sin refuerzo. Los instrumentos utilizados fueron las especificaciones técnicas de

los materiales, planos de construcción y equipos de ensayo de laboratorio. La investigación obtuvo las siguientes conclusiones: la resistencia excéntrica o concéntrica de las secciones anulares frente a la compresión o flexión depende de la resistencia del concreto; durante el proceso de centrifugado se tiene un efecto negativo en la consolidación y el curado de la mezcla del concreto; la armadura longitudinal y transversal optimiza la interacción acero-concreto, permitiendo una distribución uniforme de esfuerzos en secciones anulares y mejorando el desempeño estructural.

De acuerdo con Yüksel y Foroughi (2020), las relaciones momento-curvatura de columnas circulares de concreto armado pueden verse significativamente influenciadas por la variabilidad de parámetros estructurales como carga axial, proporción de acero de refuerzo longitudinal, diámetro del refuerzo transversal y su correspondiente espaciamiento. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se consideró como población a columnas circulares de concreto armado y como muestra se crearon 48 columnas circulares con variaciones interiores en proporción del refuerzo longitudinal, diámetro y espaciamiento del refuerzo transversal, y nivel de carga axial. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. El estudio permitió establecer las siguientes conclusiones: con el incremento de la carga, se incrementaron los valores de curvatura de fluencia, momento de fluencia y momento último, sin embargo, la curvatura última y la ductilidad de curvatura se vieron disminuidas. Por otro lado, la ductilidad de la sección transversal se redujo cuando se incrementó el espaciamiento del refuerzo transversal al mantener un nivel de carga axial constante, y la disminución de dicho espaciamiento repercutió en un incremento de la ductilidad de la sección y su correspondiente curvatura. El incremento del diámetro del refuerzo transversal provocó el aumento la ductilidad de la sección transversal y la máxima capacidad de momento flector; además, produjo incremento en los

valores del momento último, curvatura última y ductilidad de curvatura, a pesar de que el momento de fluencia y la curvatura de fluencia se mantuvieron casi constantes. Finalmente, en función de la proporción de acero longitudinal, los investigadores concluyeron que el incremento en el diámetro del refuerzo longitudinal provocaría una caída en los valores de la ductilidad de curvatura.

Foroughi y Yüksel (2020) reconocieron que variables como la magnitud de la carga axial, los diámetros del refuerzo longitudinal y transversal; y el espaciamiento de este último, pueden influir significativamente sobre las relaciones momento-curvatura en columnas de concreto armado; las que fueron diseñadas bajo las recomendaciones del código sismorresistente de diseño de edificaciones turcas. El estudio fue considerado del tipo cuantitativo y nivel correlacional. Se consideró como población a pilares de concreto reforzado con tres tipos de secciones transversales: cuadrada, rectangular y circular. La muestra tomada fue pequeña e igual a 18 columnas por cada tipo de sección transversal, considerando variabilidad en los refuerzos longitudinales y transversales. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. La investigación permitió obtener los siguientes resultados concluyentes: las magnitudes de los momentos de fluencia y último se incrementaron cuando el espaciamiento del refuerzo transversal disminuyó; la capacidad de deformación plástica del elemento y su ductilidad rotacional se incrementaron significativamente con la reducción del espaciamiento del refuerzo transversal; se observó un comportamiento dúctil de las secciones transversales de pilares de hormigón reforzado gracias al incremento de la ductilidad de curvatura; esta ductilidad ascendió con el incremento en el tamaño del diámetro del refuerzo transversal y la capacidad de momento de la sección transversal subió al presenciar mayor ductilidad; el incremento del nivel de la carga axial provocó una caída en los valores de la curvatura mientras que un decremento causó un

comportamiento más dúctil de la sección de concreto armado; las capacidades de momento de fluencia y último aumentaron con el incremento en la proporción del refuerzo longitudinal; finalmente, un incremento en la proporción del refuerzo transversal permitió alcanzar comportamiento más dúctil de la sección transversal.

Sun et al. (2019) encontraron que es posible medir la resiliencia sísmica de un sistema de suministro de energía eléctrica (EPSS) de una comunidad a través de funciones de fragilidad sísmica y funciones de recuperación basadas en un modelo "agente-base" (ABM). Los agentes interventores en la investigación fueron el Operador de la EPSS y el Administrador de la Comunidad. El estudio fue del tipo cuantitativo y nivel correlacional. Se consideró como población a los sistemas de suministro de energía eléctrica y como muestra a 15 subestaciones de generación eléctrica y 19 subestaciones de distribución eléctrica provenientes del sistema IEEE 118-nodo. Los instrumentos utilizados fueron la técnica probabilística de simulación aleatoria Monte Carlo y el software de computación Matlab, mientras que, para determinar las funciones de fragilidad sísmica en los sistemas eléctricos se utilizaron los documentos oficiales del HAZUS-MH y Syner-G. Los investigadores llegaron a las siguientes conclusiones: la metodología ABM reveló la emergencia de un posible conflicto de intereses entre la comunidad y el operador del EPSS, y por tanto se ha demostrado que la solución de dichos conflictos influenciará considerablemente en el proceso de recuperación del sistema EPSS; además, indicó que mientras más se incremente el peligro sísmico será requerido un sistema comunitario de EPSS mucho más competente; sin embargo, si se incrementa la capacidad de respuesta del EPSS y de la comunidad a través del aumento de la velocidad de reparación, se reduce su vulnerabilidad; finalmente, la resiliencia del sistema puede ser mejorada significativamente si el agente Administrador interviene y enfatiza las prioridades de la comunidad al exigir

reparaciones más rápidas y eficientes, sobre todo frente a la amenaza de sismos de gran magnitud.

Según Baghmisheh y Estekanchi (2019), es importante también estudiar el impacto que tiene la interacción dinámica entre equipos eléctricos de una subestación de alto voltaje, en la respuesta y vulnerabilidad del equipo completo de subestación eléctrica. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se consideró como población a subestaciones eléctricas de alto voltaje y sus equipos eléctricos, y como muestra se evaluó cuatro modelos tridimensionales de distintos tipos de equipos eléctricos tanto en una condición conectada como desconectada: pararrayos (SA), transformador de corriente (CT), cortacircuitos (CB) e interruptor de desconexión (DS). Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción, especificaciones técnicas de los materiales y de las cargas. El análisis realizado condujo a las siguientes conclusiones: las variaciones en la respuesta de los equipos con sistemas conectados y no conectados dependen de las características del movimiento del suelo; la variación en el contenido de frecuencias provocó una notable contribución en los modos superiores; si se considera la conexión entre los equipamientos eléctricos se reduce las respuestas tanto del desplazamiento como del esfuerzo debido a la gran capacidad de disipación del deslizador de bus; cuando un movimiento del suelo provoca una amplificación en la respuesta de los sistemas conectados, dicho incremento en la intensidad genera una reducción en el efecto de interacción atribuido a la capacidad de disipación de energía que tiene el deslizador de bus; la interacción entre equipamientos tuvo un efecto significativo en su fragilidad ya que en el DS se obtuvo un 22% de incremento en la probabilidad de falla y en el caso del CT se obtuvo un 30% de decremento; la diferencia significativa en las vulnerabilidades entre el CB y el CT podría atribuirse a la excentricidad de las masas concentradas, lo que incrementaría la contribución de los modos torsionales; finalmente, en condiciones no conectadas, el parámetro medio de la

función de fragilidad para el SA estuvo alrededor de 4% menos que el calculado para el DS, mientras que en condiciones conectadas, el parámetro medio de la función de fragilidad para el DS fue 19% menor que el obtenido para SA.

Zeynalian y Khorasgani (2018) desarrollaron un análisis experimental del comportamiento estructural de postes de concreto armado comúnmente utilizados en redes de distribución eléctrica. Dichos postes fueron sometidos a condiciones climáticas rigurosas, específicamente con cargas de viento y hielo, para evaluar su desempeño. Este trabajo, de naturaleza cuantitativa y correlacional, se centró en postes de concreto armado con una geometría en forma de H. Para la fase experimental, se seleccionó una muestra de tres postes de 12 metros de longitud, cada uno con una capacidad de resistencia nominal de 400 kg_f. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Los postes de concreto armado con forma geométrica tipo H fueron definidos como población y como muestra se consideró a tres postes de 12 m de largo con una resistencia nominal de 400 kg_f en el ensayo experimental. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción, especificaciones técnicas de los materiales, e instrumentos de laboratorio para los ensayos experimentales. La investigación concluyó que las cargas prescritas bajo norma no causan ningún tipo de falla en dichas estructuras y por lo tanto la red de energía eléctrica se mantendría intacta, a pesar de que, existen muchos reportes técnicos que indican lo contrario cuando los postes son sometidos a condiciones climáticas severas bajo cargas de viento y hielo.

El segundo grupo de antecedentes internacionales toma en consideración la importancia que tienen los acelerogramas artificiales dentro del análisis tiempo historia no lineal de sistemas estructurales sometidos a la acción dinámica del sismo.

Según Solano y Aguirre (2019), la integración de las Funciones de Transferencia derivadas empíricamente y el enfoque estocástico propuesto por Bore, permiten simular registros sísmicos de alta frecuencia considerando la acción de un registro sísmico real. El estudio fue del tipo cuantitativo y nivel correlacional. Se consideró como población a acelerogramas sintéticos creados en función del sismo del 7 de noviembre de 2012 (Tapachula). La muestra estudiada fue de 17 sismos distintos obtenidos de 6 estaciones sismológicas provenientes de la red temporal de Tapachula. Los instrumentos utilizados fueron los métodos de Funciones de Transferencia Empíricas y el Método Estocástico de Bore. La investigación brinda las siguientes conclusiones: los sismos de menor magnitud exhibieron los peores ajustes sísmicos y, al incrementar la magnitud, el ajuste se perfeccionaba; finalmente, a pesar de que, la metodología planteada tiene inconvenientes al representar la fase de la onda "P", este resultado no es un problema ya que el método tiene excelente aproximación a los datos grabados dentro de la fase intensa de las ondas "S".

Yang et al. (2019) plantearon un método que permite obtener acelerogramas artificiales es el espectro compatible considerado como eficiente y preciso al crear señales consistentes y libres de desviación. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel exploratorio. Se consideró como población a registros sísmicos artificiales; y el registro base del movimiento sísmico obtenido en la estación Long Valley Dam durante el sismo de Mammoth Lakes (25 de mayo de 1980) permitió obtener una muestra de cuatro distintos registros sísmicos artificiales. Los instrumentos utilizados fueron las ecuaciones empíricas del método de ajuste espectral basado en ondículas (wavelets) y el programa de análisis de elementos finitos STARDYNE. Los investigadores concluyeron que su metodología llamada Método de la Matriz de Influencia (IMM) toma en consideración la influencia de todos los componentes de frecuencia durante las iteraciones. Además, observaron que la respuesta de sistemas estructurales bajo la acción de

acelerogramas artificiales creados usando el método IMM fueron más precisos y mostraron una menor variabilidad en la respuesta estructural medida en el tiempo.

García y Alcántara (2019) encontraron que el método espectro compatible puede complementarse con otras variables como las características de un evento sísmico real o las condiciones del subsuelo para crear acelerogramas compatibles que representen la dinámica del suelo de una forma mucho más realista. Dicha metodología generadora de señales modifica las aceleraciones en registros denominados "padres" (acelerogramas registrados) para producir individuos o nuevas señales adaptadas a ciertos objetivos (espectros). El estudio fue del tipo cuantitativo y nivel correlacional. Se consideró como población a los acelerogramas sísmicos naturales y genéticamente modificados; y como muestra se tomaron tres acelerogramas genéticos espectro-compatibles considerando dos tipologías de suelo distintas. Los instrumentos utilizados fueron registros sísmicos reales (zona de subducción) provenientes de la base de datos de México. La investigación concluyó que la técnica de generación de acelerogramas artificiales, inspirada en la teoría de la evolución de Darwin, es rápida y confiable ya que produce registros espectro-compatibles con una mínima desviación. La metodología usó un motor de búsqueda para seleccionar los primeros registros como individuos iniciales, y luego a través de una rutina genética, se encargó de modificar la población original a través de un proceso que define los pasos: apareamiento, selección natural y mutación. Finalmente, el procedimiento se aplica de manera continúa hasta que se obtenga el individuo (registro sísmico artificial) óptimo.

Vrochidou et al. (2018) presentaron una novedosa alternativa para crear registros sísmicos artificiales del suelo. La investigación se centró en desarrollar un método para crear acelerogramas artificiales que sean compatibles con un espectro de diseño preestablecido. La originalidad de esta metodología radica en su capacidad para manejar las características no

estacionarias y no lineales de las señales sísmicas. Para ello, emplean la Transformada de Hilbert-Huang (HHT) para descomponer dichas señales. Es importante destacar que el estudio también aborda y corrige los inconvenientes de la HHT, como el fenómeno de mezcla modal y los efectos finales, lo que garantiza una mayor precisión en los registros sísmicos generados. La investigación es del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se consideró como población acelerogramas reales y artificiales, y como muestra se tomaron 30 acelerogramas naturales. Los instrumentos utilizados fueron la técnica de Transformada de Hilbert-Huang, y como método de verificación se utilizaron los códigos de los programas SIMQKE y SeismoArtif. La investigación concluyó que la metodología presentada para crear acelerogramas artificiales presenta una mejor compatibilidad con el espectro objetivo en la mayoría de los casos ensayados.

1.4.2. Antecedentes Nacionales

Como se mencionó anteriormente en la realidad problemática y a diferencia de otros países, el Perú carece de estudios que hayan investigado el tema de vulnerabilidad sísmica de los SEAD, y los existentes se perfilan más hacia la aplicación en edificaciones. Es por ello, que no se cuenta con una base de datos de referencias en el tema a desarrollar en esta investigación como parte de antecedentes nacionales, salvo dos estudios especificados a continuación:

Ruiz y Rojas (2021) plantearon evaluar la fragilidad antes eventos sísmicos de los SEAD en Perú. Este estudio fue definido como cuantitativo y nivel exploratorio. Se consideró como población a la estructura de concreto que soporta el sistema eléctrico y como muestra se eligió a 11 subestaciones del tipo monoposte y 16 subestaciones del tipo biposte, todas dentro del distrito de Cañete. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. La investigación determinó que para un nivel de

intensidad sísmica de 0.475g, más del 50% de las subestaciones excederían un 50% de probabilidad del estado de daño que define colapso total y consideró 04 niveles de desempeño sísmico como: operacional, funcional, precolapso y colapso.

Rojas (2019) desarrolló una plataforma SIG para el análisis de vulnerabilidad sísmica en SEAD peruanas. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel exploratorio. Se consideró como población a este tipo de infraestructura y como muestra se eligió a 27 subestaciones ubicadas en la localidad del centro poblado Imperial en Cañete. Los instrumentos utilizados fueron cartillas de evaluación. La investigación concluyó que los mapas temáticos desarrollados sobre una Plataforma SIG facilitan la visualización de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de este tipo de infraestructura para distintos escenarios de intensidad sísmica y estableció 05 estados límite de daño estructural catalogados como: sin daño, fisura, abertura de fisura, fluencia y colapso dentro de la caracterización de la vulnerabilidad sísmica de los SEAD.

A continuación, se destacan trabajos previos realizados a nivel nacional enfocados en el análisis de desempeño sísmico, mediante la implementación de funciones de fragilidad derivadas analíticamente. Dichos estudios constituyen el marco técnico de referencia, del cual se adoptará la estrategia de modelado y el procedimiento de evaluación para la estimación probabilística del nivel de vulnerabilidad sísmica en SEAD.

Ruiz y Velásquez (2019) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de pabellones universitarios peruanos, y compararon la efectividad del análisis estructural no lineal de modelos planos (2D) frente a modelos tridimensionales (3D). La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se consideró como población a edificaciones universitarias peruanas (esenciales) y como muestra a la edificación aporticada de Enfermería en la UNSAAC

de Cusco. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. La investigación concluyó que existe una adecuada aproximación de los modelos planos en la dirección X con un porcentaje de error de 5%, sin embargo, en la dirección Y existe un error de 30% que se debería a la falta de convergencia de los resultados y a la no consideración del efecto torsional en esa dirección.

Según Ruiz (2018), el uso de curvas de fragilidad analíticas y factores de daño promedio aplicados a estructuras con igual nivel de importancia permitieron estimar los daños sísmicos en edificaciones universitarias peruanas. La investigación fue del tipo cuantitativa y nivel correlacional. Se consideró como población a edificaciones universitarias peruanas (esenciales) y como muestra a estructuras aporticadas de los pabellones de Ingeniería Electrónica y Enfermería en la UNSAAC de Cusco. Los instrumentos utilizados fueron planos de construcción y especificaciones técnicas de los materiales. La investigación concluyó que las estructuras de ambos pabellones presentaron factores de daño promedio de 19.05% y 8.80% respectivamente, traduciéndose en un aceptable comportamiento estructural frente a una intensidad sísmica de 0.22g en Cusco.

1.5. Justificación de la Investigación

No se tiene conocimiento en Perú (en forma de tesis, estudios de investigación, planes de exploración, etc.) sobre la vulnerabilidad sísmica de las líneas vitales de electrificación, con el objetivo de mitigar el riesgo asociado a eventos sísmicos. Se carece de información sobre la sensibilidad sísmica de las SEAD que operan con equipamiento expuesto al ambiente, concebidas para la conversión y/o segmentación del suministro eléctrico procedente de una red primaria de distribución, facilitando su posterior entrega hacia una red secundaria, circuitos de alumbrado público, otra red primaria o directamente a las cargas finales o usuarios.

De este modo, el estudio en curso posibilitó determinar la susceptibilidad sísmica de SEAD, fundamentándose en los criterios que se detallan a continuación:

1.5.1. Conveniencia

La conveniencia de la investigación es la aplicación de conocimientos teóricos sobre la elaboración de curvas de fragilidad analíticas para obtener la vulnerabilidad sísmica de infraestructura que funciona como línea vital de electrificación (SEAD). Dicha construcción de curvas de fragilidad se basa en datos de entrada como modelos constitutivos de los materiales, configuración y diseño estructural y demanda sísmica para crear distintos escenarios de vulnerabilidad sísmica. Esta metodología es interesante para predecir posibles estados límite de daño estructural o porcentajes de excedencia de un estado límite de daño específico, los cuales por ejemplo pueden indicarnos si un sistema estructural está en riesgo o no de sufrir un colapso.

1.5.2. Relevancia Social

El aporte de esta investigación será de gran relevancia e impacto social ya que permitirá obtener los porcentajes de excedencia de cierto estado límite de daño estructural en SEAD que caracterizan la vulnerabilidad sísmica de esta clase de infraestructura a nivel nacional. Con dicha información será posible identificar si este tipo de infraestructura tendrá un comportamiento eficiente o presentará colapso frente a un nivel de demanda sísmica específica. Además, es necesario indicar que los beneficiarios directos con los resultados de esta investigación serán aseguradoras, empresas de energía (empresas estatales), empresas subcontratadas e ingenieros de diseño eléctrico y estructural en general.

1.5.3. Aplicación Práctica

La investigación generará un aporte práctico sobre la predicción de la vulnerabilidad sísmica de SEAD que serán evaluadas sobre un perfil de suelo tipo S_1 catalogado por la norma NTE E.030 de Diseño Sismorresistente como “Roca o Suelo Muy Rígido”. Ello permitirá evaluar la vulnerabilidad de otras subestaciones de similares características asentadas en otra tipología de suelo a nivel nacional aplicando el factor de amplificación del suelo “S” indicado dentro de la norma especificada y que se determina en función del factor de zona sísmica “Z” y la caracterización del tipo de suelo extraído de un estudio de mecánica de suelos general. Además, la evaluación de vulnerabilidad sísmica de dicha infraestructura permitirá conocer el porcentaje de excedencia de cierto estado límite de daño estructural permitiendo saber, por ejemplo, si colapsará frente a un cierto nivel de demanda sísmica.

1.5.4. Utilidad Metodológica

El estudio ofrece una herramienta técnica que será utilizada para medir la vulnerabilidad sísmica de SEAD en otras ubicaciones del país considerando una distinta tipología de suelo y demanda sísmica acordes al entorno. Los datos de las estructuras y resultados de esta investigación serán plasmados en fichas resumen de recolección de datos.

1.5.5. Valor Teórico

El valor teórico que proporciona esta investigación es el conocimiento científico sobre la vulnerabilidad sísmica de infraestructura conformada por líneas vitales de electrificación, en este caso aplicada a SEAD.

1.6. Limitaciones de la Investigación

1.6.1. Espacial

La literatura nacional e internacional sobre el tema en estudio es escasa o prácticamente nula en este campo. A fin de obtener los resultados definitivos de esta investigación, se tiene la intención de desarrollar los primeros instrumentos de recolección de resultados (datos). La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se llevará a cabo en el contexto de un suelo caracterizado como "roca o suelo muy rígido" con S_1, cuyo valor de influencia es neutro, lo que permite la incorporación proporcional de otros factores diferentes en el resultado final (definido como "S" según la norma NTE E.030 de Diseño Sismorresistente).

1.6.2. Temporal

La vulnerabilidad sísmica de SEAD estará sujeta al análisis de curvas de fragilidad. La construcción de estas curvas se basa en la dispersión de los atributos histeréticos de los materiales de edificación y la excitación sísmica, los cuales se incorporan conjuntamente en una evaluación no lineal en el dominio temporal. Nuestra actual normatividad no considera el aporte del componente no lineal para evaluar el comportamiento sísmico de un determinado sistema estructural, por lo que aparece la necesidad de revisar bibliografía extranjera. Más adelante, con la evolución constante de nuestras normativas, se podrá plantear una nueva investigación comparativa con el presente trabajo.

1.6.3. Social

El obtener la información de los planos de estructuras de este tipo de infraestructura podría convertirse en un proceso complicado de superar ya que no es fácilmente compartida por las empresas que brindan servicios de energía, a pesar de que, la mayor parte de sus especificaciones técnicas de diseño y construcción están reguladas por normas de acceso gratuito dentro del Ministerio de Energía y Minas.

1.6.4. Ensayos

No es posible extraer un muestreo de los materiales conformantes de las SEAD que en la actualidad se encuentran en funcionamiento ya que ello podría acarrear su colapso inminente al disminuir la delgada sección transversal de las estructuras columnares elaboradas con concreto armado centrifugado mediante técnicas de producción industrializada. Esta infraestructura tiene un cuerpo delgado que impide extraer muestras con diamantina para evaluar sus propiedades físicas. Para vencer esta limitación, se utilizará la técnica de simulación de Montecarlo para evaluar una muestra significativa de estos sistemas estructurales presentando fluctuación en los parámetros resistentes de los materiales que integran el sistema.

1.7. Objetivos de la Investigación

1.7.1. Objetivo General

Determinar la influencia de la variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución.

1.7.2. Objetivos Específicos

Calcular el desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo - PGA.

Evaluar la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo - PGA.

Estimar el estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA.

1.8. Hipótesis

1.8.1. Hipótesis General

La variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos influye significativamente en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución.

1.8.2. Hipótesis Específicas

El cálculo del desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución supera el 0.7% de la altura considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.

La evaluación de la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución supera el 0.7% considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.

La estimación del estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución supera el 50% considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Bases Teóricas

2.1.1. Variable Independiente

Parámetros estructurales y sismológicos.

2.1.1.1. Dimensión I: Calidad del Concreto Simple.

La calidad del concreto simple está representada por aquellas propiedades y características que se deben tener sin algún tipo de refuerzo adicional, como por ejemplo las varillas de acero. La calidad del concreto simple se puede evaluar con propiedades como el esfuerzo a la compresión del concreto simple, su durabilidad, trabajabilidad, coherencia, impermeabilidad, entre otras.

A. Indicador. Resistencia a la compresión del concreto f'_c (kg/cm^2).

Se define a este parámetro como la capacidad de un material para soportar fuerzas de compresión aplicadas sobre él y que tienden a reducir su volumen. Se considera una de las

propiedades más importantes del concreto ya que es útil para evaluar su calidad y ajuste dentro de diferentes aplicaciones en el sector constructivo; de igual forma, este indicador afecta la respuesta elástica e inelástica del concreto sin refuerzo cuando se desea evaluar el modelo constitutivo del material.

2.1.1.2. Dimensión II: Calidad del Acero Estructural.

La calidad del acero estructural está representada por aquellas propiedades y características deseables en este material para que pueda ser utilizado en estructuras y construcciones. La calidad del acero estructural se puede evaluar con propiedades como el esfuerzo de fluencia, ductilidad, tenacidad, soldabilidad, uniformidad, entre otras.

B. Indicador. Esfuerzo de fluencia del acero f_y (kg/cm^2).

Este parámetro mide la magnitud de la resistencia de este material cuando se deforma de manera plástica frente a la acción de una carga. Es la tensión umbral a la que un material dúctil, como el acero, inicia su deformación plástica. Constituye un parámetro esencial para la estimación de la capacidad resistente y la estabilidad estructural de componentes de acero y elementos de concreto armado. Este valor determina el comportamiento elastoplástico del acero de refuerzo en modelos constitutivos y es sensible a las propiedades intrínsecas del material (tipo y grado de acero) y a parámetros extrínsecos tales como el régimen térmico y la celeridad de la deformación.

2.1.1.3. Dimensión III: Acelerogramas Sísmicos Artificiales.

Vienen a ser registros de aceleraciones que son generados a través de técnicas computacionales cuyo objetivo es simular la respuesta sísmica del suelo ocurrido un evento telúrico hipotético. Estas señales artificiales se emplean habitualmente en la ingeniería sísmica

y en el diseño estructural para analizar la respuesta y resistencia de las edificaciones, particularmente en ausencia de registros sísmicos reales de alta intensidad o magnitud en el área de interés. Estos registros sintéticos son creados tomando en cuenta la influencia de factores como la magnitud, el tipo de onda sísmica a replicar, las características geológicas del terreno y la ubicación del sitio de interés. Cabe resaltar que los aceleragramas sintéticos también pueden ser obtenidos a partir de técnicas de ajuste espectral y sea cual sea la forma o técnica por utilizar para obtener señales artificiales, siempre influirán en el comportamiento lineal o no lineal de los sistemas estructurales frente a cargas sísmicas.

C. Indicador. Máxima Aceleración del Suelo – PGA (g).

Denominada como Peek Ground Acceleration (PGA) en inglés, representa el máximo valor de aceleración que pueda sufrir un punto determinado del suelo durante la fase más intensa del sismo. Teóricamente, sabemos que la aceleración en cualquier tipo de sistema representa el cambio de velocidad de dicho objeto por unidad de tiempo y para fines estructurales puede medirse en m/seg^2, cm/seg^2, $pies/seg^2$, $pulg/seg^2$ o en términos de la gravedad (g). El PGA se erige como un parámetro fundamental en la valoración del comportamiento dinámico de las construcciones ante sismos y su subsiguiente diseño óptimo. Esta magnitud puede verse influenciada significativamente por ciertos factores sísmicos como la distancia epicentral, la magnitud del sismo, la propagación de las ondas sísmica y las características geológicas propias del lugar donde se evaluará el sistema estructural. En algunas ocasiones, el PGA es utilizado con otros parámetros, como el espectro de aceleración para caracterizar la respuesta dinámica de sistemas constructivos específicos, como los edificios.

2.1.2. Variable Dependiente

Vulnerabilidad sísmica.

2.1.2.1. Dimensión I: Respuesta Sísmica Estructural Global.

Esta dimensión está representada por el comportamiento dinámico de un determinado sistema estructural frente a la acción de un evento sísmico. En términos generales, se le puede interpretar como parte inherente del desempeño global de un sistema edificado a los movimientos, deformaciones y fuerzas experimentadas en su totalidad como respuesta a las ondas sísmicas. La respuesta sísmica global puede resultar de una interacción compleja entre muchos factores como las características del sismo, las propiedades del suelo, y la configuración, geometría y resistencia del propio sistema estructural. A través de la respuesta global se busca determinar si la estructura cumple con criterios específicos de diseño sísmico como los niveles de resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía. Algunos parámetros que pueden brindar una representación de la respuesta sísmica global de un sistema estructural son por ejemplo la fuerza cortante o el momento volcante en la base, desplazamiento máximo, aceleración o velocidad máximas, entre otros.

A. *Indicador.* Desplazamiento lateral máximo (m).

Este parámetro representa la medida máxima de movimiento horizontal que puede experimentar un sistema estructural durante la aplicación de una fuerza lateral que representa la acción del sismo, viento u otra externa. Es una medida importante que permite evaluar la respuesta sísmica de una estructura porque influirá en su estabilidad, capacidad de deformación y resistencia frente a dicho tipo de fuerzas. Debemos tener en cuenta que un mayor desplazamiento lateral máximo es sinónimo de una mayor demanda estructural y ello puede afectar la integridad no solo de los elementos estructurales sino también de los no estructurales.

El desplazamiento lateral máximo puede ser medido en diferentes puntos o niveles de la estructura, como por ejemplo el desplazamiento en la parte más alta de un edificio o el desplazamiento de tablero de un puente, y puede calcularse en dimensiones de longitud como el metro, centímetro, pies, pulgadas, etc.

2.1.2.2. Dimensión II: Respuesta Sísmica Estructural Relativa.

Esta dimensión representa el enfoque y uso de parámetros que permitan comparar y evaluar el comportamiento de varios sistemas estructurales que presentan características similares entre sí. En este caso no se analizan las dimensiones absolutas o globales de los mencionados sistemas estructurales, sino que se centra en la comparativa de relaciones o diferencias entre ellos a través de los parámetros relativos. La idea de la respuesta relativa es comparar estructuras que presenten características y/o geometrías similares cuyas respuestas frente a cargas como las fuerzas sísmicas, presentan valores proporcionales. Como resultado de esta comparativa, se pueden identificar patrones o tendencias junto a conclusiones sobre el desempeño sísmico de la estructura. Dentro de los parámetros que se pueden evaluar como parte de la respuesta sísmica estructural relativa podemos identificar desplazamientos relativos de entrepiso, distorsiones angulares máximas, aceleraciones y velocidades relativas, fuerzas cortantes de entrepiso, entre otras. Se debe hacer mención que la respuesta sísmica estructural relativa no proporciona una evaluación absoluta de la seguridad o el desempeño sísmico de la estructura por lo que debe estar acompañada de una medida global.

B. *Indicador.* Distorsión angular máxima (m/m).

Este indicador está representado por el ángulo máximo de rotación que experimenta una estructura producto de la aplicación de una excitación lateral que pueda estar representada por el viento, sismo o cualquier otra fuerza externa. La distorsión angular se presenta como un

cambio de forma del sistema estructural y es posible definirlo como la razón del desplazamiento relativo del nivel superior por la diferencia de altura medida desde el nivel inferior donde nace el ángulo y el nivel superior donde se mide el desplazamiento antes mencionado. Este indicador se puede medir en grados sexagesimales (°), radianes (rad) o en función de porcentajes (%) o de la relación de dos longitudes (m/m). La distorsión angular es un parámetro que se calcula en el diseño sísmico de estructuras con la finalidad de garantizar que dichos sistemas cumplan con requisitos mínimos de seguridad y desempeño estipulados en códigos y normas de construcción a nivel mundial. Debemos recordar que la magnitud de la distorsión angular puede tener implicancias significativas en la capacidad en función de la resistencia, la estabilidad y la respuesta relativa de la estructura durante un evento telúrico.

2.1.2.3. Dimensión III: Probabilidad de Excedencia de Daño Estructural.

Considerada como la posibilidad de que un sistema sufra un nivel de daño estructural específico o superior bajo la acción de fuerzas externas como las sísmica o las viento. Esta dimensión cuantitativa evalúa los niveles de daño estructural y su excedencia de ciertos umbrales predefinidos (estado límite de daño estructural) y pueden medirse en términos de fracciones, números decimales o porcentajes, que al final buscan representar la frecuencia esperada de ocurrencia de daño estructural.

El concepto de probabilidad de excedencia de daño estructural aplicado a la ingeniería sísmica se basa en el entendimiento de que los sismos son eventos aleatorios y los sistemas estructurales pueden experimentar distintos niveles de daño dependiendo de la intensidad del movimiento telúrico y de las características propias de la estructura. La relevancia de este parámetro se debe a que posibilita evaluar y cuantificar la vulnerabilidad o riesgo sísmico relacionado a una estructura específica o determinada región. Este indicador se aplica en el

diseño estructural ante sismos, en la verificación de la integridad de construcciones existentes y en la elaboración de políticas para la reducción de vulnerabilidad y el manejo del riesgo en entornos urbanos.

C. *Indicador.* Estado Límite de Daño Estructural (%).

Medida que indica la probabilidad de que un determinado tipo de estructura experimente niveles de daño iguales o superiores a un límite predefinido (estado límite de daño estructural) durante la acción de una fuerza externa como el sismo o el viento. Este indicador será medido en porcentaje e indica la frecuencia que se espera de ocurrencia de daños estructurales que sobrepasen ciertos límites de seguridad establecidos por normativas, códigos, manuales técnicos, entre otros.

El porcentaje puede ser calculado mediante análisis probabilísticos considerando factores como la capacidad de respuesta del sistema estructural y la incertidumbre en los parámetros del terremoto.

Es importante mencionar que este parámetro no expresa la ocurrencia de daños o no con una certeza absoluta, sino que representa una estimación probabilística del nivel de vulnerabilidad o riesgo sísmico de un sistema estructural. Por lo tanto, debe ser utilizado como una guía para definir y/o comprobar ciertos niveles de seguridad, y para tomar decisiones sobre el diseño, mantenimiento y evaluación de estructuras bajo los efectos de eventos sísmicos.

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Vulnerabilidad Sísmica

Según Montalvo (2014), la vulnerabilidad sísmica representa la magnitud del deterioro que una edificación puede experimentar frente a un sismo específico. En esencia, indica cuándo

la demanda impuesta por la amenaza sísmica excede la capacidad de respuesta que posee la estructura. La vulnerabilidad sísmica está principalmente influenciada por una combinación de elementos. Estos incluyen aspectos socioeconómicos, las características estructurales y arquitectónicas de las edificaciones, las condiciones geológicas del sitio, y la calidad constructiva.

2.2.2. Subestación Eléctrica

Una subestación eléctrica es una instalación clave en la red de energía. Su función principal es modificar los niveles de tensión eléctrica y/o gestionar el seccionamiento de circuitos. A menudo, estas instalaciones requieren edificaciones para proteger sus equipos. La Figura 3 muestra el ejemplo de una subestación eléctrica convencional. (Ministerio de Energía y Minas [MINEM], 2011).

Figura 3

Subestación eléctrica

Nota. La imagen muestra un ejemplo típico de subestación eléctrica. Tomada de “Plataforma SIG para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las subestaciones eléctricas aéreas de distribución”, por Rojas, 2019, *Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería*.

2.2.2.1. Subestación Eléctrica de Distribución. Una central de distribución eléctrica se define como una agrupación de componentes de infraestructura dedicados a la conversión, cuantificación, salvaguarda y/o interconexión de la potencia eléctrica. Dicha potencia se recibe de una malla de distribución de media tensión (primaria) y se entrega posteriormente a una malla de distribución secundaria, puntos de consumo como luminarias públicas, dispositivos de bombeo eléctricos (baja tensión), a otra malla primaria, o directamente a consumidores finales energizados en media o baja tensión desde la misma central. Adicionalmente, este complejo incorpora el esquema de conexión a tierra y las configuraciones edilicias que resguardan los equipos eléctricos, ya sea en formato interno o externo. (MINEM, 2011).

Generalmente los equipos encontrados dentro de este tipo de sistemas de distribución son el transformador de potencia y los equipos de maniobra, resguardo y control, tanto en el sistema primario como en el secundario. (MINEM, 2002).

Figura 4

Subestación eléctrica de distribución

Nota. La imagen muestra un ejemplo típico de subestación eléctrica de distribución albergada en una edificación.

La Figura 4 muestra un ejemplo de instalación de una subestación eléctrica de distribución del tipo convencional.

2.2.2.2. Tipos de Subestación Eléctricas de Distribución. En el Perú existen tres tipos de subestaciones eléctricas de distribución:

- Tipo convencional (de superficie en caseta o subterránea en edificio).

- Tipo aérea (monoposte “SAM” o biposte “SAB”)

- Tipo compacta (bóveda o pedestal)

La Figura 5, Figura 6 y Figura 7 muestran ejemplos de los distintos tipos de subestaciones eléctricas de distribución instaladas, manejadas y supervisadas en Perú. (MINEM, 2011).

Figura 5

Subestación eléctrica de distribución convencional

Nota. La imagen muestra un ejemplo típico de subestación eléctrica de distribución convencional albergada en una edificación.

Figura 6

Subestación eléctrica aérea de distribución

Nota. La imagen muestra un ejemplo típico de subestación eléctrica de distribución aérea instalada en el exterior tipo biposte (SAB).

Figura 7

Subestación eléctrica de distribución tipo compacta

Nota. La imagen muestra un ejemplo típico de subestación eléctrica de distribución tipo compacta instalada en el exterior.

A. Subestación Eléctrica Aérea de Distribución (SEAD). Estas subestaciones de distribución se caracterizan por tener sus equipos al aire libre, elevadas sobre el terreno con uno o dos soportes. Si la configuración de la subestación aérea es monosoporte, generalmente

se emplea un poste de concreto armado (SAM). Por otro lado, si la subestación se apoya en dos postes conectados por una plataforma que soporta el transformador, se clasifica como de tipo biposte (SAB). (Hinostroza, 2008).

Estas subestaciones tipo poste, identificadas como SEAD, encuentran aplicación en áreas geográficas urbanas y rurales, brindando el servicio eléctrico a consumidores industriales o domésticos. En la Figura 6 se observa un ejemplo de un SAB construida en la ciudad de Chiclayo y en la Figura 8 se observa un ejemplo de SAM construida en la ciudad de Lima.

Figura 8

Subestación eléctrica aérea de distribución tipo monoposte (SAM)

Nota. La imagen muestra un ejemplo típico de subestación eléctrica de distribución tipo aérea instalada en el exterior.

B. Postes de Concreto Armado Centrifugado. Estos postes de hormigón reforzado, a menudo producidos por centrifugado, se constituyen a partir de una mezcla de ligante hidráulico, agregados pétreos (gruesos y finos), agua y aditivos químicos. El poste lleva una armadura de refuerzo de acero corrugado ASTM A615 grado 60 para soportar demandas a flexión. El acero es colocado en moldes y luego de aplicar la mezcla de concreto se compacta todo el cuerpo a través de medios mecánicos de centrifugación. Los postes luego son curados a través de un tratamiento térmico de vapor saturado. La Figura 9 muestra el proceso de armado y desencofrado de postes de concreto centrifugado. (Rojas, 2019).

Figura 9

Proceso de fabricación del poste de concreto armado centrifugado

Nota. Se aprecia en la imagen un conjunto de trabajadores encargados de la elaboración y armado de nuevos postes de concreto armado centrifugado, y de su posterior desencofrado y curado. Tomada de “Plataforma SIG para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las subestaciones eléctricas aéreas de distribución”, por Rojas, 2019, *Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería*.

En el Perú se definen los criterios necesarios para los construcción y puesta en operación postes de concreto armado utilizados en instalaciones de líneas eléctricas aéreas (requisitos técnicos, procedimientos de prueba y el rotulado obligatorio). Según norma, se especifica que la capacidad mínima del concreto simple centrifugado a la compresión no debe disminuir de 280 kg/cm^2 a los 28 días. Indica adicionalmente que la armadura de acero debe alcanzar un límite elástico máximo de 4200 kg/cm^2. (Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual [INDECOPI], 2009).

Este trabajo de investigación utilizó los datos obtenidos de los planos de construcción de la empresa "CCP Concreto Centrifugado" quienes accedieron a compartir la información con miras a cumplir con los objetivos de este estudio de manera desinteresada. El tipo de poste seleccionado tiene un código 13/500/2/180-375Ø y presenta una longitud total de 13 metros desde su base a la cima y una longitud de empotramiento (enterrado) de 1.90 dentro del terreno natural. Este poste de concreto tiene diferentes diámetros en el desarrollo de su cuerpo troncocónico hueco que van desde 215 y 375 mm en la base hasta 40 y 180 mm en la cima (en ambos casos interior y exterior). Observando el dato anterior, el espesor de su anillo interior varía de 80 a 70 mm desde la base hasta la cima del elemento. En el caso del peso, el Departamento de Normalización y Costos de la empresa Luz del Sur considera adecuado utilizar un peso promedio de 1632 kg$_f$. (Luz del Sur, 2010).

Según Luz del Sur (2012), los transformadores eléctricos son elementos metálicos que tienen la principal función del seccionamiento y/o transformación de la energía en las SEAD y sus dimensiones y pesos varían de un mínimo de 50 kVA (315 kg$_f$ de peso) hasta un máximo de 630 kVA (1920 kg$_f$) por normatividad.

En subestaciones tipo SAB existen plataformas de concreto armado que sirven como soporte de transformadores cuyo peso máximo sea de 2600 kg_f, mientras que en el tipo SAM, el peso máximo aceptado por una plataforma es de 1300 kg_f. En cualquier caso, el peso propio de la plataforma es aproximadamente igual a 180 kg_f. (Luz del Sur, 2011).

De acuerdo con Luz del Sur (1987), para el caso de estructuras tipo SAB, se instala un elemento llamado "palomilla doble" que sirve de sujeción de los fusibles eléctricos seccionadores, y cuyo peso aproximado es de 130 kg_f.

Para la instalación de líneas de aisladores eléctricos, cadenas de suspensión y/o anclajes de líneas eléctricas aéreas de hasta 10 kV, se requiere del uso de ménsulas de concreto armado que tienen un peso aproximado entre 40 y 60 kg_f dependiendo de su longitud. (Luz del Sur, 2005).

Considerando que la variabilidad del peso de los elementos de concreto armado y eléctricos no ha sido aplicada dentro de esta investigación, se tomaron los valores más críticos (más altos) de los mencionados antes y detallados a continuación: se consideró la mitad del transformador (960 kg_f) porque su peso es soportado por dos postes de concreto en subestaciones tipo SAB (objeto de estudio); se utilizó una plataforma de soporte por cada poste que permitió resistir el peso de un solo transformador (180 kg_f); así como en el caso del transformador, también existe una sola palomilla entre los dos postes de una subestación del tipo SAB, por lo que el peso se redujo a la mitad (65 kg_f); y finalmente, se aplicó el peso de dos ménsulas que pudieran ser instaladas como máximo por un poste (120 kg_f). Sumando todos los aportes en peso se llegó a un cálculo total de 2957 kg_f aproximadamente, valor que incluye el peso propio del poste de concreto armado.

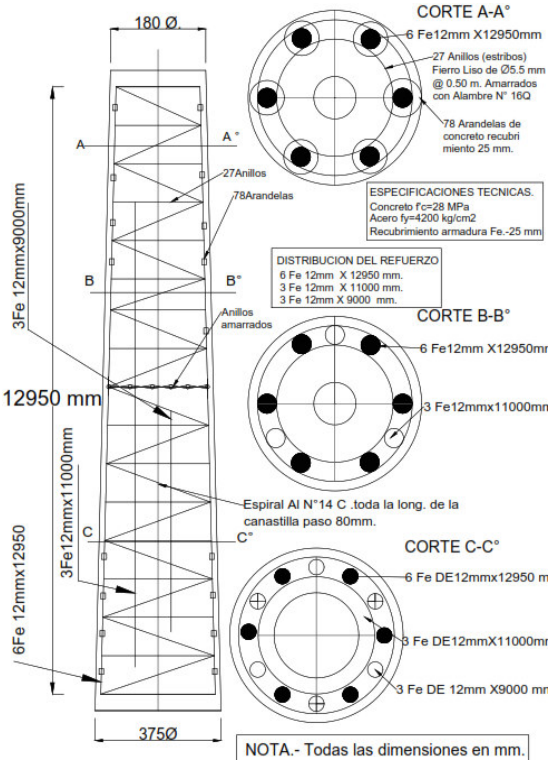
De acuerdo con lo visto en la Figura 10, el anillo de concreto armado del poste, cuyo f'_c es igual al mínimo de 280 kg_f/cm^2, se encuentra reforzado por una malla de acero longitudinal y una malla de acero transversal, ambas de una calidad de acero regulada por la norma internacional ASTM A615 G60 y/o la norma técnica peruana NTP 341.031 Grado 420. La malla presenta diferente disposición y número de varillas de refuerzo estructural a lo largo de la altura del poste. En la base, se aprecian 12 varillas de 12 mm espaciadas un aproximadamente 30° de forma radial uniforme en todo el perímetro del anillo de concreto. En una sección central, se observan 9 varillas del mismo calibre manteniendo la misma posición definida en la base. En la cima, el número de varillas desciende a 6 y su espaciamiento angular es aproximadamente igual a 60° radialmente.

Para esta investigación se aplicó el criterio de precisar el desempeño no lineal de la estructura en la ubicación de la base, ya que se sugiere que frente a la acción de acelerogramas sísmicos, se observó que existe degradación de la sección y su material (fractura) en los primeros 50 cm de la longitud del poste medidos a partir del nivel del suelo. (Baghmisheh y Mahsuli, 2021).

En la Figura 10 se aprecia la instalación de estribos circulares de diámetro igual a 5.5 mm espaciados cada 50 cm tanto en la cara externa como en la interna del anillo de concreto armado.

Figura 10

Planos y especificaciones técnicas de un poste SAB



Nota. En la imagen se observa el detalle del armado del acero principal y transversal para un poste típico de concreto armado en un SAB.

2.2.3. Modelos de degradación de resistencia y rigidez

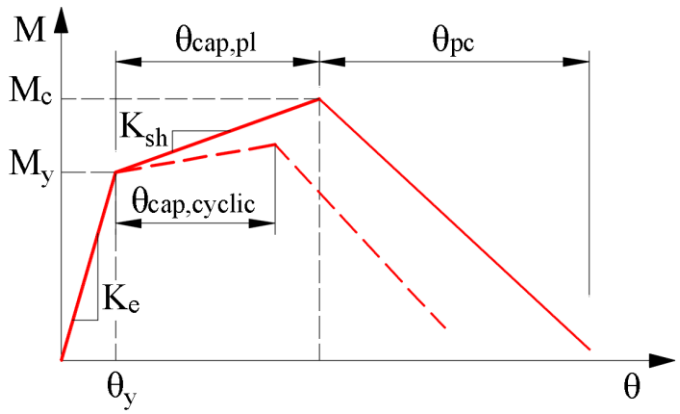
Según Haselton et al. (2016), para tomar en cuenta la no linealidad inherente al comportamiento mecánico de los materiales, secciones transversales o elementos estructurales, es necesario definir modelos fenomenológicos que capturen la respuesta histerética de sistemas estructurales de concreto reforzado considerando enormes deformaciones. Se ha estudiado que estos modelos pueden ser adecuadamente derivados de los datos obtenidos mediante pruebas experimentales en laboratorio de 255 especímenes de columnas de concreto armado que permitieron calibrar la estimación de datos como: rigidez inicial, límites de rotación inelástica y capacidad de disipación de energía. Se concluyó primero que los parámetros de diseño más influyentes sobre las propiedades del modelo estructural de cada columna son: la carga axial, la proporción del acero transversal y su correspondiente espaciamiento; por otro lado, se

propone un modelo analítico que evalúa la relación fuerza-deformación para simular un comportamiento cíclico no lineal de vigas y columnas en edificios de concreto armado; finalmente, se calibraron los parámetros del modelo bajo estadística robusta, incluyendo la cuantificación de incertidumbres en los parámetros del modelo.

De acuerdo con la Figura 11 se observan dos curvas: una monotónica (trazo continuo) y otra cíclica (trazo punteado), y en ambos casos se presenta una idealización trilineal de momento versus rotación basada en cinco parámetros: momento de fluencia (M_y), rigidez efectiva (K_e), proporción de momento último a momento de fluencia (M_c/M_y), rotación plástica ($\theta_{cap,pl}$) y rotación post máxima capacidad (θ_{pc}). A partir de estos parámetros, se pueden determinar la rotación de fluencia (θ_y), el endurecimiento por deformación inelástica (K_{sh}) y la rigidez de ablandamiento por deformación (K_{ss}) posterior a la máxima capacidad.

Figura 11

Idealización trilineal del comportamiento monotónico y cíclico no lineal



Nota. Curvas tri lineales de los comportamientos no lineales monotónico y cíclico de columnas de concreto armado. Adaptada de "Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse", por Haselton et al., 2016, *ACI Structural Journal*, *113*(6).

El primer parámetro por determinar fue K_e a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{EI_y}{EI_g} = 0.30\left(0.1 + \frac{P}{A_g f'_c}\right)^{0.80}\left(\frac{L_s}{h}\right)^{0.72} \quad (1)$$

Donde $\frac{EI_y}{EI_g}$ representa el porcentaje que define la rigidez efectiva en función de una rigidez bruta EI_g, el valor de P representa la carga axial, A_g es igual al área bruta de la sección transversal, L_s es la longitud total libre de la columna y h es el peralte del elemento en la dirección de análisis. Por recomendación del autor, el valor de $\frac{EI_y}{EI_g}$ debe ubicarse dentro del intervalo definido por los límites inferior y superior de 0.20 y 0.60, respectivamente; porque existe limitada base de datos para columnas con muy baja carga axial y la dispersión de la información para columnas con altas cargas axiales es considerable.

Otro de los parámetros considerados dentro del modelo no lineal es M_y, cuya determinación se basa en la teoría de compatibilidad de deformaciones. Ello se logró considerando que la sección se mantiene plana antes y después de las deformaciones mientras que el modelo constitutivo del concreto se idealizó como no confinado. (Popovics, 1973).

El modelo constitutivo del acero fue definido como bilineal con comportamiento elástico perfectamente plástico. Utilizando el método de fibras (capas) de materiales dentro de la sección de concreto armado y desarrollando un algoritmo en Python, se logró calcular el valor de M_y para diversas situaciones donde f'_c y f_y presentaban variabilidad. Para determinar el valor del M_c, se asume que la proporción del indicado a M_y es estimada en 1.13 con muy poca incertidumbre dentro de un análisis de regresión que involucra la importancia de la proporción de carga axial y la resistencia del concreto como variables estadísticamente significantes.

El tercer parámetro por definir fue $\theta_{cap,pl}$ a través de la siguiente expresión:

$$\theta_{cap,pl} = 0.12(1 + 0.55a_{sl})0.16^{v}(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43}0.54^{0.01c_{units}f'c}0.66^{0.1s_n}2.27^{10.0\rho} \quad (2)$$

Donde a_{sl} es un coeficiente considerado igual a 1 para aplicar el deslizamiento de barras en el borde de anclaje, v representa la proporción entre el nivel de carga axial sobre el producto de A_g por f'_c, ρ_{sh} considera el valor de proporción en el refuerzo transversal, c_{units} es un coeficiente que toma en cuenta la conversión de unidades a MPa, s_n es la proporción de esbeltez del acero de refuerzo longitudinal definida por el espaciamiento del refuerzo transversal sobre el diámetro de la varilla longitudinal, y ρ representa la proporción del acero longitudinal dentro de la sección de la columna. Para calcular el valor de ρ_{sh} se aplicó una relación proporcional directa correspondiente al cociente entre el volumen del acero de confinamiento y el volumen del concreto contenido en el núcleo estructural.

El último parámetro del comportamiento no lineal está definido por:

$$\theta_{pc} = 0.76(0.031)^{v}(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (3)$$

Haselton et al. (2016) recomiendan que el valor de θ_{pc} debe tener un límite práctico máximo de 0.10 radianes debido a la falta de información sobre elementos estructurales sujetos a grandes deformaciones. Se asume que este límite es conservador para columnas que presentan un adecuado confinamiento, sin embargo, los resultados existentes no justifican utilizar un valor mayor al especificado. Además, sugieren que las capacidades de rotación antes ($\theta_{cap,pl}$) y después (θ_{pc}) de la máxima capacidad Mc deben ser reducidas en 70% y 50% respectivamente; con la finalidad de obtener la pérdida de la resistencia y rigidez de la rótula plástica después de varios ciclos histeréticos.

Según Ibarra et al. (2005), la ingeniería sísmica basada en desempeño tiene como objetivo principal de evaluar sistemas estructurales bajo diferentes niveles de acción sísmica. Por ello surge la necesidad de utilizar o desarrollar modelo histeréticos que representen

adecuadamente el comportamiento de la estructura cercana al colapso. Un ejemplo claro del colapso en ingeniería sísmica es tomar en cuenta que un sistema estructural presenta una disminución en su capacidad portante frente a las cargas externas de gravedad debido a los efectos sísmicos reiterativos o réplicas.

Es común que estudios previos utilicen modelos histeréticos que presentan una curva "Backbone" sin deterioro junto a reglas de histéresis que ignoran la degradación de la rigidez o modifican su trayectoria en función a la rama de recarga, lo cual no representa adecuadamente los resultados de laboratorio obtenidos en ensayos de modelos a escala. Por ello, la investigación se basó en un modelo propuesto que considera la degradación de la resistencia y la rigidez bajo cargas cíclicas. Este modelo (Figura 11) está validado con datos experimentales de probetas de hormigón armado y se utilizará para analizar el comportamiento sísmico de sistemas estructurales de un solo grado de libertad. (Ibarra et al., 2005).

2.2.4. Curvas de Capacidad

Al requerir los datos de capacidad de una estructura, es necesario su resistencia y la deformación máxima que pueden soportar sus elementos en forma global. Si se necesita calcular la capacidad por encima del límite elástico y conocer un comportamiento realístico de un sistema estructural, es de vital importancia utilizar un análisis no lineal, como por ejemplo un análisis pushover. Este análisis implica realizar varios análisis lineales estáticos secuenciales que ayuden a encontrar una gráfica conocido como curva de capacidad. (Bonett, 2003).

2.2.4.1. Procedimientos Lineales. Las aplicaciones de estos procedimientos mantienen el concepto de una relación proporcional entre la fuerza y la deformación, e introducen ciertos ajustes dentro de las deformaciones globales de la estructura, además de

incluir características sobre la calidad de los materiales. Todo ello para considerar un posible comportamiento no lineal del sistema estructural ante la respuesta sísmica. Un modelo lineal puede evaluarse tanto bajo procedimientos estáticos como dinámicos. (Ruiz, 2018).

2.2.4.2. Procedimientos No Lineales. Estos procedimientos ofrecen la ventaja de aproximarse con mayor fidelidad al comportamiento real de los sistemas estructurales, ya que consideran modelos constitutivos no lineales de los materiales, posibles mecanismos de falla y la evolución de un colapso progresivo conforme se incrementan las solicitaciones. (Guevara et al., 2006).

La evaluación no lineal de sistemas estructurales puede realizarse tanto bajo condiciones estáticas como dinámicas.

A. Análisis Estático No Lineal. Entre las principales técnicas estáticas no lineales podemos mencionar algunas: análisis pushover, espectro de capacidad – demanda y coeficiente de desplazamiento.

El análisis pushover es una técnica eficiente y precisa que consiste en aplicar un conjunto de fuerzas laterales sobre un sistema estructural, las que se irán incrementando de forma monotónica hasta que la estructura llegue a su máxima capacidad o colapse (Ruiz, 2018).

Este tipo de análisis será útil en la presente investigación para determinar el punto de fluencia dentro del comportamiento estructural que tendrán las SEAD.

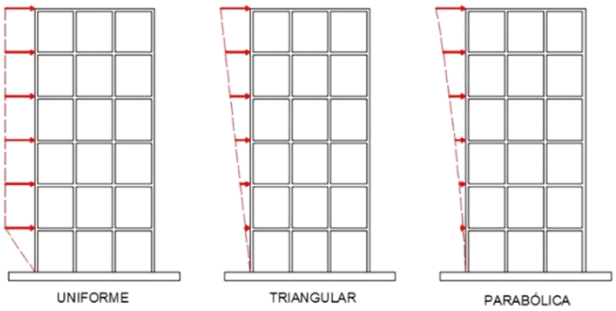
En la Figura 12 se ilustran distintas configuraciones del patrón de cargas laterales empleadas en el análisis pushover, las cuales pueden adoptar formas rectangulares, triangulares, parabólicas, entre otras.

Debido a la ausencia de un criterio universalmente aceptado para definir un patrón único, se hace necesario considerar al menos dos patrones distintos, con el propósito de

caracterizar adecuadamente la curva de capacidad a partir de los resultados obtenidos. (Moreno, 2006).

Figura 12

Patrones de carga ejemplos en análisis pushover



Nota. En la imagen se aprecia tres ejemplos distintos de patrones de carga que pueden suponerse dentro de un análisis estático no lineal pushover.

El presente estudio busca aplicar el análisis Pushover para determinar los puntos de fluencia y máxima capacidad de un poste de concreto armado en SEAD. El procedimiento fue implementado a partir de algoritmos de programación creados en Python que utiliza el lenguaje OpenseesPy y permite una interacción con el software de ingeniería estructural y sísmica Opensees. (McKenna et al., 2010).

Antes de ejecutar un análisis Pushover, es necesario desarrollar un análisis por fuerzas de gravedad (cargas muertas y/o vivas de ser necesario) considerando las propiedades físicas y de resistencia típicas en los elementos que conforman la estructura. En este caso, se consideró la carga muerta vertical y total calculada con anterioridad (2957 kg_f), que involucra los pesos de los elementos de hormigón reforzado y eléctricos. El código implementado en Python siguió algunas recomendaciones generales: se aplicaron 1000 pasos de análisis para representar de mejor forma el trazo de la curva de capacidad; se limitó el punto más alto del poste de concreto (cima) a un desplazamiento máximo de 1 m; y la carga aplicada se consideró proporcional a la

obtenida en la configuración modal fundamental del comportamiento dinámico de la estructura, definida a una altura de 5.40 desde el nivel de terreno natural (empotramiento). En este último requisito, se asumió que la mayor cantidad de peso y masa se concentra en la posición descrita.

B. Análisis Dinámico No Lineal. La representación más real del comportamiento que pueden tener las estructuras se puede lograr evaluando la capacidad estructural y su desempeño sísmico a través de este tipo de procedimiento que generalmente se le llama análisis no lineal tiempo historia. Si bien el modelo estructural utilizado es similar al empleado en un análisis estático no lineal, la diferencia esencial radica en la caracterización de la demanda sísmica, la cual puede definirse a partir de historias de movimiento registradas durante un periodo de tiempo específico (señales sísmicas reales o simuladas). Sin embargo, cabe destacar que la respuesta del sistema estructural varía significativamente en función de las características específicas del sismo, por lo que se requiere la incorporación de un espectro amplio de registros acelerográficos para lograr una evaluación más representativa. (Ruiz, 2018).

Esta investigación utilizó el análisis tiempo historia no lineal para determinar el comportamiento estructural (desplazamientos y distorsiones máximas de entrepiso) ante distintos niveles de demanda sísmica representados por acelerogramas artificiales espectros compatibles, ya que nuestro país no cuenta con la suficiente información de registros reales con distintos niveles de intensidad sísmica.

2.2.5. Acelerogramas Artificiales

Siempre ha existido una necesidad primordial para la población al definir la acción sísmica de la manera más aproximada a lo real, ya que una adecuada medición permitirá una mejor estimación de un riesgo sísmico confiable. (Pinto et al., 2007).

Los registros sísmicos reales ocurridos en una determinada zona geográfica de manera frecuente conforman una adecuada base de datos para llevar a cabo un sólido análisis sísmico. Cuando una región geográfica experimenta una baja recurrencia de sismos a lo largo del tiempo, se incrementa la incertidumbre asociada a la definición de la acción sísmica. En este contexto, el uso de acelerogramas sintéticos surge como una solución adecuada, ya que permite incorporar las propiedades fundamentales del movimiento sísmico, tales como la magnitud, la distancia hipocentral y el contenido espectral, entre otros aspectos relevantes. (Ruiz, 2018).

Se considera pertinente que cuando no se cuente con la cantidad suficiente de registros sísmicos reales, es posible utilizar técnicas numéricas que ayudarán a crear una familia de registros artificiales de una determinada zona geográfica, donde se cuente solo con la información de los espectros elásticos de diseño especificados en las normas de diseño sísmico de cada país. Es importante recalcar que dichas señales artificiales deben ser creadas considerando la compatibilidad de sus espectros de respuesta con los espectros inelásticos de diseño sísmico correspondientes. (Moreno, 2006).

2.2.5.1. Acelerogramas Artificiales Espectro Compatibles. El uso del espectro de respuesta resulta fundamental en la evaluación del comportamiento estructural frente a acciones sísmicas. Su importancia es tal que los códigos sísmicos internacionales lo han incorporado como estándar de diseño. En lugar de lidiar con la complejidad de los movimientos sísmicos reales, que varían mucho, se utiliza un espectro de respuesta predefinido y suavizado. Esto simplifica el diseño, permitiendo a los ingenieros concentrarse en la respuesta de la estructura a diferentes modos de vibración, teniendo en cuenta factores como el amortiguamiento y la ductilidad. (Ferreira et al., 2020).

Si bien el espectro de respuesta es una herramienta valiosa, a menudo resulta insuficiente para evaluar con precisión el comportamiento de estructuras complejas ante sismos. Esto se debe a que no captura fenómenos cruciales como el daño progresivo, la degradación de la resistencia por ciclos de carga (histéresis), la deformación permanente (respuesta inelástica), la inestabilidad por cargas axiales (efecto de segundo orden) y otros comportamientos no lineales. Para un análisis más realista, se recurre a los acelerogramas, que registran la aceleración del suelo durante un terremoto. Sin embargo, los acelerogramas reales presentan irregularidades y no se ajustan directamente a los espectros de diseño establecidos en los códigos. Por lo tanto, es fundamental generar acelerogramas artificiales que sean compatibles con estos espectros de diseño, una tarea esencial en la ingeniería sísmica. (Ferreira et al., 2020).

Ferreira et al. (2020) elaboraron un programa informático sencillo para generar acelerogramas que se ajusten a un espectro de respuesta dado, utilizando como base la modificación de registros sísmicos reales. Este programa fue aplicado en la presente investigación y propone el cálculo del espectro de respuesta inicial y la transformada de Fourier (FFT: Fast Fourier Transform) del registro sísmico para luego ajustar esta última en función de la diferencia entre el espectro de respuesta calculado y el espectro objetivo definido por los códigos de diseño.

El proceso para generar un acelerograma artificial que se ajuste a un espectro de respuesta específico comienza con el análisis de un registro sísmico real, calculando su espectro de respuesta y su FFT. Posteriormente, para cada frecuencia relevante, se ajusta el valor correspondiente de la Transformada original, modificándolo proporcionalmente a la relación entre la aceleración espectral objetivo y la aceleración espectral del registro inicial. Este ajuste se puede repetir iterativamente para refinar la precisión del acelerograma generado.

Finalmente, se aplica la Transformada de Fourier Inversa (IFFT) a los valores ajustados, reconstruyendo la señal en el dominio del tiempo y produciendo un acelerograma artificial que coincide con el espectro de respuesta deseado.

De acuerdo con lo indicado, para obtener la solución analítica para un determinado paso de tiempo Δt, la ecuación dinámica de movimiento se planteó de la siguiente manera:

$$x(t+\Delta t) = e^{\Delta t A} x(t) + \int_t^{t+\Delta t} e^{[(t+\Delta t)-\xi]A} B\ddot{u}_g(\xi) d\xi \quad (4)$$

Donde el término $x(t+\Delta t)$ representa el desplazamiento por cada paso de tiempo; los valores de A y B son matrices que dependen de una matriz identidad, de la frecuencia angular natural ω y de la proporción de amortiguamiento ξ; y $\ddot{u}_g$ es igual a la aceleración del terreno. Considerando que la aceleración del terreno presenta una variación lineal dentro de cada paso del tiempo, el análisis dinámico tiempo historia puede ser utilizado aplicando la siguiente ecuación:

$$x(t+\Delta t) = K_b x(t) + K_f B\ddot{u}_g(t) + K_{\Delta f} B\left[\ddot{u}_g(t+\Delta t) - \ddot{u}_g(t)\right] \quad (5)$$

Donde la solución $x(t+\Delta t)$ se encuentra en función de los valores K_b, K_f y $K_{\Delta f}$, que a su vez dependen de las variables mencionadas en el anterior párrafo.

Para resolver parte del problema, se aplicó la FFT para obtener el contenido frecuencial de la señal a partir de la expresión:

$$\ddot{U}_g(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{u}_g(t)\, e^{-(i\omega)t} dt \quad (6)$$

Donde el término $\ddot{U}_g(\omega)$ toma en cuenta el contenido frecuencial de la señal sísmica y $\ddot{u}_g(t)$ representa la aceleración original de la señal sísmica real.

Para recrear la variedad de las condiciones sísmicas, se eligieron 50 registros de terremotos reales ocurridos en Perú. Al considerar las aceleraciones en ambas direcciones (norte-sur y este-oeste) de cada registro, se obtuvo un conjunto de 100 muestras. Estos datos, procedentes de la base de datos REDACIS, fueron ajustados a diferentes niveles de PGA, y sus magnitudes se expresaron utilizando las escalas de momento (Mw), onda corporal (Mb) y local de Richter (Ml), según se detalla en la Tabla 4.

Tabla 4

Acelerogramas reales em las direcciones N-S y E-O de 50 sismos peruanos

Fecha	Ubicación	Mw/Mb /Ml	Fecha	Ubicación	Mw/Mb /Ml	Fecha	Ubicación	Mw/Mb /Ml
17/10/1966	Lima	8.1/-/-	10/04/2013	Lima	-/-/5.0	22/02/2019	Amazonas	-/-/7.7
31/05/1970	Áncash	-/6.6/-	05/06/2013	Lima	-/-/5.3	11/04/2019	Ica	-/-/5.3
03/10/1974	Lima	-/6.6/-	25/09/2013	Lima	-/-/6.9	25/05/2019	Amazonas	-/-/7.2
22/04/1991	Lima	5.7/-/-	25/11/2013	Lima	-/-/5.8	12/05/2020	Lima	5.0/-/-
23/06/2001	Moquegua	-/6.9/-	15/03/2014	Ica	-/-/6.2	31/10/2020	C. de Pasco	5.6/-/-
05/07/2001	Arequipa	-/6.0/-	01/04/2014	Tacna	8.2/-/-	09/08/2021	Ica	5.4/-/-
07/07/2001	Arequipa	-/6.5/-	02/04/2014	Tacna	7.4/-/-	25/08/2021	Lima	5.1/-/-
25/05/2005	Arequipa	-/-/5.7	22/06/2014	Lima	-/-/5.5	28/11/2021	Amazonas	7.5/-/-
15/08/2007	Ica	-/-/7.0	25/08/2014	Arequipa	-/-/5.7	24/11/2022	Arequipa	5.0/-/-
29/03/2008	Callao	-/-/5.3	14/11/2014	Lima	-/-/5.8	12/12/2022	Piura	5.0/-/-
21/03/2010	Tacna	-/-/5.1	11/02/2015	Tacna	-/-/6.7	18/12/2022	Amazonas	5.3/-/-
05/05/2010	Tacna	-/-/6.5	22/03/2015	Tacna	-/-/6.2	22/12/2022	Ucayali	5.6/-/-
13/07/2011	Lima	-/-/5.2	17/07/2017	Arequipa	6.3/-/-	20/12/2023	Arequipa	6.0/-/-
30/12/2011	Lima	5.0/-/-	13/08/2017	Junín	-/-/6.1	21/12/2023	Ucayali	5.0/-/-
28/10/2011	Lima	6.9/-/-	10/10/2017	Tacna	-/-/6.3	07/12/2024	Cusco	5.0/-/-
10/11/2012	Lima	-/-/6.0	17/05/2018	Lima	-/-/5.5	18/12/2024	Tacna	5.0/-/-
27/11/2012	Lima	-/-/5.0	20/11/2018	Huancayo	-/-/5.7	---	---	---

Nota. La tabla muestra la distribución temporal y espacial de las 50 señales sísmicas peruanas utilizadas para crear acelerogramas artificiales.

La diversidad de los sismos seleccionados se manifiesta en sus magnitudes, que oscilan entre 5.0 y 8.5 en Mw, entre 6.0 y 7.0 en Mb, y entre 5.0 y 8.0 Ml. Estos eventos, distribuidos geográficamente a lo largo de Perú y registrados entre 1966 y 2024, fueron sometidos a un

proceso de escalamiento, ajustando sus aceleraciones a 20 niveles de PGA que varían linealmente de 0.05g a 1.00g. Esta combinación de 20 niveles de intensidad con las 100 muestras sísmicas originales resultó en un conjunto de 2000 registros, buscando abarcar la incertidumbre inherente al comportamiento sísmico.

En este estudio, se implementó el método de espectro compatibilidad con una señal real, ajustando los registros peruanos antes mencionados al espectro de diseño establecido por la normativa peruana NTE E.030. (MVCS, 2020).

Dicha normativa define el espectro de diseño basándose en una metodología específica basándose en la siguiente formulación:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \tag{7}$$

Donde S_a representa la pseudo aceleración y Z es el porcentaje de la aceleración de la gravedad g que representa el peligro sísmico en Perú. Este último valor es considerado como el PGA del acelerograma y representará la proporción cambiante para definir la intensidad en los sismos artificiales. El valor de C depende de tres datos definidos dentro de la normativa peruana: periodo natural del sistema estructural, periodo de suelos rígidos (bajo) y periodo de suelos flexibles (altos); en este caso se utilizará un valor crítico (máximo) de 2.5 que también estaría relacionado a una estructura con periodo bajo de vibración (menor a 1 seg). El parámetro S representa un factor de amplificación del suelo y puede tomarse igual a la unidad considerando que simula las propiedades de un perfil estratigráfico rígido por norma (S_1).

Los valores de U y R representan el factor de importancia (uso) del sistema estructural y el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, respectivamente. En este estudio se utilizó el valor de 1.5 para el factor de importancia según los requerimientos de la norma sísmica peruana

cuando se analizan estructuras esenciales; y se asumió un valor neutral (1) para el coeficiente de reducción por recomendación para crear un denominado espectro elástico de diseño sísmico. (Fahjan y Ozdemir, 2008).

En el desarrollo del análisis dinámico no lineal basado en historias de aceleración, se desarrolló un programa específico en Python, empleando la plataforma Opensees y la biblioteca Openseespy descrita en el apartado de análisis Pushover. Este proceso permitió calcular las respuestas dinámicas de interés, en particular $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$ en la parte superior del poste de concreto armado de las SEAD, considerada la zona crítica. A partir de los valores de $\theta_{máx}$ obtenidos, se procedió a la elaboración de funciones de fragilidad, estableciendo su relación con los estados de daño estructural definidos más adelante.

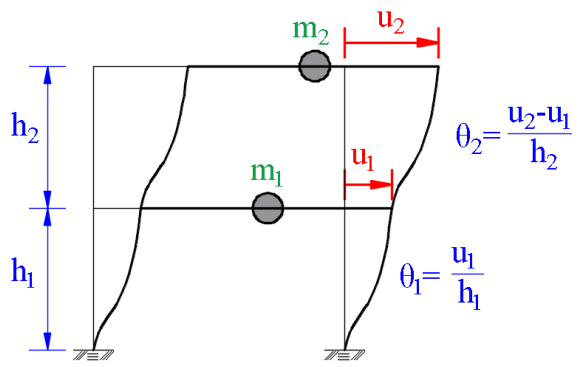
2.2.6. Desplazamiento ($D_{máx}$) y Distorsión Angular (Deriva) Laterales ($\theta_{máx}$)

Una de las formas en que se puede caracterizar el comportamiento estructural de un determinado sistema frente a la acción de fuerzas laterales es a través de la revisión de sus desplazamientos laterales, que como por ejemplo en edificaciones, es conveniente medirlos a nivel de entrepiso. Además, es de especial ventaja al evaluar la respuesta de un sistema estructural, utilizar un índice sin dimensiones que haga referencia al desplazamiento lateral dividido entre una altura de entrepiso. (Crainic & Munteanu, 2013).

Esta consideración se basa en la definición de una distorsión angular de piso que es idéntica al ángulo obtenido en una deformación de un plano por fuerzas cortantes dentro del estudio de la mecánica de materiales. Asumiendo que estas distorsiones angulares son pequeñas en comparación con todo el tamaño del sistema estructural, se pueden suponer iguales a la división entre el desplazamiento lateral y el desnivel entre dichos puntos, como se aprecia en la Figura 13.

Figura 13

Desplazamientos y derivas de entrepiso laterales



Nota. La imagen muestra la deformada del sistema estructural y la determinación de los desplazamientos y derivas laterales de entrepiso se un sistema aporticado de concreto armado.

2.2.7. Estados Límite de Daño y Niveles de Desempeño Sísmico

Los estados límite de daño estructural (ELDE) o no estructural son prescritos de acuerdo con ciertos estados límite de desempeño sísmico, todo ello en función de las siguientes variables: pérdidas físicas en bienes e infraestructura de las componentes estructural o no estructural, el nivel de amenaza a la que están expuestos los ocupantes y el grado de operatividad que presentará los sistemas estructural y no estructural pasado el evento sísmico. (Seismic Safety Commission [SSC], 1996).

Hoy en día, se cuenta con múltiples criterios que permiten establecer los niveles de desempeño sísmico y los umbrales de daño estructural y no estructural en estructuras edilicias, entre los cuales tenemos al comité VISION 2000, comité ATC-40, entre otras. Dichas recomendaciones se basan en observaciones de daños en edificaciones y ensayos de laboratorio de sistemas estructurales. (Structural Engineers Association of California [SEAOC], 1995).

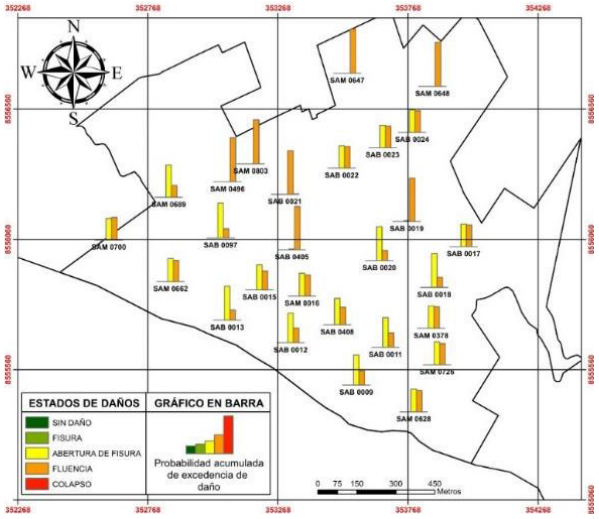
Según Rojas (2019), a partir del conocimiento adquirido mediante la inspección directa de daños estructurales en campo y del estudio de la capacidad estructural de postes fabricados con concreto armado en SEAD instaladas en Cañete (Ica), se logró completar un primer estudio que propone ELDE para este tipo de infraestructura. Los ELDE estimados en dicha investigación fueron los siguientes: fisura, abertura de fisura, fluencia y colapso (Figura 14).

Dichos ELDE sirvieron de referencia para desarrollar las curvas de fragilidad en el presente estudio, y con la finalidad de mantener una expresión clara, simplificada y diferenciada en su denominación, se procedió a etiquetarlas de manera equivalente a las siguientes expresiones:

- ✓ **ELDE1:** Estado límite de daño estructural de **fisura**.
- ✓ **ELDE2**: Estado límite de daño estructural de **abertura de fisura**.
- ✓ **ELDE3**: Estado límite de daño estructural de **fluencia**.
- ✓ **ELDE4**: Estado límite de daño estructural de **colapso**.

Figura 14

Estados límite de daño estructural para SEAD



Nota. La gráfica muestra un ejemplo de distribución de estados límite de daño estructural que ocurrirían sobre un número definido de SEAD bajo un cierto nivel de amenaza sísmica, en el centro poblado Imperial, provincia de Cañete. Tomada de "Plataforma SIG para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las subestaciones eléctricas aéreas de distribución", por Rojas, 2019, *Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería.*

El Servicio Ecuatoriano de Normalización (INEN, 1993, 2015) considera la base teórica para determinar los cuatro diferentes ELDE mencionados con anterioridad. Estos criterios son los siguientes: El **ELDE1** de **FISURA** indica que los postes ensayados no deben presentar desprendimientos del concreto simple (recubrimiento) en la zona en compresión luego de haberlos descargado, ni fisuramiento mayor a 0.05 mm en la zona en tracción, ambos correspondientes para una carga que sea aproximadamente igual al 20% de la carga nominal de rotura; el **ELDE2** de **ABERTURA DE FISURA** debe permitir apreciar fisuramiento no mayor a 0.10 mm en la zona en tracción ni desprendimiento del concreto en la zona comprimida cuando la carga llegue a un límite del 30% de la carga de rotura; finalmente los **ELDE3** y **ELDE4** correspondientes a **FLUENCIA** y **COLAPSO** respectivamente, se sustentan en base a la posición de los puntos de fluencia y rotura dentro de la curva de capacidad.

Los ELDE se pueden relacionar con un determinado nivel de desempeño sísmico a través de una descripción cualitativa de ciertas características del elemento o sistema estructural, donde se determinen las siguientes particularidades: grado de deterioro, grado de funcionalidad y grado de amenaza a los usuarios. (Rojas, 2019).

Estos ELDE pueden también ser extrapolados con los niveles de desempeño sísmico definidos por el Comité VISIÓN 2000 para plantear cuatro límites: operacional, funcional, precolapso y colapso total. (SEAOC, 1995).

A partir de lo antes expuesto se logra obtener una descripción clara de los niveles de desempeño alcanzados: el nivel **OPERACIONAL** no presenta alguna consecuencia que afecte a la población cercana (sin reparaciones) y/o los daños son ligeros permitiendo la operatividad del servicio de energía eléctrica; respecto al nivel **FUNCIONAL**, se presentan daños moderados que no inciden negativamente en las condiciones de seguridad de la comunidad, y a pesar que, se puedan requerir reparaciones menores, se mantiene el servicio eléctrico en el área afectada por el movimiento sísmico; el nivel **PRE-COLAPSO** describe la presencia de daños severos que, desde un enfoque técnico y de viabilidad económica, no resulten factibles ya que la estabilidad de la estructura se ve comprometida (cercana al colapso) al presentar degradación en la resistencia y la rigidez. Además, el servicio eléctrico es interrumpido y el sistema estructural representa un peligro para la población; el último nivel llamado **COLAPSO** detalla un daño completo del elemento en la base del poste de concreto armado, generando pérdida total de su estabilidad e interrupción del servicio de energía para la sociedad.

2.2.8. Curvas de Fragilidad

La estimación de la fragilidad estructural de una edificación está directamente relacionada con su nivel de vulnerabilidad sísmica, y puede cuantificarse mediante curvas de fragilidad. Estas funciones describen la probabilidad de que un sistema estructural o no estructural alcance o exceda un estado límite de daño específico bajo la acción de un sismo (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 1999).

Las representaciones estadísticas del daño, como las curvas de fragilidad, son de gran apoyo para la toma de decisiones en ingeniería estructural, compañías de seguros, investigadores, peritos en fiabilidad, etc., ya que permiten desarrollar los siguientes estudios: evaluación de riesgo sísmico, evaluación y reforzamientos de estructuras, optimización de sistemas estructurales y cálculo de factores de seguridad frente a la probabilidad de daño bajo distintos niveles de amenaza sísmica que servirán para la mejora continua de normativas de diseño sismorresistente. (Bonett, 2003).

Según Rojas (2019), las funciones de fragilidad permiten representar gráficamente la probabilidad de que una estructura alcance o supere un determinado ELDE, en función de un parámetro que describe la intensidad del movimiento sísmico (IMS).

Generalmente, el parámetro IMS corresponde a indicadores como la aceleración máxima registrada en roca (PGA), la velocidad pico (PGV), o las respuestas espectrales en términos de desplazamiento (Sd) o aceleración (Sa). (Moreno, 2006).

El presente trabajo adoptará el PGA como variable de intensidad para la construcción de las curvas de fragilidad.

Se reconocen cuatro metodologías fundamentales para estimar curvas de fragilidad, cada una caracterizada por distintos requerimientos de información y procedimientos de evaluación. Estos enfoques se pueden clasificar en: métodos empíricos basados en

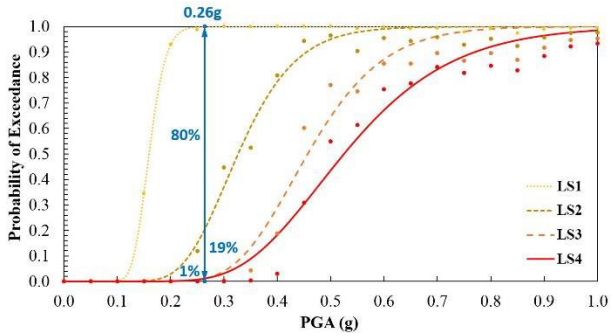
observaciones reales, métodos experimentales desarrollados en condiciones controladas, métodos sustentados en juicios técnicos, y métodos computacionales que emplean modelos estructurales. (Bonett, 2003).

2.2.8.1. Métodos Analíticos. Los métodos analíticos utilizan la simulación de la respuesta estructural en base a una determinada acción sísmica para estimar los posibles ELDE presentes en un sistema estructural. (Ruiz, 2018).

Dichos métodos, son útiles para zonas geográficas que no dispongan de suficientes datos de daños observados por sismos o que no cuente con un número suficiente de ensayos de laboratorio. Además, se considera que esta metodología es útil para estimar la vulnerabilidad sísmica de estructuras particulares como es el caso de las esenciales, como se puede apreciar en la Figura 15. (Bonett, 2003).

Figura 15

Funciones de fragilidad analíticas de un pabellón universitario peruano



Nota. La imagen muestra las curvas de fragilidad obtenidas por una metodología analítica para el pabellón universitario peruano categorizado como una edificación esencial. Tomada de "Seismic loss assessment for peruvian university buildings with simulated fragility functions", por Velásquez et al., 2018, *16th European Conference on Earthquake Engineering.*

Dentro de las técnicas para desarrollar funciones de fragilidad, los métodos analíticos frecuentemente emplean la distribución log normal para modelar parámetros que indican el nivel de daño (como el desplazamiento o la deformación máximos). Esto permite calcular la probabilidad de daño estructural (PDE) de un sistema, dado un cierto nivel de demanda sísmica, como el PGA. (Bonett, 2003).

La relación mencionada antes se puede expresar mediante la siguiente fórmula:

$$P(ELDE \geq ELDE_i/PIS) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{PIS,ELDE_i}} ln\left(\frac{PIS}{\overline{PIS}}\right)\right] \quad (8)$$

Donde $P(ELDE \geq ELDE_i/PIS)$ representa la probabilidad de excedencia de un $ELDE_i$; $\beta_{PIS,ELDE_i}$ y $\overline{PIS}$ vienen a ser la desviación estándar media y la media del logaritmo natural del PGA (PIS). En este estudio, se empleó el método analítico junto con la ecuación mencionada anteriormente para calcular las funciones de fragilidad de las SEAD.

Este estudio evaluó la vulnerabilidad sísmica de postes de concreto armado en SEAD, utilizando indicadores de daño como el desplazamiento máximo ($D_{máx}$) y la distorsión angular máxima ($\theta_{máx}$). Se generaron curvas de fragilidad y se calcularon las probabilidades de daño para niveles sísmicos específicos, basados en datos de investigaciones previas. Para lograr una representación más precisa, se consideraron las variaciones en las propiedades mecánicas de los materiales y la intensidad sísmica. El análisis estructural dinámico no lineal proporcionó los datos necesarios para un análisis estadístico consistente, que incluyó la evaluación de parámetros y la identificación de relaciones entre indicadores mediante técnicas de regresión lineal y no lineal.

2.3. Marco Legal

2.3.1. Marco Legal Nacional

La Constitución Política del Perú (1993), en su artículo 2, garantiza el derecho fundamental a la vida y establece la responsabilidad del Estado en cumplir con la seguridad de las construcciones. El Colegio de Ingenieros del Perú y la sociedad en general desempeñan un papel relevante en la garantía de la seguridad de dichas estructuras. Esta responsabilidad implica que debe establecerse normas técnicas que garanticen la seguridad, lo que incluye las instalaciones eléctricas en general.

La Norma Técnica Peruana de Edificaciones E.030 (MVCS, 2020) desempeña un papel crucial en la protección de este derecho, al establecer los criterios necesarios para el diseño sismorresistente de las edificaciones, incluyendo las estructuras de soporte de componentes eléctricos. El propósito de este marco legal es definir directrices concretas para asegurar la protección y resistencia sísmica de las estructuras de concreto armado que sostienen las instalaciones eléctricas vinculadas a la generación y adaptación de energía en el ámbito nacional, entre las que podemos mencionar a las SEAD.

El no acatamiento de las disposiciones legales, como las indicadas en la norma sísmica peruana, puede acarrear consecuencias legales tanto civiles como penales para aquellos a cargo del diseño, construcción y funcionamiento de las instalaciones eléctricas. En el caso de un incidente que resulte en daños a personas o propiedades, dichos individuos podrían ser obligados a pagar compensaciones económicas o incluso enfrentar penas de prisión.

Los sistemas estructurales de concreto armado juegan un papel crucial en las instalaciones eléctricas al brindar el respaldo y la estabilidad necesarios a los equipos y componentes. Es vital contar con un diseño y construcción apropiados de dichos sistemas con el propósito de reforzar la estabilidad y la protección de las instalaciones eléctricas, sobre todo en áreas con alta actividad sísmica como el Perú.

El Código Nacional de Electricidad (MINEM, 2011) considera pertinente que la ubicación física de SEAD debe mantenerse dentro de una distancia segura, que no impida el libre acceso a los predios o propiedades adyacentes, de acuerdo con lo establecido en su apartado 117.A (sección 11), haciendo referencia a su sección 23. El paso directo por los pasajes no deberá ser afectado ni obstaculizado por los postes que conformen parte de las SEAD, y su estructura debe ser ubicada de tal forma que su eje coincida con el límite de propiedad de los predios colindantes.

Según el Código Nacional de Electricidad (MINEM, 2011), en su apartado 117.B, sección 11, considera que para cumplir con el propósito de brindar accesibilidad y espacio en los entornos físicos cuando ocurren contingencias o emergencias, es necesario que las SEAD mantengan una distancia prudente respecto a los puntos de acceso y evacuación de construcciones que hayan sido autorizadas por la municipalidad o que formen parte de un proyecto aprobado (teatro, iglesia, local de espectáculos, clínica, iglesia, centro educativo, mercado, hospital y otros similares). Dichas consideraciones también están reglamentadas por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI).

A través de su norma técnica peruana NTP 339.027 incluye los requerimientos técnicos, ensayos necesarios y especificaciones de rotulación para postes de concreto armado empleados en infraestructuras de SEAD, redes de telecomunicaciones y sistemas de iluminación. Esta normatividad fue creada por el Comité Técnico de Normalización de Agregados, Hormigón (Concreto), Hormigón Armado y Hormigón Pretensado, y brinda alcances sobre la fabricación (materiales, dosificación, curado, resistencia a la compresión, armadura de refuerzo, y designación), requisitos (acabado y grietas, longitud total, coeficiente de seguridad, carga nominal de rotura, tolerancias y requisitos de carga de trabajo y rotura), muestreo y recepción,

métodos de ensayo, procedimientos (verificación de dimensiones, ensayos de carga de trabajo y rotura) y rotulado de postes de concreto armado. (INDECOPI, 2009).

2.3.2. Marco Legal Internacional

La Empresa Provincial de Energía de Córdova Sociedad Anónima (EPECSA, 1997) a partir de su norma ET4 de postes de crucetas de hormigón armado brinda especificaciones técnicas para postes de concreto armado y pretensado que estarán sometidos a condiciones ambientales normales y terrenos que no presenten agentes perjudiciales para el concreto. Estos postes estarán destinados como sostén de conductores aéreos de electricidad, y soportarán elementos adicionales como crucetas, ménsulas, vínculos y demás objetos del mismo material. La sección transversal de los postes es anular y de forma troncocónica cuyo proceso de compactación es realizado por vibración o centrifugación.

Esta normativa brinda alcances sobre definiciones técnicas y longitudes específicas de postes, deformaciones, condiciones generales en postes simples y dobles, crucetas y ménsulas, agujeros en postes, ranuras y ojos en crucetas, requisitos generales y particulares (baja, media y alta tensión) de postes, designación, pedidos, ofertas, inspección, ensayos en elementos de concreto armado, transporte, descarga y estiba de postes.

El Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC, 2013) estableció la norma técnica colombiana NTC 1329 que brinda alcances sobre el diseño, fabricación y ensayos de postes de concreto reforzado y pretensado que serán soportes estructurales para equipos y líneas aéreas de electricidad, alumbrado, telecomunicaciones, distribución y líneas de subtransmisión de energía eléctrica en baja y media tensión. A diferencia de las demás normativas nacionales o internacionales, este reglamento no brinda especificaciones para el traslado, entrega o instalación de postes del mismo material. La

normatividad considera una clasificación de postes de acuerdo con su geometría de sección transversal: circular llena, anular u octogonal ahuecada. También considera una geometría adicional llamada “especial” cuando la sección transversal, conicidad o carga mínima de rotura cambian de acuerdo con las exigencias del comprador.

El reglamento colombiano señala condiciones generales sobre fabricación de postes, armado de canasta de acero, preparación del encofrado para el vaciado, perforaciones, vaciado de concreto, curado, fraguado con acelerante y desmolde de postes. Los materiales, parámetros geométricos, conicidad, valores mínimos de carga de falla, niveles de carga operativa, deformaciones estructurales, resistencia del concreto a esfuerzos compresivos, barras principales de refuerzo, protección del acero mediante recubrimiento y longitud requerida de anclaje en la base, son las características técnicas mínimas en propiedades geométricas y mecánicas que brinda la norma técnica colombiana NTC 1329. Al final, considera algunos alcances sobre criterios de aceptación o rechazo de los especímenes, ensayos de laboratorio y de carga, y rotulado de postes. (ICONTEC, 2013).

2.4. Marco Filosófico

A lo largo del tiempo, la humanidad ha orientado sus esfuerzos hacia el uso racional de los recursos naturales, construyendo infraestructuras que aseguren protección y mejoren su calidad de vida. No obstante, los terremotos evidencian nuestra vulnerabilidad ante las fuerzas inherentes a la naturaleza que en la mayoría de los casos producen destrucción y muerte. Esta interacción entre el ser humano y el entorno natural nos invita a reflexionar sobre nuestro impacto en el planeta y la importancia de armonizar nuestras acciones con los procesos naturales, planteando cuestionamientos sobre nuestro papel como agentes de transformación y la necesidad de respetar y adaptarnos a la dinámica natural del mundo. (Leopold, 1966).

Según Alesch (2005), una comunidad es un sistema dinámico conformado por gente, organizaciones y relaciones e interacciones específicas. Gran parte de estas interacciones y relaciones están respaldadas físicamente por el entorno construido de una comunidad, por una red compleja e interdependiente de subsistemas y componentes diseñados, incluyendo edificios puentes, tuberías, instalaciones de generación y transformación de electricidad, entre otras estructuras.

Como resultado, el entorno construido juega un papel importante para que una comunidad funcione de manera exitosa, proporcionando las bases físicas para gran parte de las actividades económicas y sociales que caracterizan a una sociedad moderna. Los peligros naturales como terremotos, huracanes e inundaciones pueden dañar el entorno construido de una comunidad, lo que a su vez puede alterar la seguridad, economía, salud y bienestar público. (O'Rourke, 2007).

De acuerdo con Bachelard (2000), el avance científico del ser humano debe ser capaz de romper con ideas preconcebidas para abrirse a nuevas interpretaciones de los fenómenos naturales como son los terremotos. Esta idea está relacionada con la ruptura epistemológica y la superación de obstáculos, que sugiere que debemos cuestionar las ideas tradicionales sobre la naturaleza de los fenómenos naturales y estar abiertos a nuevas teorías y enfoques científicos para comprenderlos y mitigar sus efectos. Se considera también que la importancia de la experimentación y la observación dentro del método científico, ya que permitirá comprender y estudiar los efectos de los terremotos sobre las estructuras y/o construcciones realizadas por el ser humano. Por tanto, la recopilación de datos empíricos será fundamental para comprender dichos eventos externos.

El grado de susceptibilidad sísmica de los postes de concreto armado utilizados en SEAD nos enfrenta a la realidad del riesgo sísmico y la incertidumbre asociada. Esta conciencia del riesgo nos obliga a reflexionar sobre nuestras percepciones y actitudes hacia los peligros naturales, así como sobre la importancia de la preparación y la planificación para reducir el impacto de los desastres. (Quarantelli, 1998).

Nos confronta con la realidad de nuestra fragilidad como seres humanos frente a las fuerzas poderosas y a menudo incontrolables de la naturaleza. Nos recuerda nuestra limitada capacidad para prever y controlar los eventos sísmicos, y nos invita a reflexionar sobre nuestra posición dentro de un universo que a veces escapa a nuestro entendimiento y control. Esta reflexión nos insta a considerar la importancia de la preparación y la planificación en la reducción del impacto de los desastres naturales. Nos recuerda la necesidad de estar preparados para enfrentar situaciones de emergencia y la importancia de implementar medidas preventivas y de mitigación para proteger a las comunidades vulnerables. Esta preparación no solo implica acciones prácticas, como la construcción de infraestructuras resilientes, sino también una actitud mental de alerta y precaución ante los peligros que nos rodean.

Según Quarantelli (1998), la actual realidad nos invita a adoptar una postura de humildad y respeto hacia el entorno natural, reconociendo nuestra interdependencia con él y la necesidad de coexistir de manera armoniosa con sus fuerzas y ciclos. Nos recuerda que, aunque no podemos eliminar por completo el riesgo sísmico, podemos aprender a convivir con él de manera responsable y consciente, tomando medidas para proteger nuestra seguridad y la de las generaciones futuras.

Las SEAD son instalaciones esenciales que suministran energía a la comunidad. La fragilidad de los postes de concreto en las SEAD frente a los sismos va más allá de un simple

problema técnico. Conduce a examinar de manera consciente la interdependencia entre las prácticas de la ingeniería civil y los procesos naturales, y nos invita a reflexionar sobre la dualidad entre la fragilidad y la resistencia de las estructuras humanas ante la fuerza de la tierra. La susceptibilidad sísmica de estas estructuras, particularmente de los postes de concreto armado que las sostienen, constituye una amenaza importante para la continuidad del suministro eléctrico y la seguridad de la población. Para enfrentar la vulnerabilidad sísmica de los postes de concreto armado, se plantea un enfoque conceptual fundamentado en la *resiliencia*. La resiliencia se entiende como la habilidad de un sistema para asimilar, adaptarse y restablecerse tras una perturbación, siendo en este caso el evento sísmico el factor disruptivo.

La vulnerabilidad sísmica no se limita únicamente a las edificaciones físicas, sino que impacta de manera significativa a las comunidades y a la sociedad en su totalidad. La resiliencia socioeconómica y comunitaria se define como la capacidad de individuos y grupos sociales para hacer frente, responder de manera flexible y recuperar su funcionalidad ante los efectos de un terremoto. Esto incluye aspectos como la preparación ante emergencias, la colaboración entre distintos sectores y una respuesta eficiente y ágil ante la crisis. (Norris et al., 2008).

Ningún grupo está exento del impacto de los desastres naturales, los cuales pueden perjudicar a personas de todos los sectores sociales y culturales, sin distinción de edad o género. La vulnerabilidad sísmica, por lo tanto, trasciende las divisiones socioeconómicas y nos recuerda nuestra interdependencia como seres humanos en un mundo compartido. Nos desafía a considerar cómo nuestras acciones individuales y colectivas pueden contribuir a la resiliencia de la sociedad en su conjunto, y cómo podemos trabajar juntos para mitigar los impactos de los desastres.

La resiliencia, definida como la habilidad de un sistema para ajustarse y recuperarse ante una situación adversa, proporciona un enfoque filosófico significativo para enfrentar la vulnerabilidad sísmica de los postes de concreto armado. En vez de considerar la vulnerabilidad como una limitación, la resiliencia nos anima a percibirla como una posibilidad para el desarrollo y la evolución, tanto a nivel personal como social. (Luthar et al., 2000).

La vulnerabilidad sísmica de este tipo de infraestructura plantea dilemas éticos esenciales sobre la responsabilidad de los ingenieros civiles hacia la sociedad y el medio ambiente. Es crucial reflexionar sobre nuestro deber moral en la protección de las comunidades ante los desastres naturales y encontrar formas de incorporar consideraciones éticas en el diseño y la administración de infraestructuras críticas. (Harris et al., 2019).

El concepto plantea la necesidad de integrar una perspectiva ética en todas las fases del ciclo de vida de las infraestructuras, desde el diseño y la ejecución hasta su administración y conservación. Esto implica no limitarse únicamente a los factores técnicos y económicos, sino también incorporar de manera consciente los efectos sociales, ambientales y éticos que puedan surgir a largo plazo.

Para abordar efectivamente la vulnerabilidad sísmica de los postes de concreto armado, es necesario adoptar un enfoque interdisciplinario que combine la experiencia de diversas áreas del conocimiento, como la ingeniería, las ciencias sociales, la ética y la filosofía. Esta colaboración entre disciplinas nos capacita para enfrentar de manera integral los desafíos complejos asociados, fomentando así la generación de soluciones innovadoras y sostenibles. (Klein, 2009).

La adopción de un enfoque interdisciplinario para comprender y mitigar la vulnerabilidad sísmica refleja un reconocimiento profundo de la complejidad inherente a este

problema y la necesidad de abordarlo desde múltiples perspectivas. Desde una perspectiva filosófica, este enfoque interdisciplinario nos invita a reflexionar sobre la naturaleza misma del conocimiento y la forma en que entendemos y respondemos a los desafíos que enfrentamos como sociedad. En primer lugar, nos lleva a cuestionar los límites de nuestras disciplinas individuales y a reconocer la interconexión entre diferentes áreas del saber. La filosofía, al proporcionar un marco conceptual amplio y reflexivo, nos ayuda a comprender cómo se entrelazan los aspectos técnicos, sociales, éticos y filosóficos en la comprensión y abordaje de la vulnerabilidad sísmica. Además, este enfoque interdisciplinario nos invita a considerar no solo las causas técnicas y físicas de la vulnerabilidad sísmica, sino también sus dimensiones sociales, éticas y culturales.

La colaboración entre ingenieros, científicos sociales, filósofos y expertos en ética nos permite examinar las implicaciones más amplias de nuestras decisiones y acciones en relación con la infraestructura y la seguridad pública. Nos desafía a considerar cómo los valores éticos y morales influyen en nuestras decisiones de diseño y gestión de infraestructuras, y cómo podemos integrar estos valores en nuestro trabajo profesional. Este enfoque interdisciplinario nos lleva a explorar nuevas formas de pensar y resolver problemas. Al reunir perspectivas diversas y a menudo complementarias, podemos generar soluciones innovadoras y creativas que aborden de manera más efectiva los desafíos de la vulnerabilidad sísmica. Nos anima a buscar nuevas ideas y enfoques, a desafiar las suposiciones convencionales y a fomentar un diálogo abierto y colaborativo entre diferentes disciplinas y comunidades de práctica.

III. MÉTODO

3.1. Tipo de Investigación

3.1.1. Tipo

3.1.1.1. Por Enfoque. Esta investigación adopta un diseño de investigación cuantitativa, ya que está estructurada para medir y analizar fenómenos específicos. Esto implica la manipulación sistemática de variables para determinar vínculos de causa y efecto. La base de este enfoque reside en la recopilación de datos empíricos y su posterior evaluación estadística para validar las hipótesis de investigación. En definitiva, esta metodología busca identificar regularidades en el comportamiento y proporcionar respaldo empírico a las teorías existentes. (Hernández et al., 2014).

3.1.1.2. Por Propósito. De acuerdo con el propósito, la presente investigación es aplicada o tecnológica ya que su propósito general es resolver problemas prácticos. Una característica clave de este tipo de investigación es su dependencia del aprovechamiento o la gestión del conocimiento establecido. (Supo y Cavero, 2014).

3.1.2. Nivel

Esta investigación se clasificó como ***explicativa*** porque su objetivo principal fue esclarecer las causas profundas de un evento e identificar las condiciones específicas bajo las cuales surge. La idea es relacionar los cambios de ciertas condiciones dentro de la variable causal (independiente) para obtener un resultado. (Hernández et al., 2014).

Una investigación explicativa trata de comprobar vínculos causales entre variables. (Supo y Cavero, 2014).

3.1.3. Diseño

Este estudio planteó un diseño ***experimental*** para asegurar un control riguroso sobre todas las variables cruciales para la validación de la hipótesis. (Hernández et al., 2014).

Este diseño implica que el investigador identifique y gestione activamente las características clave, modificándolas para obtener resultados. Simultáneamente, trabaja para eliminar cualquier variable de confusión que pueda distorsionar las observaciones. (Supo y Cavero, 2014).

3.2. Población y Muestra

3.2.1. Universo

El universo es el grupo de situaciones que se ajustan a la investigación deseada. Esta investigación se enmarca en el ***universo*** de las ***subestaciones eléctricas de distribución***. (Supo y Cavero, 2014).

3.2.2. Población

La ***población*** estudiada en esta investigación son las ***subestaciones eléctricas aéreas de distribución (SEAD)***. Podemos precisar el término población como un grupo de elementos finitos o infinitos que presentan característica en común, y que está circunscrito por la formulación del problema y las metas analíticas establecidas en el diseño del estudio. (Arias, 2012).

3.2.3. Población Objetivo

La población objetivo debe ser considerada con total transparencia y exactitud dentro del marco de referencia del problema y objetivo generales de la investigación. (Arias, 2012).

En este caso, para la presente investigación, se eligió ***población objetivo*** a las ***subestaciones eléctricas aéreas de distribución asentadas sobre un perfil de suelo tipo S_1***, donde la clasificación geotécnica fue determinada de acuerdo con lo indicado en el Artículo 12 del reglamento sísmico peruano. (MVCS, 2020).

3.2.4. Muestra

La muestra es la unidad mínima de observación y análisis que será la esencia de la investigación, y que resulta de un proceso denominado muestreo, cuyo objetivo es determinar su tamaño en función de la población objetivo. (Supo y Cavero, 2014).

En esta investigación se aplicará la ***técnica de muestreo probabilístico aleatorio simple*** aplicando la proporción poblacional en este tipo de infraestructura. (Arias, 2012).

Si se conoce que las SEAD pueden clasificarse de dos tipos de acuerdo con el número de postes que la soportan: Monoposte (SAM) y Biposte (SAB). El estudio actual se centrará en el sistema SAB, examinando sus parámetros de diseño más cruciales, que incluyen la altura del poste y la contribución del peso de todos los elementos sismorresistentes y los elementos eléctricos complementarios.

Según Arias (2012), el tamaño mínimo de la muestra calculada dentro de esta investigación se determinó en función de un criterio estadístico que puede ser aplicado cuando el caso de estudio tiene las siguientes características:

- El objetivo principal de la investigación debe ser estimar el promedio proporcional (variable cuantitativa) o la proporción poblacional (variable cualitativa).

- El muestreo debe ser aleatorio o probabilístico.

- El tipo de población debe enmarcarse en una cantidad finita (tamaño de población conocido) o infinita (tamaño de población desconocido).

- La magnitud de la variabilidad dentro de la población, o el porcentaje poblacional que exhibe con claridad un atributo específico. Estos datos pueden ser obtenidos previa revisión de estudios anteriores o a través de un ensayo o prueba piloto.

- La determinación anticipada de la confianza estadística y la precisión del estimador resulta fundamental para la validez del análisis.

Considerando lo antes expuesto y definiendo a la población objetivo de las SEAD asentadas sobre un perfil de suelo tipo S_1 como una cantidad infinita, ya que no se cuenta con un registro contable al desarrollar una investigación aplicada a un sistema estructural que se construye en todo nuestro país (contabilidad tediosa y casi imposible de realizar), es preciso estimar la dimensión muestral adecuada con base en un enfoque probabilístico que contemple la proporción poblacional.

Arias (2012) plantea una expresión matemática para calcular el número óptimo de unidades muestrales, bajo un supuesto de proporción poblacional con tamaño indeterminado:

$$n_0 = \frac{Z^2\ P\ Q}{E^2} \qquad (9)$$

Donde:

Z = valor normal a un nivel de confianza dado. Se tomará un valor de 1.96 para un nivel de confianza del 95%. En esta investigación se usará un contraste de hipótesis bilateral que debe cumplir con una de dos condiciones: la dimensión muestral alcanza un mínimo de 30

observaciones bajo normalidad estadística, o se dispone de una población muestral extensa superior a 100 datos. (Gutiérrez y Vladimirovna, 2016).

P = valor de la proporción esperada que se puede obtener de una revisión bibliográfica o un estudio piloto. Se tomará una proporción esperada del 50%.

Q = valor que representa elementos sin la característica en cuestión. Se aplica la fórmula P + Q = 1 y obtenemos Q = 0.50.

E = estimación del margen de error generado por la diferencia entre los valores obtenidos en la muestra y los valores reales de la población debido al proceso de selección muestral. Se considerará un error máximo promedio de 3%.

Utilizando los datos referenciales, se desarrolla el procedimiento de cálculo del tamaño óptimo de muestra para cada grupo poblacional objetivo:

$$n_0 = \frac{Z^2\ P\ Q}{E^2} = \frac{(1.96)^2\ (0.50)\ (0.50)}{(0.03)^2} = 1067.11$$

n_0 = 1068 SEAD asentadas sobre perfil de suelo tipo S_1. Esta cantidad indica el mínimo tamaño de la muestra, sin embargo, en la presente investigación se pretende determinar un mayor número de muestras considerando una variabilidad aleatoria (Simulación Montecarlo) de parámetros estructurales y de acción sísmica para desarrollar las curvas de fragilidad, a partir de cuales, se obtendrá la vulnerabilidad sísmica de dichos sistemas estructurales simulados. Para tener en cuenta la variabilidad de los parámetros estructurales, promediaremos 100 muestras aleatorias que reflejen cambios en las propiedades del material. Para los parámetros sísmicos, analizaremos 20 niveles diferentes de amenaza sísmica. La combinación en conjunto de los parámetros mencionados permitirá obtener una muestra de ***2000 unidades (tamaño de muestra)***.

3.3. Operacionalización de Variables

Arias (2012) considera que la operacionalización de variables es un procedimiento que permite transformarlas desde una perspectiva abstracta a términos precisos, observables y mesurables; en otras palabras, expresarlas en dimensiones e indicadores. También indica que el proceso de operacionalización se detalla en un cuadro y se divide básicamente en tres etapas:

- Inicialmente, se desarrolla una caracterización teórica de la variable, sustentada en principios conceptuales y múltiples definiciones empleadas en la literatura especializada.

- La segunda etapa de definición real en la que se divide la variable para determinar las dimensiones importantes para la investigación.

- Y última fase está definida como la constitución de indicadores para cada dimensión, herramientas y técnicas de cada medición.

La matriz de operacionalización definida en esta investigación se logra apreciar en la Tabla 5.

Tabla 5

Matriz de operacionalización de variables

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Clase / Naturaleza	Clase / Escala y Forma de Medición	Instrumento
X: Parámetros Estructurales y Sismológicos (V. Independiente)	Los parámetros estructurales son las características físicas, mecánicas y geométricas de una estructura que influyen en su comportamiento frente a la acción de fuerzas y los parámetros sismológicos representan los perfiles de intensidad y frecuencia del fenómeno sísmico (Velásquez et al., 2018).	Los parámetros estructurales se miden en función de la resistencia a la compresión del concreto f'_c como calidad del concreto simple y del esfuerzo de fluencia del acero f_y; mientras que los parámetros sismológicos se miden en función de la máxima aceleración del suelo – PGA como parte del acelerograma sísmico sintético.	Calidad del Concreto Simple	Resistencia a la Compresión del Concreto f'_c (kg/cm^2)	Cuantitativa	Razón / Directa	Fichas Técnicas N°1, N°2 y N°3
			Calidad del Acero Estructural	Esfuerzo de Fluencia del Acero f_y (kg/cm^2)	Cuantitativa	Razón / Directa	Fichas Técnicas N°1, N°2 y N°3
			Acelerograma Sísmico Sintético	Máxima Aceleración del Suelo – PGA (g)	Cuantitativa	Razón / Directa	Ficha Técnica N°3
Y: Vulnerabilidad Sísmica (V. Dependiente)	La vulnerabilidad sísmica se entiende como la estimación probabilística del nivel de deterioro estructural o del fallo total ante solicitaciones sísmicas específicas (Montalvo, 2014).	La vulnerabilidad sísmica se mide en función del desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica estructural global, de la distorsión angular máxima como respuesta sísmica estructural relativa y del estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia.	Respuesta Sísmica Estructural Global	Desplazamiento Lateral Máximo (m)	Cuantitativa	Razón / Directa	Ficha Técnica N°1
			Respuesta Sísmica Estructural Relativa	Distorsión Angular Máxima (m/m)	Cuantitativa	Razón / Directa	Ficha Técnica N°2
			Probabilidad de Excedencia de Daño Estructural	Estado Límite de Daño Estructural (%)	Cuantitativa	Razón / Directa	Ficha Técnica N°3

Nota. Esta tabla muestra la operacionalización de las variables a utilizar dentro de la investigación.

3.4. Instrumentos

3.4.1. Técnicas

Según Arias (2012), una técnica de investigación se define como el proceso general o el enfoque específico para recopilar datos e información relevantes en un estudio. El enfoque metodológico de este estudio incorporará la ***observación*** y la ***revisión de documentos*** como sus técnicas centrales.

Podemos definir la observación como el proceso sistemático, válido y fiable de recopilación de datos mediante el registro de comportamientos y realidades observables. Estos datos suelen organizarse en un sistema de clasificación. La revisión documental considera la verificación de escritos, registros públicos y archivos físicos o electrónicos. (Hernández et al., 2014).

3.4.2. Instrumentos

Un instrumento tiene la finalidad de recolectar la información obtenida a través de una técnica específica, y se caracteriza por estar conformado por un procedimiento, mecanismo o formato (físico o digital) utilizado para adquirir, chequear o acopiar información. (Arias, 2012).

Las guías de observación (fichas técnicas) pueden ser conformadas por sencillos formatos divididos en dos partes, que representan por un lado las anotaciones descriptivas, mientras que en el otro se elaboran las interpretaciones. (Hernández et al., 2014).

Considerando a la observación como primera técnica, esta investigación utilizará las fichas técnicas como instrumentos de recolección de datos para la variable dependiente y se encuentran detallados en los anexos.

En este trabajo de investigación se hará uso de las fichas resumen como parte de los instrumentos detallados en la técnica de revisión documental. Las fichas resumen, también llamadas fichas de trabajo, son formatos donde se colocan ideas o conceptos relevantes de un libro o un artículo, con una cantidad mínima de datos suficientes para verificar el origen de la información. El formato típico de una ficha técnica a utilizar en el presente trabajo se detalla en los anexos de este documento.

3.5. Procedimientos

Se desarrollará la metodología correspondiente para la obtención de curvas de fragilidad empleando herramientas de evaluación estructural de tipo analítico, y a partir de ellas, determinar la vulnerabilidad de las SEAD. El desarrollo de la investigación se distribuye de acuerdo con el siguiente procedimiento:

3.5.1. Investigación bibliográfica

Durante esta etapa preliminar, se recopiló información teórica sobre: definir y comprender modelos de materiales constitutivos no lineales, realizar análisis estructurales no lineales, analizar y calcular curvas de capacidad, generar acelerogramas sintéticos, realizar simulaciones de Monte Carlo, realizar análisis de historial de tiempo no lineal, desarrollar funciones de vulnerabilidad utilizando métodos analíticos y evaluar la fragilidad estructural de los sistemas estructurales frente a terremotos de distinta magnitud. Una parte fundamental en la fase de exploración documental es la selección y dominio de plataformas especializadas en simulación estructural y en la elaboración de acelerogramas simulados.

3.5.2. Caracterización de los Parámetros Mecánico-Estructurales de SEAD

La finalidad de esta sección consistió en establecer los parámetros constructivos y geométricos que definen la tipología de los postes de hormigón reforzado utilizados en SEAD, así como caracterizar los materiales con los que están hechas estas estructuras. La información recolectada comprenderá tanto los estándares mínimos de calidad del material, según lo exige la normativa del INDECOPI (f'_c y f_y), como las especificaciones de fabricación proporcionadas por una empresa especializada en producción de postes de hormigón centrifugado (distribución de áreas de refuerzo de acero longitudinal y transversal en cm^2). Esta base de datos permitirá crear modelos matemáticos en 3D que representan el sistema sismorresistente frente a cargas laterales y serán modelados en un software de análisis estructural.

3.5.3. Desarrollo de modelos de materiales y secciones transversales no lineales

Para capturar con precisión el comportamiento complejo de los componentes estructurales, se realizaron cálculos detallados para estimar los modelos constitutivos no lineales de los materiales. Este proceso va más allá de las simples suposiciones elásticas, centrándose en el desarrollo de representaciones matemáticas que describen cómo los materiales se deforman y resisten las fuerzas una vez que superan su rango elástico lineal. Específicamente, esto implica determinar parámetros relacionados con la fluencia, la rigidez post-fluencia, el endurecimiento por deformación y la resistencia última, que son cruciales para simular respuestas estructurales realistas bajo cargas significativas, como las experimentadas durante eventos sísmicos. La precisión de estos modelos es fundamental para un análisis estructural no lineal confiable y para predecir con precisión el rendimiento y los mecanismos de falla del sistema.

3.5.4. Estimación de Curvas de Capacidad de SEAD

La caracterización del desempeño estructural se realizó mediante curvas de capacidad obtenidas por análisis estático no lineal (Pushover). Este método es crucial para identificar con precisión las características de comportamiento, tanto lineales como no lineales, de los postes de hormigón centrifugado que soportan los SEAD. Las curvas de capacidad resultantes se dividieron meticulosamente en función de los estados límite de daño estructural principal predefinidos como ELDE. Estos umbrales de daño específicos son vitales, ya que informan directamente sobre el desarrollo posterior de las funciones de fragilidad estructural, que cuantifican la probabilidad de superar ciertos niveles de daño. Los SEAD tuvieron su propio conjunto de curvas de capacidad personalizadas. Estas curvas se generaron incorporando meticulosamente los parámetros estructurales promedio derivados de una revisión exhaustiva de los planes de producción y construcción existentes, garantizando que los modelos reflejen con precisión las condiciones de construcción de las estructuras.

3.5.5. Elaboración de Acelerogramas Artificiales para una Tipología de Suelo Específica S_1

Esta etapa se centró en evaluar la probabilidad de que se produzcan diversos niveles de intensidad sísmica en el área de estudio. Esta evaluación está influenciada críticamente por las propiedades geológicas y geotécnicas del sitio, así como por las características de los terremotos pasados y potenciales que afectan la región. En esta investigación se pretende elaborar acelerogramas artificiales porque, primero son una representación de la acción sísmica necesaria dentro de un análisis dinámico no lineal más preciso, y segundo porque el Perú es un país que adolece de información de sismos de gran intensidad y la poca información disponible se caracteriza de condiciones específicas del sitio donde se desarrolló el evento sísmico. Dichas condiciones geotécnicas no pueden ser generalizadas en otras ubicaciones en nuestro país.

Se plantea crear un conjunto de 100 señales artificiales distintas por cada nivel de PGA cuya variación se modelará mediante 20 valores progresivos, desde una aceleración nula hasta 1g, con incrementos constantes de 0.05g. Los acelerogramas sintéticos se elaborarán a partir de una técnica de ajuste espectral (espectro inelástico) considerando una tipología de suelo S_1 especificada en el reglamento sísmico peruano. Dicha tipología representó la aceleración máxima en la roca o suelo rígido (factor unitario) y permitirá extrapolar la vulnerabilidad sísmica de las SEAD en otras ubicaciones del país utilizando el factor de zona sísmica "Z" y el factor de amplificación del suelo "S" si se encontrara una tipología de suelo en un mismo distrito.

Los modelos matemáticos estructurales de los SEAD se sometieron a diversos conjuntos de señales sintéticas de movimiento del terreno, cada una representando una intensidad sísmica específica. Estos acelerogramas artificiales se generarán mediante técnicas compatibles con el espectro, lo que garantiza que reflejen con precisión el contenido de frecuencia y las características de amplitud esperados de los eventos sísmicos reales en el sitio. (Suzuki, 2020).

3.5.6. Modelado Dinámico Inelástico de las SEAD Dependiente del Tiempo

Los modelos 3D de los postes de hormigón centrifugado se someterán a un análisis histórico-temporal no lineal. Este análisis avanzado tendrá en cuenta la variabilidad inherente tanto de los parámetros estructurales como de los niveles de intensidad sísmica en todas las muestras estudiadas. Con la información no lineal de los materiales se crearán y ubicarán posibles rótulas plásticas concentradas que podrían formarse durante la aplicación de la amenaza sísmica.

De acuerdo con McKenna et al. (2010), la evaluación cuantitativa del desempeño estructural de los SEAD se realizará mediante el análisis de la pérdida progresiva de rigidez y capacidad portante. Para ello, se aplicará un procedimiento de simulación dinámica no lineal utilizando el software especializado en análisis estructural Opensees, para obtener los resultados necesarios. Este software estará sujeto a las órdenes de un programa creado en el software Python, para generar una interacción automática (sin intervención del usuario) y resolver todos los modelos analíticos propuestos para alcanzar el número de muestras mínimo.

3.5.7. Cálculo de Desplazamientos Absolutos y Derivas Laterales Máximos

Luego de la etapa de análisis estructural se recolectará toda la información relacionada a los desplazamientos absolutos y derivas laterales máximas de todos los modelos estructurales de las muestras, que luego serán plasmadas en las fichas técnicas (guías de observación) destinados a su procesamiento estadístico y estudio analítico.

3.5.8. Construcción de Funciones Fragilidad con Análisis Probabilístico de SEAD

Se implementará una estrategia metodológica basada en simulaciones analíticas para caracterizar la fragilidad estructural. Este análisis de requiere cuantificaciones clave, como la definición precisa de los estados de daño ELDE, la cuantificación de las incertidumbres relevantes y la consideración de la variabilidad inherente tanto de la acción sísmica como de los parámetros estructurales. Estos elementos son esenciales para una estimación robusta de la fragilidad de los postes de hormigón centrifugado. A continuación, se empleará el software Opensees, aprovechando sus capacidades de programación junto a OpenseesPy, para simular automáticamente el análisis sísmico de numerosos modelos estructurales bajo diversos niveles de amenaza sísmica, lo que permitirá la creación de las funciones analíticas de fragilidad de los sistemas estructurales.

3.5.9. Obtención de Estado Límite de Daño Estructural y sus Probabilidades de Excedencia

Con las curvas de fragilidad elaboradas para cada muestra de la población estratificada, se procederá a plasmar los resultados de estados límite de daño estructural, así como sus correspondientes probabilidades de excedencia de cierto estado de daño estructural sobre las fichas técnicas (guías de observación), considerando un específico nivel de amenaza sísmica y tipología de suelo que pueda estar considerada en la normativa de diseño sismorresistente. (MVCS, 2020).

3.5.10. Interpretación de Resultados y Síntesis final con Propuestas Aplicables

Se realizará la evaluación de los resultados empíricos derivados de la muestra representativa de SEAD. Con base en estos hallazgos, elaboraremos las conclusiones y recomendaciones.

3.5.11. Formulación del Reporte Investigativo Final

En esta instancia se formulará el informe integral que sistematiza la información investigada.

3.6. Análisis de Datos

Se define a la hipótesis como un pronóstico (hasta que sea verificada) de la relación que pueden presentar 2 o más variables. Por lo tanto, la hipótesis puede presentarse como una propuesta, supuesto, sospecha, idea o explicación que será aceptado momentáneamente para explicar ciertos hechos. (Icart y Canela, 1998).

Para poder verificar una hipótesis, es necesario utilizar pruebas de significación estadística y será necesario la definición de una denominada Hipótesis Nula (H_0). La H_0,

conocida también como la hipótesis de no desigualdad, es una propuesta de aprobación en base a las condiciones reales de la población estudiada, y se constituye con la finalidad de ser rechazada. (Icart y Canela, 1998).

Por otro lado, existe la denominada Hipótesis Alterna (H_1) es toda hipótesis que será completamente diferente a la H_0. Esta hipótesis también es nombrada la Hipótesis de la Investigación (H_i) y es una aseveración que será aceptada si los datos provenientes de la muestra indican que la H_0 es completamente falsa o negada. El H_1 lo conforman la hipótesis general y las hipótesis específicas descritas en el Capítulo I e ítem 1.8 de la presenta investigación.

3.6.1. Hipótesis Nula General (H_0)

La H_0 general está compuesta por la negación de la hipótesis general de la investigación:

La variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos no influye significativamente en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución.

3.6.2. Hipótesis Nulas Específicas (H_0)

Las H_0 específicas están compuestas por la negación de las hipótesis específicas de la investigación:

El cálculo del desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución no supera el 0.7% de la altura considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.

La evaluación de la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución no supera el 0.7% considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.

La estimación del estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución no supera el 50% considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA.

3.6.3. Pruebas de Normalidad

Shapiro y Wilk (1965) plantearon una herramienta analítica que constituye un procedimiento para contrastar la hipótesis de normalidad en la distribución de la población de la que proviene la muestra y funciona particularmente bien con tamaños pequeños a moderados de la misma (hasta 50, o incluso 2000 en versiones más nuevas).

En esencia, esta prueba verifica si la ordenación de los datos de la muestra coincide con el patrón de una distribución normal estándar. Si existe una discrepancia suficientemente grande, el estadístico W de la prueba la detectará, sugiriendo que los valores observados no presentan conformidad con los supuestos de normalidad estadística.

El estadístico W de Shapiro-Wilk se define como:

$$W = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} a_i x_{(i)}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} \qquad (10)$$

Donde:

$x_{(i)}$ = representa el i-ésimo valor ordenado de la muestra (de menor a mayor).

$\bar{x}$ = representa la media muestral.

a_i = constituye los valores derivados del procesamiento de la media aritmética y la dispersión conjunta de los datos bajo supuestos de normalidad.

n = representa el tamaño de la muestra.

Los coeficientes a_i se determinan analizando lo que esperaríamos de una distribución perfectamente normal y cómo se relacionan sus componentes (matriz de covarianza). Esto ayuda a los coeficientes en mención a modelar la forma ideal de una distribución normal.

Las hipótesis que maneja la prueba de Shapiro-Wilk son las siguientes:

H_1: La muestra presenta un patrón de distribución que difiere significativamente del comportamiento normal esperado.

H_0: Se evidencia una conformidad de los datos con el patrón estadístico propio de una distribución normal.

El criterio para aceptar o rechazar cualquier hipótesis se basa en la comparación de la probabilidad calculada (p-valor) con el nivel de significancia (generalmente 5%):

P-valor > α: Los resultados del contraste estadístico no permiten descartar la hipótesis nula, lo cual implica que la muestra analizada se ajusta a un modelo de distribución normal.

P-valor ≤ α: Se invalida la suposición nula de normalidad, dado que los datos manifiestan un patrón estadístico que no se ajusta a la distribución teórica esperada.

En paralelo, se recurre al contraste estadístico de Kolmogórov-Smirnov, diseñado para evaluar si el patrón de frecuencias acumuladas en una muestra sigue un modelo teórico de referencia, como la normal. (Lilliefors, 1967).

Esta prueba funciona contrastando la distribución acumulada observada de la muestra con la distribución acumulada teóricamente prevista si la hipótesis nula fuera cierta (datos con normalidad). Está diseñada para datos continuos univariados y es eficaz para analizar conjuntos de datos tanto pequeños como grandes.

Definimos la estadística de prueba D para el método de Kolmogorov-Smirnov como:

$$D = sup_x|F_n(x) - F(x)| \tag{11}$$

Donde:

$F_n(x)$ = describe el comportamiento acumulado observado de los datos muestrales.

$F(x)$ = curva acumulativa estimada bajo supuestos teóricos (normal).

sup = representa el valor supremo (máxima diferencia entre ambas funciones).

La función de distribución empírica se calcula como:

$$F_n(x) = \frac{número\ de\ observaciones \leq x}{n} \tag{12}$$

Debemos saber que el valor de D representa la mayor discrepancia vertical entre las dos curvas acumuladas.

Finalmente, al igual que en la prueba de Shapiro-Wilk, el estadístico de Kolmogórov-Smirnov presenta el mismo desarrollo de la comprobación de hipótesis alterna o nula, así como idénticas reglas de decisión.

3.6.4. Pruebas Estadísticas

Antes de aplicar una técnica de contraste estadístico, es imprescindible fijar el nivel crítico (α), el cual representa la tolerancia al error en el proceso de inferencia y se establece previamente a la verificación empírica de las hipótesis. Existen dos niveles de significancia en las ciencias: 0.05 donde el investigador tiene un 95% de certeza para no equivocarse y un 5% en contra (común en ciencias sociales); y 0.01 donde el investigador tiene 99% a su favor y 1% en contra. (Hernández et al., 2014).

De acuerdo con Hernández et al. (2014), el 1% de significancia se utiliza cuando se realizan investigaciones que comprometen riesgos vitales para las personas como por ejemplo medicamentos, resistencia de materiales, etc. El presente trabajo empleará un intervalo de confianza elevado (95%) y un nivel de significancia reducido (5%) para asegurar la precisión en el contraste de hipótesis.

La contrastación de hipótesis puede abordarse mediante dos clases de técnicas estadísticas diferenciadas: los análisis paramétricos y los no paramétricos. Dentro de una investigación puede existir tanto el análisis paramétrico para alguna hipótesis y sus correspondientes variables como también el análisis no paramétrico para otras distintas. La estrategia de análisis será definida por el tipo de hipótesis, la estructura del problema de investigación y el nivel de medición de los indicadores. (Hernández et al., 2014).

Para realizar análisis paramétricos, la investigación debe cumplir con ciertas condiciones previas. Estas incluyen: que la variable dependiente presente una distribución normal, que se apliquen escalas de intervalo o proporción en las mediciones, o que el estudio involucre múltiples poblaciones con varianza homogénea. (Hernández et al., 2014).

La metodología adoptada en esta investigación recurrirá a técnicas inferenciales bajo supuestos paramétricos ya que las variables independiente y dependiente presentan un nivel de medición por razón. Entre los principales tipos de métodos para realizar un análisis paramétrico encontramos al coeficiente de correlación de Pearson, regresión lineal, prueba "t", etc.

En este trabajo se recurrió al análisis de dependencia lineal y a la modelación mediante regresión como procedimientos inferenciales clave. Estas técnicas permitieron estimar las relaciones causales entre variables, cuantificando el grado de asociación mediante el cálculo del coeficiente r de Pearson y el coeficiente rho de Spearman.

Hernández et al. (2014) recomienda utilizar dicha metodología cuando se busca probar una hipótesis de carácter correlacional o causal, cuando se dispone de dos variables consideradas independiente y dependiente, y cuando su nivel de medición es por intervalo o razón. Lo que se busca es la oportunidad de pronosticar las valoraciones de una variable a partir de las evaluaciones de otra. Además, en caso de tener una relación de variable razón), se puede utilizar la correlación lineal cambiando el coeficiente de Pearson por la correlación de Spearman dependiente ordinal y una variable independiente numérica.

Entonces tendremos la siguiente relación de hipótesis:

H_1: X influye en Y

H_0: X no influye en Y

Donde:

X: Variable independiente considerada en base a las parámetros estructurales y sísmicos.

Y: Variable dependiente considerada en base a la vulnerabilidad sísmica.

Dentro del marco metodológico correlacional, establecer métricas cuantificables es primordial para evaluar con precisión la relación, ya sea causal o meramente asociativa, que pueda existir entre dos variables. (James et al., 2017).

La covarianza es una métrica particularmente importante porque caracteriza la correlación estructural entre dos variables, expresando cómo se modifican de manera conjunta. Dicho indicador se determina a partir de la siguiente formulación:

$$Covarianza\ muestral = Cov(x, y) = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{N-1} \quad (13)$$

Donde:

$\bar{x}$ e $\bar{y}$ = representan la media de cada variable.

x_i e y_i = representan el valor de las variables para la observación "i".

Faraway (2014) considera que la covarianza está relacionada con la escala en que se miden las variables, por lo tanto, no es posible compararla a partir de diferentes pares de variables.

Para poder utilizar una comparativa estandarizada de la covarianza, es requerido utilizar los coeficientes de correlación (Pearson, Rho de Spearman y Tau de Kendall). Todos los coeficientes de correlación presentan una variación de +1 a -1, siendo la primera una correlación perfecta positiva y la segunda representa una correlación perfecta negativa. (James et al., 2017).

Los autores referenciados establecen una escala interpretativa denominada también como fuerza del vínculo asociativo o efecto observado:

- 0: indica que no hay relación
- 0.1: sugiere una relación leve
- 0.3: indica una relación promedio
- 0.5: muestra una relación significativa
- 0.7: refleja un alto grado de relación
- 0.9: demuestra una relación muy fuerte

De acuerdo con James et al. (2017), existen una serie de discrepancias metodológicas entre los tres coeficientes previamente descritos, los cuales se detallan a continuación:

- El coeficiente de Pearson se adapta adecuadamente a variables cuantitativas que presenta una distribución normal, incluso, algunos autores han indicado que presenta gran robustez a pesar de que exista una falta de normalidad. La ventaja de esta correlación es su sensibilidad frente a los valores extremos en comparación con las siguientes dos alternativas.
- El coeficiente Rho de Spearman es muy adaptable, lo que lo hace ideal para su uso con datos ordinales o de intervalo. También es una opción robusta cuando las variables continuas no presentan una distribución normal, ya que permite analizar eficazmente los datos agrupados en rangos. Se considera a este tipo de correlación como no paramétrico.
- Otra alternativa no paramétrica que trabaje con rangos es el coeficiente de Kendall, al aplicarse de forma óptima en escenarios caracterizados por una escasez de datos o cuando numerosas observaciones ocupan posiciones idénticas dentro de la clasificación de los datos.

Según Faraway (2014), recomienda que la prueba paramétrica de significancia que se debería utilizar en relación con uno de los coeficientes de correlación debería ser el “t-test”. Se

requiere contemplar tanto la estimación puntual del coeficiente de correlación como el umbral de significancia que valida su aplicabilidad al conjunto poblacional; en el caso del parámetro de correlación, este es mutable según el número de muestras utilizadas, por lo que el nivel de significancia "*t*" se debe calcular considerando dicho valor y en función de la siguiente formulación:

$$t = \frac{r\sqrt{N-2}}{\sqrt{1-r^2}}\ , df = N - 2 \tag{14}$$

De acuerdo con el autor, el proceso de contrastación de hipótesis se basa en dos postulados excluyentes: la hipótesis nula (H_0) plantea la ausencia de asociación estadística entre las variables, es decir, un coeficiente de correlación poblacional igual a cero; mientras que la hipótesis alternativa (H_1) sostiene la existencia de una dependencia lineal o monótona, reflejada en un coeficiente poblacional significativamente distinto de cero.

Es importante reconocer que, además de calcular el coeficiente de correlación y su significancia estadística, también podemos estimar el tamaño del efecto asociado, conocido como coeficiente de determinación (R^2), y se puede entender como la cantidad de varianza de la variable Y explicada por la variable X. (James et al., 2017).

El R^2 se obtiene típicamente elevando al cuadrado el coeficiente de correlación de Pearson o Spearman correspondiente. Sin embargo, este método de cálculo no es aplicable a la Tau de Kendall. La evaluación de la hipótesis de investigación se llevó a cabo mediante el coeficiente no paramétrico de Spearman, permitiendo sustentar el rechazo del supuesto nulo; sin embargo, abordaremos la componente teórica del coeficiente de Pearson como complemento explicativo al de Spearman.

El coeficiente de correlación de Pearson se conceptualiza como una medida estandarizada de covarianza. Es importante destacar que su forma computacional puede presentar variaciones al derivarse de una muestra específica en lugar de la población total. (James et al., 2017).

El coeficiente de Pearson (r_{xy}), o si se utiliza en población, Coeficiente de Pearson Poblacional (ρ) puede calcularse de las siguientes formas:

$$r_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2 \sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2}} \quad (15)$$

$$\rho = \frac{Cov(x,y)}{\sigma_x \, \sigma_y} \quad (16)$$

El coeficiente debe tener las siguientes condiciones:

- Relación lineal entre variables (de lo contrario no detecta).
- Variables cuantitativas.
- Normalidad en las variables.
- Homocedasticidad.

A su vez también menciona ciertas características observadas en la correlación de Pearson:

- Toma valores entre +1 y -1.
- Estadístico normalizado cuya magnitud es invariante frente a transformaciones lineales de escala en los datos.
- No varía frente a la transformación de variables.
- No se ve afectado con la definición de dependencia o independencia de variables.

- El estadístico de correlación de Pearson no representa el valor del parámetro de inclinación del modelo de regresión lineal.
- El modelo es vulnerable a influencias de valores atípicos; en consecuencia, es recomendable aplicar técnicas de depuración en escenarios que lo ameriten.

Cuando transformamos los datos a rangos, el coeficiente de Pearson se transforma en el coeficiente de Spearman. Dicha correlación es más efectiva con valores ordinales, o cuando las variables continuas no cumplen el supuesto de normalidad planteado por Pearson, por lo que se requiere su transformación en una escala ordenada basada en rangos (menos sensibles a los valores extremos). (James et al., 2017).

También se destaca, como aspecto diferenciador del coeficiente rho de Spearman, el permitir modelar relaciones monótonas entre dimensiones estadísticas sin asumir normalidad. Esto implica que sus valores deben aumentar o disminuir consistentemente a la vez. (tendencia constante). El estadístico r_s de Spearman se determina mediante la expresión matemática que se detalla a continuación:

$$r_s = 1 - \frac{6\sum {d_i}^2}{n(n^2-1)} \tag{17}$$

Donde d_i denota la discrepancia entre los valores ordenados de cada observación correspondiente a las variables x_i y y_i, mientras que n indica la cantidad total de datos analizados.

La revisión del estadístico basado en la correlación de Spearman es planteada a través de la siguiente expresión matemática:

$$t = \frac{r_s}{\sqrt{\frac{1-{r_s}^2}{n-2}}} \quad (18)$$

Donde r_s viene a ser el coeficiente Rho de Spearman y n es el número total de parejas de datos.

Dentro del marco del análisis de regresión estadística, la relación más sencilla que se puede obtener a través de dos variables X y Y (independiente y dependiente) es una relación lineal de la siguiente manera:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \epsilon \quad (19)$$

Donde:

X = indicador independiente (predictoria o explicatoria).

Y = indicador dependiente o de respuesta.

β_0 = valor del intercepto sobre el eje Y.

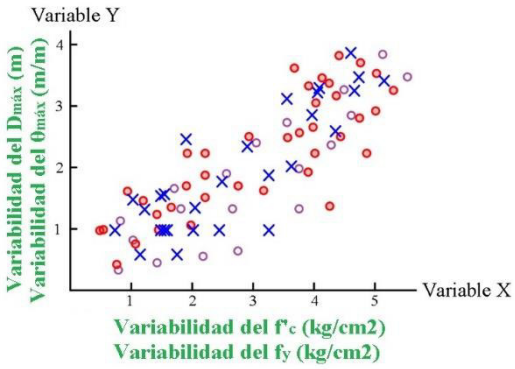
β_1 = inclinación del modelo lineal.

ϵ = error aleatorio o residuo.

Con los resultados como datos se procede a graficar un diagrama de dispersión (Figura 16). Cada pareja de punto (x_i, y_i) representan una ubicación en el sistema coordenado bidimensional.

Figura 16

Diagrama ejemplo de distribución de datos



Nota. El gráfico representa la variabilidad de los resultados derivados del análisis dinámico no lineal, sugiriendo una progresión lineal ascendente ante un aumento con el cambio en las propiedades mecánicas del concreto armado.

La estimación de los coeficientes del modelo se realiza mediante el enfoque de ajuste por mínimos cuadrados ordinarios, que consistirá en buscar los valores "estimados" de $\widehat{\beta_0}$ y $\widehat{\beta_1}$. El modelo matemático lineal y los parámetros estimados correspondientes al gradiente de la recta y al punto de intersección con el eje vertical se determinan de la siguiente manera:

$$Y = \widehat{\beta_0} + \widehat{\beta_1} X_1 \tag{20}$$

$$\widehat{\beta_1} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} = \frac{S_y}{S_x} R \tag{21}$$

$$\widehat{\beta_0} = \bar{y} - \widehat{\beta_1}\,\bar{x} \tag{22}$$

Donde S_x y S_y constituyen la medida de variabilidad propia de cada parámetro estadístico y R se conoce como el coeficiente de correlación.

Faraway (2014) considera que cuando se presenta una asociación lineal entre variables, la prueba estadística más empleado es el "t-test". Esta prueba estadística presenta las siguientes relaciones de hipótesis en función de la significancia de β_1 y β_0:

- H_0: cuando el valor obtenido es cero, se interpreta como la inexistencia de una dependencia lineal simple entre los dos factores, lo que se traduce en un gradiente nulo del modelo. ($\beta_1 = 0$).
- H_1: el análisis pone de manifiesto una conexión lineal entre las variables, lo que conlleva una pendiente estadísticamente significativa en el modelo de regresión. ($\beta_1 \neq 0$).

El cálculo del estadístico y del valor p de significancia se considera de la siguiente manera:

$$t = \frac{\widehat{\beta_1} - 0}{SE(\widehat{\beta_1})} \tag{23}$$

$$t = \frac{\widehat{\beta_0} - 0}{SE(\widehat{\beta_0})} \tag{24}$$

Y la medida de dispersión (error estándar) del parámetro relacionado a la inclinación y el intercepto se calcula de la siguiente manera:

$$SE\left(\widehat{\beta_1}\right)^2 = \frac{\sigma^2}{S_{xx}} \tag{25}$$

$$SE\left(\widehat{\beta_0}\right)^2 = \sigma^2 \left[\frac{1}{n} + \frac{\bar{x}^2}{S_{xx}}\right] \tag{26}$$

$$S_{xx} = \sum x^2 - n\bar{x}^2 \tag{27}$$

El autor indica además que la varianza del error (σ^2) puede derivarse del error estándar residual (RSE). Este valor, a su vez, se entiende como la desviación promedio de la variable de

respuesta con respecto a la línea de regresión real. El RSE en el modelamiento lineal se determina a través de la siguiente formulación:

$$\sigma = RSE = \sqrt{\frac{1}{n-2}RSS} = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (28)$$

$$df = N - 2 = N - número\ de\ predictores - 1 \quad (29)$$

$$p - valor = P(|t| > valor\ calculado\ de\ t) \quad (30)$$

Los rangos de estimación para el modelo de ajuste lineal (Faraway, 2014) serán interpretados como:

$$\widehat{\beta_1} \pm t_{df}^{\alpha/2} SE(\widehat{\beta_1}) \quad (31)$$

$$\widehat{\beta_0} \pm t_{df}^{\alpha/2} SE(\widehat{\beta_0}) \quad (32)$$

En los anexos y después de mostrar la validación de los instrumentos, se adjunta unos ejemplos prácticos de la aplicación del análisis estadístico de supuestos resultados en función de las métricas independientes y dependientes. La estrategia metodológica se basa en el uso de regresión lineal como técnica de modelamiento, acompañada por la validación inferencial mediante prueba "t" de Student. Mediante este enfoque se pretende desestimar H_0 y confirmar, con base estadística, la validez de la hipótesis planteada por el investigador.

3.7. Consideraciones Éticas

La investigación busca enmarcarse en los siguientes seis factores principales:

- Valor: la tesis busca mejorar el conocimiento científico sobre este tipo de infraestructura, o la mejora en la calidad de vida al informar sobre los posibles estados de daño

estructural resultantes de la evaluación de su vulnerabilidad frente a la acción de un nivel de amenaza sísmica.

- Validez científica: el trabajo de investigación busca aplicar una metodología sensata, de tal manera que futuros investigadores no pierdan el tiempo en observar una tesis que pueda repetirse en concepto y resultados con otros trabajos.

- Elección justa de participantes: en este caso la tesis será desarrollada por una persona.

- Proporción favorable de riesgo/beneficio: la tesis busca que los beneficios sean potenciales tanto para el investigador como para la sociedad, teniendo en cuenta que los riesgos sean mínimos para el primero.

- Consentimiento informado: la tesis considerará mantener informados a todos los posibles involucrados dentro del trabajo de investigación, y ellos deben brindar, en caso sea necesario, su consentimiento al convertirse en participes dentro del desarrollo.

- Respeto por la privacidad: el trabajo de investigación no pretende afectar la privacidad del investigador o de las personas o instituciones involucradas.

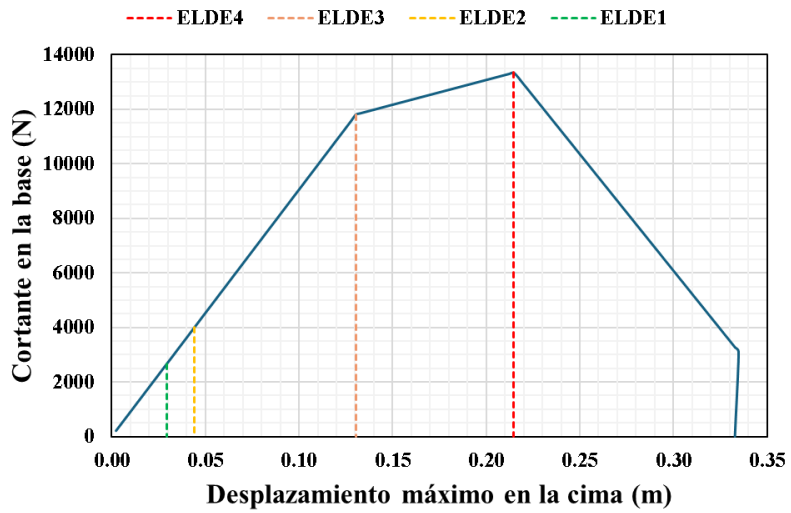
IV. RESULTADOS

5.1. Curva de Capacidad

Los primeros resultados a comentar hacen referencia a los obtenidos dentro de la curva de capacidad (Figura 17) que presenta uno de los postes que conforma parte del sistema estructural de las SEAD considerando propiedades físicas y mecánicas según los planos de construcción y sus especificaciones técnicas propuestas por la empresa CCP Concreto Centrifugado. En la Tabla 6 se visualizan los resultados extraídos de la curva de capacidad con las variables: ELDE, Desplazamiento (D), Fuerza cortante en la base (V_b) y Distorsión angular (θ); ordenadas de izquierda a derecha.

Figura 17

Respuesta no lineal del poste centrifugado



Nota. El gráfico ilustra la respuesta estructural no lineal de un poste centrifugado de concreto armado mediante su correspondiente curva de capacidad, considerando propiedades físico-mecánicas conforme a las directrices de CCP Concreto Centrifugado.

Tabla 6

Resultados del procedimiento Pushover con base en la capacidad estructural

ELDE	D (m)	V_b (N)	θ (m/m)
ELDE1	0.02949	2669	0.002657
ELDE2	0.04424	4004	0.003986
ELDE3	0.1305	11806	0.01175
ELDE4	0.2147	13346	0.01934

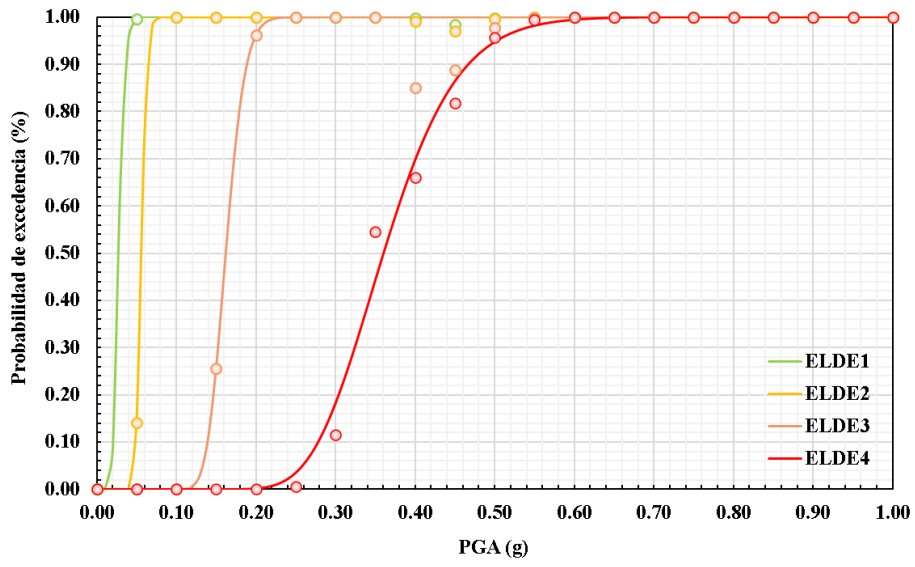
Nota. El registro tabular contiene la información resultante obtenida en términos de desplazamientos, fuerzas de corte transmitidas al cimiento y distorsiones angulares para distintos niveles de daño estructural en SEAD.

5.2. Curvas de Fragilidad y PDE

Con base en los hallazgos presentados en la sección precedente, es posible estimar curvas de fragilidad empleando los límites de daño estructural con los indicadores de Δ, según lo ilustrado en la Figura 18.

Figura 18

Curvas de fragilidad para los distintos ELDE definidos para un poste de SEAD



Nota. La imagen refleja la generación de curvas de fragilidad estructural bajo cuatro grados de daño, aplicando análisis de sensibilidad respecto a parámetros estructurales y de carga sísmica.

En la Tabla 7 apreciamos distintos valores de PDE para 100 lecturas extraídas de las funciones de fragilidad obtenidas de la Figura 18. Los datos recopilados fueron evaluados considerando un paso de 0.01g entre cada nivel distinto de PGA para obtener una lectura más precisa en las variaciones del PDE.

Tabla 7

PDE medidos para los cuatro distintos niveles de ELDE

PGA	PDE (%)				PGA	PDE (%)			
(g)	ELDE1	ELDE2	ELDE3	ELDE4	(g)	ELDE1	ELDE2	ELDE3	ELDE4
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	**0.51**	0.00	0.00	4.30	95.70
0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	**0.52**	0.00	0.00	3.50	96.50
0.02	4.00	0.00	0.00	0.00	**0.53**	0.00	0.00	2.83	97.17
0.03	65.68	0.00	0.00	0.00	**0.54**	0.00	0.00	2.28	97.72
0.04	95.34	0.07	0.00	0.00	**0.55**	0.00	0.00	1.83	98.17
0.05	85.60	14.03	0.00	0.00	**0.56**	0.00	0.00	1.47	98.53
0.06	25.57	74.40	0.00	0.00	**0.57**	0.00	0.00	1.17	98.83
0.07	1.69	98.31	0.00	0.00	**0.58**	0.00	0.00	0.93	99.07
0.08	0.03	99.97	0.00	0.00	**0.59**	0.00	0.00	0.74	99.26
0.09	0.00	100.00	0.00	0.00	**0.60**	0.00	0.00	0.59	99.41
0.10	0.00	100.00	0.00	0.00	**0.61**	0.00	0.00	0.46	99.54
0.11	0.00	99.95	0.05	0.00	**0.62**	0.00	0.00	0.37	99.63
0.12	0.00	99.43	0.57	0.00	**0.63**	0.00	0.00	0.29	99.71
0.13	0.00	96.85	3.15	0.00	**0.64**	0.00	0.00	0.23	99.77
0.14	0.00	89.17	10.83	0.00	**0.65**	0.00	0.00	0.18	99.82
0.15	0.00	74.36	25.64	0.00	**0.66**	0.00	0.00	0.14	99.86
0.16	0.00	54.43	45.57	0.00	**0.67**	0.00	0.00	0.11	99.89
0.17	0.00	34.49	65.50	0.01	**0.68**	0.00	0.00	0.08	99.92
0.18	0.00	18.93	81.04	0.03	**0.69**	0.00	0.00	0.07	99.93
0.19	0.00	9.08	90.84	0.08	**0.70**	0.00	0.00	0.05	99.95
0.20	0.00	3.86	95.96	0.18	**0.71**	0.00	0.00	0.04	99.96
0.21	0.00	1.47	98.15	0.38	**0.72**	0.00	0.00	0.03	99.97
0.22	0.00	0.51	98.76	0.73	**0.73**	0.00	0.00	0.02	99.98
0.23	0.00	0.16	98.52	1.31	**0.74**	0.00	0.00	0.02	99.98
0.24	0.00	0.05	97.74	2.21	**0.75**	0.00	0.00	0.01	99.99
0.25	0.00	0.01	96.47	3.52	**0.76**	0.00	0.00	0.01	99.99
0.26	0.00	0.00	94.69	5.31	**0.77**	0.00	0.00	0.01	99.99
0.27	0.00	0.00	92.35	7.65	**0.78**	0.00	0.00	0.01	99.99

0.28	0.00	0.00	89.42	10.58	**0.79**	0.00	0.00	0.01	99.99
0.29	0.00	0.00	85.90	14.10	**0.80**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.30	0.00	0.00	81.81	18.19	**0.81**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.31	0.00	0.00	77.21	22.79	**0.82**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.32	0.00	0.00	72.20	27.80	**0.83**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.33	0.00	0.00	66.88	33.12	**0.84**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.34	0.00	0.00	61.37	38.63	**0.85**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.35	0.00	0.00	55.79	44.21	**0.86**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.36	0.00	0.00	50.25	49.75	**0.87**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.37	0.00	0.00	44.86	55.14	**0.88**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.38	0.00	0.00	39.70	60.30	**0.89**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.39	0.00	0.00	34.84	65.16	**0.90**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.40	0.00	0.00	30.33	69.67	**0.91**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.41	0.00	0.00	26.21	73.79	**0.92**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.42	0.00	0.00	22.48	77.52	**0.93**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.43	0.00	0.00	19.15	80.85	**0.94**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.44	0.00	0.00	16.20	83.80	**0.95**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.45	0.00	0.00	13.62	86.38	**0.96**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.46	0.00	0.00	11.39	88.61	**0.97**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.47	0.00	0.00	9.47	90.53	**0.98**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.48	0.00	0.00	7.83	92.17	**0.99**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.49	0.00	0.00	6.44	93.56	**1.00**	0.00	0.00	0.00	100.00
0.50	0.00	0.00	5.28	94.72	---	---	---	---	---

Nota. En la Tabla observamos una distribución de PDE en función de distintos niveles de PGA aplicando un paso de 0.01g por cada lectura obtenida de las curvas de fragilidad estimadas en postes de concreto armado centrifugado de SEAD.

5.3. Pruebas de Normalidad

La técnica de Shapiro-Wilk fue utilizada como referencia analítica para evaluar la normalidad de la distribución de las muestras, bajo el cual se analizaron los diversos resultados obtenidos en la investigación en función de cada indicador independiente y dependiente. El segundo criterio importante para definir la normalidad de una gran cantidad de muestras (mayores a 50) fue el de Kolmogorov-Smirnov, bajo el cual se corroboró los resultados del primero en casi la totalidad de las pruebas realizadas. Algunos de los cálculos fueron resumidos en la Tabla 8, Tabla 9, Tabla 10, Tabla 11, Tabla 12, Tabla 13 y Tabla 14.

Tabla 8

Pruebas de normalidad en 100 muestras de f'c y Dmáx (0.05g, 0.15g y 0.25g)

	PGA = 0.05g		PGA = 0.15g		PGA = 0.25g	
Descripción	**f'c (MPa)**	***Dmáx* (m)**	**f'c (MPa)**	***Dmáx* (m)**	**f'c (MPa)**	***Dmáx* (m)**
Media	32.48	0.03965	31.60	0.1220	31.90	0.1755
Error estándar	0.4893	0.0004350	0.4586	0.001378	0.5013	0.001434
Mediana	31.92	0.03955	32.08	0.1201	31.84	0.1743
Desviación estándar	4.893	0.004350	4.586	0.01378	5.013	0.01434
Varianza	23.95	1.892E-05	21.03	0.0001899	25.13	0.0002057
Curtosis	0.3675	-0.07073	0.9251	-0.2800	-0.3883	-0.29401
Asimetría	0.2908	0.4589	0.07837	0.3828	0.2262	0.3135
Rango	26.89	0.02046	27.04	0.06327	23.47	0.06576
Máximo	46.58	0.05090	47.05	0.1584	45.66	0.2125
Mínimo	19.69	0.03044	20.02	0.09516	22.20	0.1467
Suma	3248	3.966	3160	12.20	3190	17.55
Cantidad de muestras	100	100	100	100	100	100
Media geométrica	32.11	0.03942	31.26	0.1213	31.51	0.1750
Media armónica	31.74	0.03920	30.91	0.1205	31.12	0.1744
Shapiro-Wilk						
W-Estadístico	0.9904	0.9768	0.9835	0.9794	0.9868	0.9836
P-valor	0.7005	0.07431	0.2445	0.1184	0.4183	0.2511
Alfa (Signif.)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Kolmogorov-Smirnov						
KS-Estadístico	0.05946	0.06858	0.05629	0.06233	0.04541	0.08280
P-valor	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 100 muestras distintas de f'_c y $D_{máx}$ considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.05g, 0.15g y 0.25g).

Tabla 9

Pruebas de normalidad en 100 muestras de f'c y θmáx (0.10g, 0.20g y 0.35g)

	PGA = 0.10g		PGA = 0.20g		PGA = 0.35g	
Descripción	**f'c (MPa)**	**$\theta_{máx}$ (m/m)**	**f'c (MPa)**	**$\theta_{máx}$ (m/m)**	**f'c (MPa)**	**$\theta_{máx}$ (m/m)**
Media	31.92	0.007340	31.37	0.01368	31.04	0.01962
Error estándar	0.4828	7.989E-05	0.4203	0.0001147	0.4722	0.0001786
Mediana	31.56	0.007323	31.28	0.01364	30.66	0.01942
Desviación estándar	4.828	0.0007989	4.203	0.001147446	4.722	0.001786
Varianza	23.31	6.383E-07	17.66	1.317E-06	22.30	3.188E-06
Curtosis	0.005559	-0.7547	-0.06042	-0.4360	0.09353	-0.1642
Asimetría	-0.02811	0.02460	0.1388	0.04667	0.1082	0.4736
Rango	24.09	0.003419	23.09	0.005164	26.28	0.007792
Máximo	42.10	0.009052	43.76	0.01619	44.67	0.02407
Mínimo	18.01	0.005633	20.67	0.01103	18.39	0.01628
Suma	3192	0.7340	3137	1.368	3104	1.962
Cantidad de muestras	100	100	100	100	100	100
Media geométrica	31.54	0.007297	31.09	0.01363	30.67	0.01954
Media armónica	31.15	0.007253	30.81	0.01358	30.30	0.01946
Shapiro-Wilk						
W-Estadístico	0.9916	0.9855	0.9900	0.9902	0.9932	0.9739
P-valor	0.7883	0.3430	0.6633	0.6830	0.8991	0.04408
Alfa (Signif.)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No
Kolmogorov-Smirnov						
KS-Estadístico	0.04036	0.05069	0.06666	0.06172	0.05813	0.08838
P-valor	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 100 muestras distintas de f'c y $\theta_{máx}$ considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.10g, 0.20g y 0.35g).

Tabla 10

Pruebas de normalidad en 100 muestras de f_y y $D_{máx}$ (0.10g, 0.20g y 0.35g)

	PGA = 0.10g		PGA = 0.20g		PGA = 0.35g	
Descripción	**f_y (MPa)**	***$D_{máx}$* (m)**	**f_y (MPa)**	***$D_{máx}$* (m)**	**f_y (MPa)**	***$D_{máx}$* (m)**
Media	470.3	0.08147	478.1	0.1518	470.24	0.2178
Error estándar	2.590	0.0008868	2.704	0.001274	2.832	0.001982
Mediana	469.40	0.08128	481.5	0.1514	466.7	0.2156
Desviación estándar	25.90	0.008868	27.04	0.01274	28.32	0.01982
Varianza	670.6	7.865E-05	731.4	0.0001622	802.1	0.0003928
Curtosis	0.3564	-0.7547	-0.5633	-0.4360	-0.5995	-0.1642
Asimetría	0.2708	0.02460	-0.3490	0.04667	0.1946	0.4736
Rango	139.3	0.03796	111.5	0.05732	125.3	0.08649
Máximo	545.4	0.1005	530.4	0.1797	541.4	0.2672
Mínimo	406.1	0.06252	418.9	0.1224	416.0	0.1807
Suma	47030	8.147	47807	15.18	47023	21.78
Cantidad de muestras	100	100	100	100	100	100
Media geométrica	469.6	0.08099	477.3	0.1513	469.4	0.2169
Media armónica	468.9	0.08051	476.5	0.1507	468.6	0.2160
Shapiro-Wilk						
W-Estadístico	0.9905	0.9855	0.9758	0.9902	0.9823	0.9739
P-valor	0.7078	0.3430	0.06216	0.6830	0.1998	0.04408
Alfa (Signif.)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No
Kolmogorov-Smirnov						
KS-Estadístico	0.04959	0.05069	0.07455	0.06172	0.10199	0.08838
P-valor	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Sí

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 100 muestras distintas de f_y y $D_{máx}$ considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.10g, 0.20g y 0.35g).

Tabla 11

Pruebas de normalidad en 100 muestras de f_y y $\theta_{máx}$ (0.05g, 0.15g y 0.25g)

	PGA = 0.05g		PGA = 0.15g		PGA = 0.25g	
Descripción	**f_y (MPa)**	**$\theta_{máx}$ (m/m)**	**f_y (MPa)**	**$\theta_{máx}$ (m/m)**	**f_y (MPa)**	**$\theta_{máx}$ (m/m)**
Media	467.3	0.003573	476.2	0.01099	465.8	0.01581
Error estándar	2.786	3.919E-05	2.453	0.0001241	3.127	0.0001292
Mediana	467.7	0.003563	475.5	0.01082	462.2	0.01571
Desviación estándar	27.86	0.0003919	24.53	0.001241	31.27	0.001292
Varianza	776.2	1.536E-07	601.7	1.541E-06	977.8	1.669E-06
Curtosis	0.1180	-0.07073	-0.3120	-0.2800	0.3795	-0.2940
Asimetría	-0.3252	0.4589	-0.01590	0.3828	0.3902	0.3135
Rango	145.9	0.001843	112.6	0.005700	176.4	0.005925
Máximo	528.9	0.004586	537.2	0.01427	562.4	0.01914
Mínimo	383.0	0.002743	424.6	0.008573	386.0	0.01322
Suma	46726	0.3573	47619	1.099	46580	1.581
Cantidad de muestras	100	100	100	100	100	100
Media geométrica	466.4	0.003552	475.7	0.01092	464.8	0.01576
Media armónica	465.6	0.003531	474.9	0.01086	463.8	0.01571
Shapiro-Wilk						
W-Estadístico	0.9897	0.9768	0.9881	0.9794	0.9864	0.9836
P-valor	0.6365	0.07431	0.5167	0.1184	0.3999	0.2511
Alfa (Signif.)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Kolmogorov-Smirnov						
KS-Estadístico	0.04723	0.06858	0.07574	0.06233	0.09201	0.08280
P-valor	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883
Normal	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Sí

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 100 muestras distintas de f_y y $D_{máx}$ considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.05g, 0.15g y 0.25g).

Tabla 12

Pruebas de normalidad en 880 muestras de PGA y $D_{máx}$

Descripción	PGA (g)	$D_{máx}$ (m)
Media	0.2493	0.1664
Error estándar	0.004541	0.002803
Mediana	0.25	0.1713
Moda	0.05	0.1582
Desviación estándar	0.1347	0.08315
Varianza	0.01815	0.006914
Curtosis	-0.5942	6.495
Asimetría	0.2766	1.261
Rango	0.70	0.7195
Máximo	0.75	0.7499
Mínimo	0.05	0.03044
Suma	219.4	146.5
Cantidad de muestras	880	880
Media geométrica	0.2053	0.1435
Media armónica	0.1572	0.1166
Shapiro-Wilk		
W-Estadístico	0.9552	0.9084
P-valor	9.992E-16	0.0
Alfa (Signif.)	0.05	0.05
Normal	No	No
Kolmogorov-Smirnov		
KS-Estadístico	0.1104	0.06286
P-valor	0.03015	0.03015
Normal	No	No

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 880 muestras distintas de PGA y $D_{máx}$.

Tabla 13

Pruebas de normalidad en 881 muestras de PGA y $\theta_{máx}$

Descripción	PGA (g)	$\theta_{máx}$ (m/m)
Media	0.25	0.01507
Error estándar	0.004567	0.0002638
Mediana	0.25	0.01545
Moda	0.05	0.01425
Desviación estándar	0.1356	0.007829
Varianza	0.01837	6.129E-05
Curtosis	-0.5369	10.72
Asimetría	0.3004	1.785
Rango	0.70	0.07629
Máximo	0.75	0.07903
Mínimo	0.05	0.002743
Suma	220.2	13.28
Cantidad de muestras	881	881
Media geométrica	0.2056	0.01296
Media armónica	0.1573	0.01051
Shapiro-Wilk		
W-Estadístico	0.9555	0.8753
P-valor	1.110E-15	0.0
Alfa (Signif.)	0.05	0.05
Normal	No	No
Kolmogorov-Smirnov		
KS-Estadístico	0.1099	0.07515
P-valor	0.03013	0.03013
Normal	No	No

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 881 muestras distintas de PGA y $\theta_{máx}$.

Tabla 14

Pruebas de normalidad en 100 muestras de PGA y ELDE

Descripción	PGA (g)	*ELDE1* (%)	PGA (g)	*ELDE2* (%)	PGA (g)	*ELDE3* (%)	PGA (g)	*ELDE4* (%)
Media	0.51	0.0278	0.51	0.1070	0.51	0.2046	0.51	0.6371
Error estándar	0.02901	0.01444	0.02901	0.02866	0.02901	0.03333	0.02901	0.04374
Mediana	0.51	0.0000	0.51	0.0000	0.51	0.004146	0.51	0.9521
Desviación estándar	0.2901	0.1444	0.2901	0.2866	0.2901	0.3333	0.2901	0.4374
Varianza	0.08417	0.02084	0.08417	0.08212	0.08417	0.1111	0.08417	0.1913
Curtosis	-1.20	30.61	-1.20	4.9613	-1.20	0.4331	-1.20	-1.521
Asimetría	-3.479E-16	5.550	-3.479E-16	2.564	-3.479E-16	1.424	-3.479E-16	-0.5945
Rango	0.99	0.9534	0.99	0.9999	0.99	0.9876	0.99	0.999
Máximo	1.00	0.9534	1.00	1.00	1.00	0.9876	1.00	1.00
Mínimo	0.01	0.0	0.01	0.0	0.01	0.0	0.01	0.0
Suma	50.50	2.7791	50.50	10.70	50.50	20.46	50.50	63.71
Cantidad de muestras	100	100	100	100	100	100	100	100
Media geométrica	0.3799	---	0.3799	---	0.3799	---	0.3799	0.0004096
Media armónica	0.1928	---	0.1928	---	0.1928	---	0.1928	1.243E-68
Shapiro-Wilk								
W-Estadístico	0.9547	0.1922	0.9547	0.4097	0.9547	0.6505	0.9547	0.7133
P-valor	0.001722	0.0	0.001722	0.0	0.001722	4.352E-14	0.001722	1.114E-12
Alfa (Signif.)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Normal	No	No	No	No	No	No	No	No
Kolmogorov-Smirnov								
KS-Estadístico	0.06104	0.5154	0.06104	0.4689	0.06104	0.3161	0.06104	0.2725
P-valor	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883	0.08883
Normal	Sí	No	Sí	No	Si	No	Si	No

Nota. La tabla muestra los parámetros estadísticos descriptivos y de pruebas de normalidad a partir de los lineamientos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov, calculados para 100 muestras distintas de PGA y ELDE.

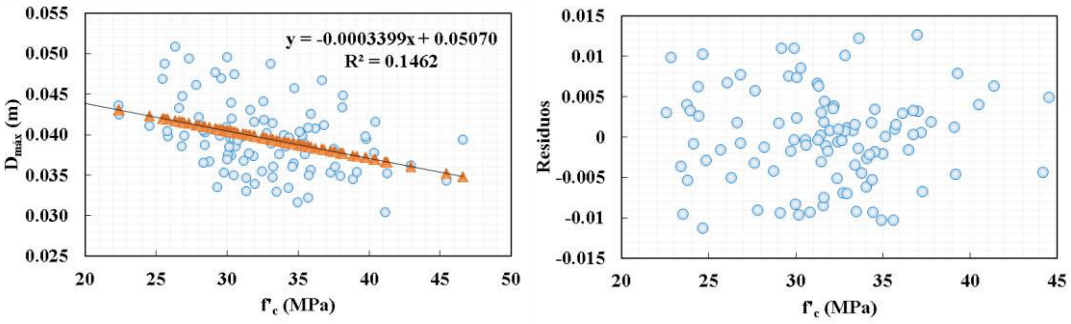
5.4. Pruebas Paramétricas y No Paramétricas

A partir de los valores derivados del análisis de normalidad se desarrolló la comprobación de las hipótesis a través de pruebas paramétricas para los datos con distribución normal y no paramétricas para datos sin distribución normal.

Algunas aplicaciones de las regresiones lineales (pruebas paramétricas) encontradas en esta investigación en el marco del análisis de la correspondencia entre los indicadores f'_c y $D_{máx}$ se muestran en la Figura 19, Figura 20 y Figura 21.

Figura 19

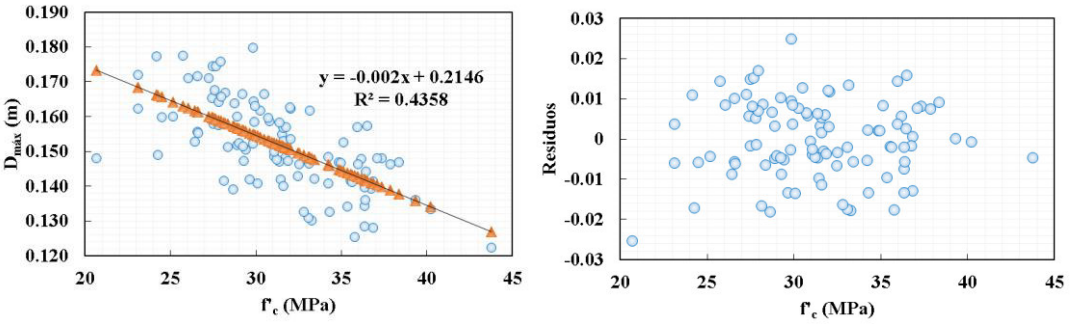
Regresión lineal de f'_c y $D_{máx}$ para un PGA de 0.05g



Nota. Desde la visualización izquierda se puede interpretar la regresión lineal aplicada a los indicadores f'_c y $D_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.05g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 20

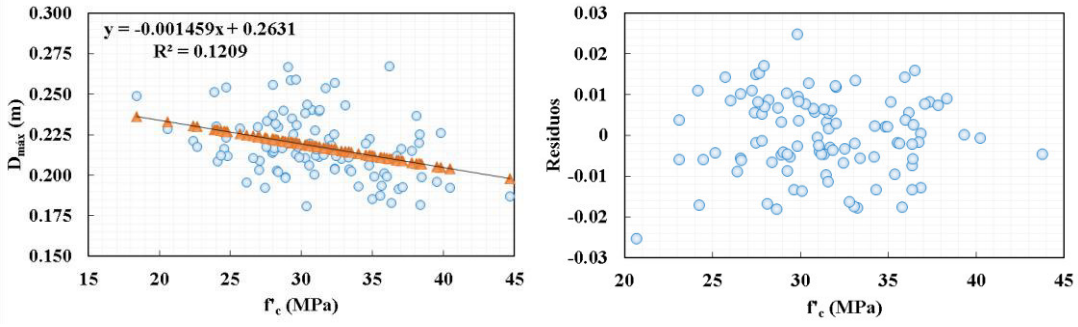
Regresión lineal de f'_c y $D_{máx}$ para un PGA de 0.20g



Nota. El gráfico a la izquierda expone de manera detallada la regresión lineal aplicada a los indicadores f'_c y $D_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.20g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 21

Regresión lineal de f'_c y $D_{máx}$ para un PGA de 0.35g

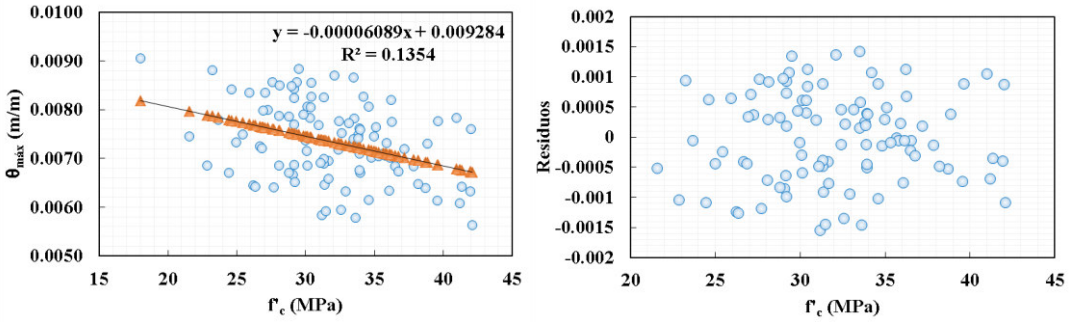


Nota. En la disposición gráfica del margen izquierdo se aprecia la tendencia de la regresión lineal aplicada a los indicadores f'_c y $D_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.35g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Mediante regresiones lineales (pruebas paramétricas), este estudio también arrojó otros hallazgos que explican la conexión entre los indicadores f'_c y $\theta_{máx}$, los cuales se muestran en la Figura 22, Figura 23 y Figura 24.

Figura 22

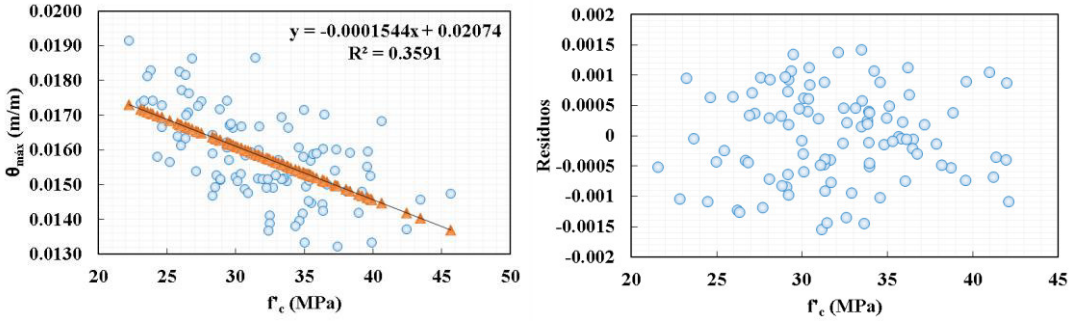
Regresión lineal de f'c y θmáx para un PGA de 0.10g



Nota. La parte izquierda de la ilustración muestra de forma clara la regresión lineal aplicada a los indicadores f'_c y $\theta_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.10g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 23

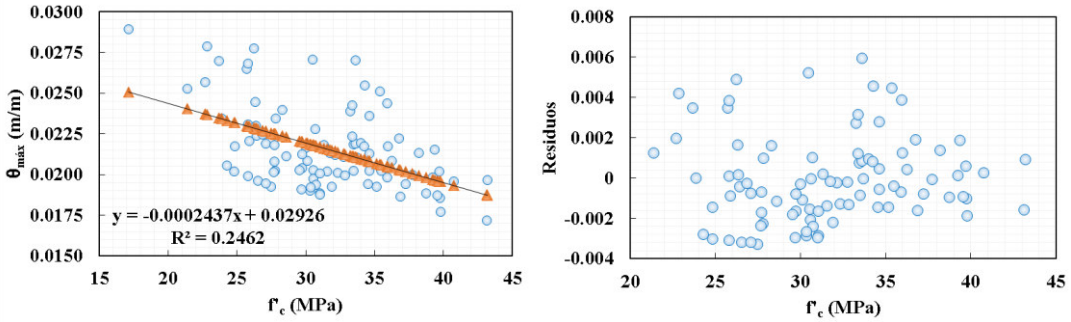
Regresión lineal de f'c y θmáx para un PGA de 0.25g



Nota. Se representa, en la sección izquierda de la imagen, el comportamiento de la regresión lineal aplicada a los indicadores f'_c y $\theta_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.25g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 24

Regresión lineal de f'c y θmáx para un PGA de 0.40g

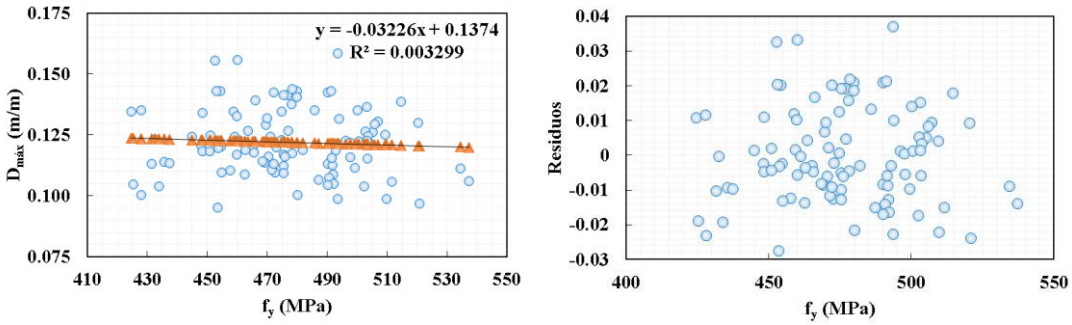


Nota. En el componente gráfico del lado izquierdo se representa la regresión lineal aplicada a los indicadores f'_c y calculados para un PGA igual a 0.40g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

La regresión lineal (prueba paramétrica) también puede ser aplicada entre las mediciones de f_y y $D_{máx}$, mostrada en la Figura 25, Figura 26, Figura 27.

Figura 25

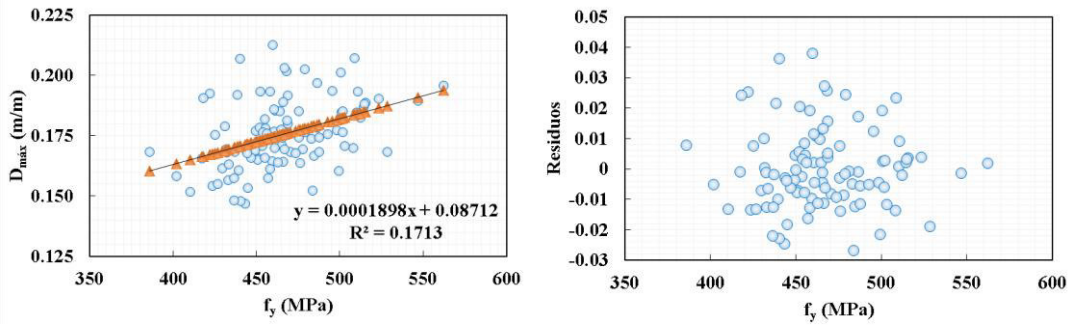
Regresión lineal de f_y y $D_{máx}$ para un PGA de 0.15g



Nota. En la gráfica ubicada en el extremo izquierdo se distinguen los resultados correspondientes a la regresión lineal aplicada a los indicadores de f_y y $D_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.15g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 26

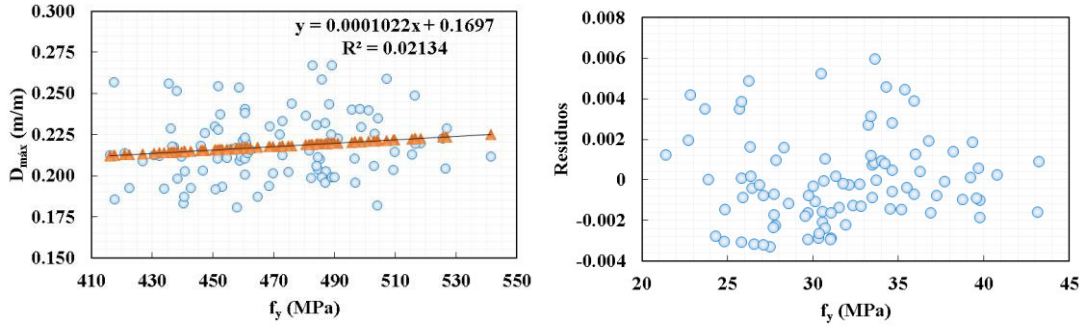
Regresión lineal de f_y y $D_{máx}$ para un PGA de 0.25g



Nota. La visualización del lado izquierdo proporciona evidencia de la regresión lineal aplicada a los indicadores f_y y $D_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.25g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 27

Regresión lineal de los indicadores f_y y $D_{máx}$ para un PGA de 0.35g

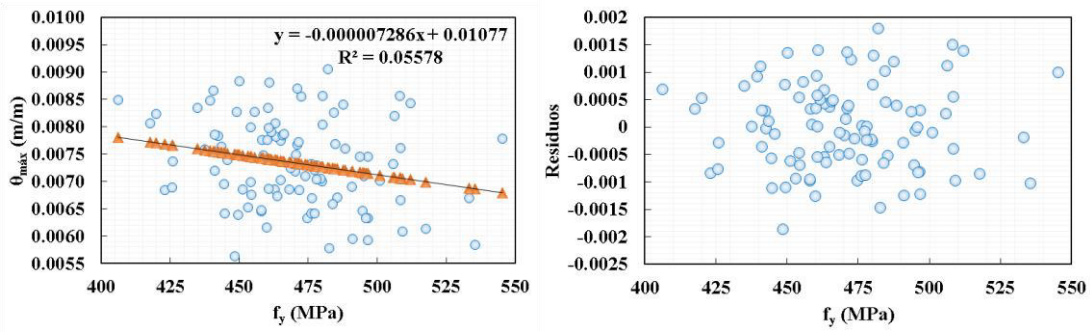


Nota. En la sección visual izquierda se aprecia el comportamiento de la regresión lineal aplicada a los indicadores f_y y $D_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.35g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

La interacción observada entre los factores medidos f_y y $\theta_{máx}$ puede expresarse a partir de la regresión lineal cuyos resultados se muestran en la Figura 28, Figura 29 y Figura 30.

Figura 28

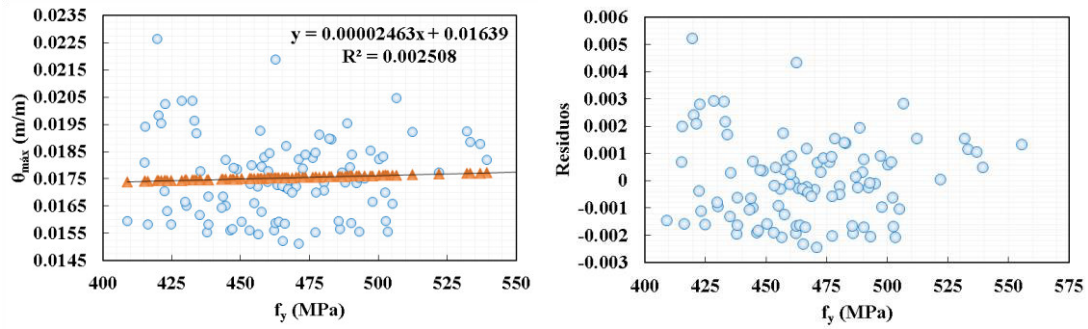
Regresión lineal de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.10g



Nota. La figura izquierda proporciona una representación detallada de la regresión lineal aplicada a los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.10g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 29

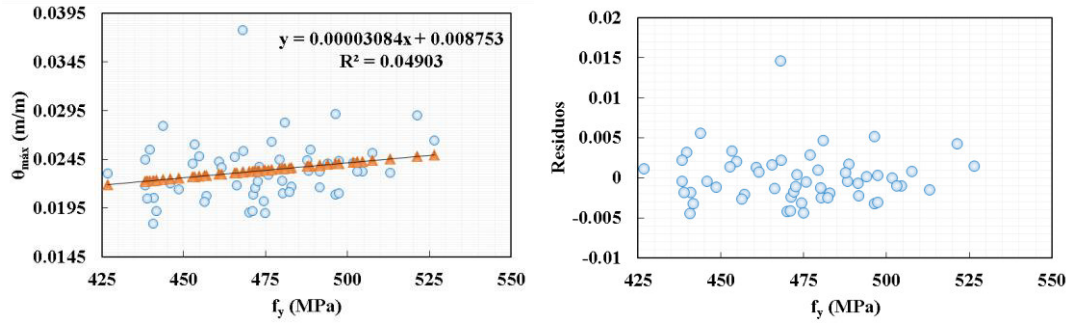
Regresión lineal de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.30g



Nota. El gráfico dispuesto a la izquierda expone la regresión lineal aplicada a los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.30g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

Figura 30

Regresión lineal de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ para un PGA de 0.45g

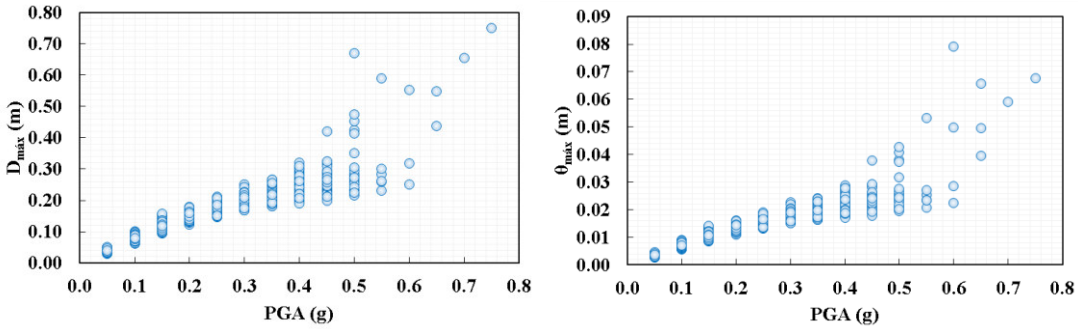


Nota. En la visualización del lado izquierdo se observa con claridad la regresión lineal aplicada a los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ calculados para un PGA igual a 0.45g, junto a su ecuación de recta y coeficiente de determinación R^2. En el lado derecho se puede apreciar la distribución de sus residuos.

La correspondencia existente entre las métricas PGA y $D_{máx}$ permitió definir una distribución sin normalidad entre las mismas, por lo que en esta investigación se usó una correlación de Spearman como prueba no paramétrica para medir su correlación. Lo mismo se aplicará para la asociación estadística entre los parámetros evaluados PGA y $\theta_{máx}$. Los resultados gráficos se muestran en la Figura 31.

Figura 31

Gráfica relacional entre indicadores PGA, $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$

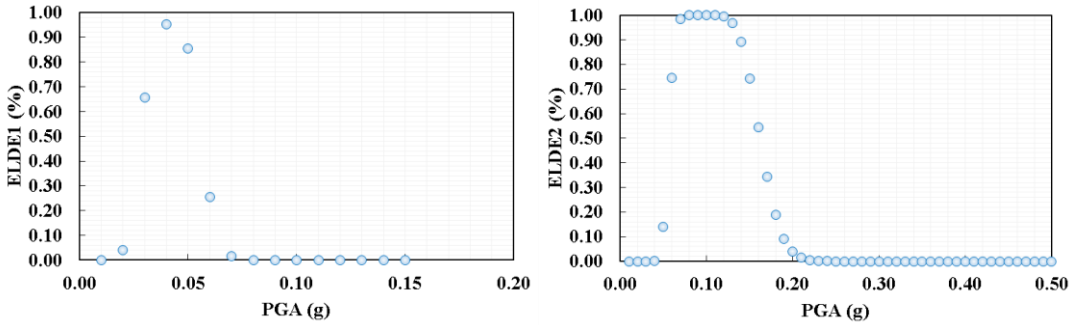


Nota. La imagen situada en la parte izquierda del documento ilustra la relación aplicada a los indicadores PGA y $D_{máx}$, mientras que en la figura de la derecha se ve la relación entre los indicadores PGA y $\theta_{máx}$.

Como últimas pruebas no paramétricas se practicó la correlación de Spearman entre los indicadores de PGA para la variable independientes y ELDE para la variable dependiente ya que su distribución es no normal. Las gráficas Figura 32 y Figura 33 muestran las relaciones entre los indicadores PGA y ELDE.

Figura 32

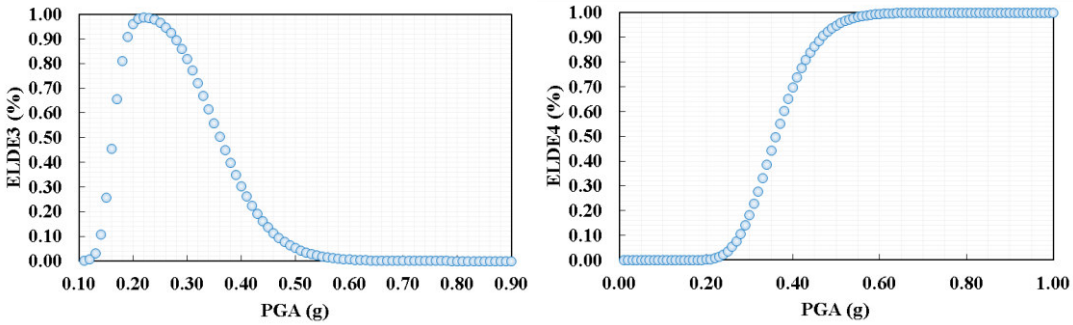
Gráfica relacional entre indicadores PGA vs ELDE1 y PGA vs ELDE2



Nota. En la figura localizada al margen izquierdo se evidencia la relación aplicada a los indicadores PGA y ELDE1, mientras que en la gráfica de la derecha se puede observar la relación entre los indicadores PGA y ELDE2.

Figura 33

Gráfica relacional entre indicadores PGA vs ELDE3 y PGA vs ELDE4



Nota. La representación gráfica ubicada en el extremo izquierdo permite identificar la relación aplicada a los indicadores PGA y ELDE3, mientras que en la gráfica de la derecha se ve la relación entre los indicadores PGA y ELDE4.

5.5. Pruebas de Hipótesis

Con los resultados obtenidos con cada prueba paramétrica y no paramétrica desarrollada para los indicadores independientes y dependientes se calcularon los estadísticos de prueba correspondientes para comprobar las hipótesis plateadas en cada caso. En la Tabla 15 se pueden observar algunos de los estadísticos de prueba determinados para los indicadores f'_c y $D_{máx}$ analizando su relación a partir de un modelo estadístico de relación lineal (prueba paramétrica).

Tabla 15

Estadísticos de prueba entre f'_c y $D_{máx}$ (0.10g, 0.25g y 0.40g)

Descripción	PGA		
	0.10g	**0.25g**	**0.40g**
$\bar{x}$	31.92	31.90	31.44
$\bar{y}$	0.08147	0.1755	0.2397
S_x	4.828	5.013	5.140
S_y	0.008868	0.01434	0.02802
S_x^2	23.31	25.13	26.42
S_{xy}	-0.01576	-0.04308	-0.07146
S_{xx}	2308	2488	2404
R	-0.3680	-0.5992	-0.4962
$\widehat{\beta_1}$	-0.0006759	-0.001714	-0.002705
$\widehat{\beta_0}$	0.1030	0.2302	0.3248
$\sigma^2 = RSE^2$	6.869E-05	0.0001332	0.0005984
$SE(\widehat{\beta_1})$	0.0001725	0.0002313	0.0004989
$SE(\widehat{\beta_0})$	0.005568	0.007469	0.01589
Estadístico de prueba			
$t_{\widehat{\beta_1}}$	-3.918	-7.410	-5.422
P-valor ($\widehat{\beta_1}$)	0.0001654	4.501E-11	4.906E-07
$t_{\widehat{\beta_0}}$	18.51	30.82	20.44
P-valor ($\widehat{\beta_0}$)	9.477E-34	3.138E-52	1.431E-35
Valor crítico			
n	100	100	92
gl (n-2)	98	98	90
Alfa (signif.)	0.05	0.05	0.05
$t_{\widehat{\beta_0}}, t_{\widehat{\beta_1}}(\alpha/2, n-2)$	1.985	1.985	1.987

Nota. La información consignada en la tabla evidencia los parámetros estadísticos descriptivos de la prueba paramétrica de regresión lineal, las métricas inferenciales del análisis y los valores umbral para la aceptación o rechazo de la hipótesis en la relación de los indicadores f'_c y $D_{máx}$, considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.10g, 0.25g y 0.40g).

La investigación determinó los estadísticos de prueba para el indicador de f'_c y $\theta_{máx}$ observando su relación a partir del análisis de tendencia lineal (prueba paramétrica), los que fueron registrados en la Tabla 16.

Tabla 16

Estadísticos de prueba entre f'_c y $\theta_{máx}$ (0.05g, 0.15g y 0.35g)

Descripción	PGA		
	0.05g	**0.15g**	**0.35g**
$\overline{x}$	32.48	31.60	31.04
$\overline{y}$	0.003573	0.01099	0.01962
S_x	4.893	4.586	4.722
S_y	0.0003919	0.001241	0.001786
$S_x{}^2$	23.95	21.03	22.30
S_{xy}	-0.0007332	-0.002214	-0.002931
S_{xx}	2371	2082	2207
R	-0.3824	-0.3890	-0.3477
$\widehat{\beta_1}$	-0.00003062	-0.0001053	-0.0001315
$\widehat{\beta_0}$	0.004567	0.01432	0.02370
$\sigma^2 = RSE^2$	1.324E-07	1.321E-06	2.831E-06
$SE(\widehat{\beta_1})$	7.474E-06	2.519E-05	3.582E-05
$SE(\widehat{\beta_0})$	0.0002455	0.0008042	0.001124
Estadístico de prueba			
$t_{\widehat{\beta_1}}$	-4.097	-4.180	-3.671
P-valor ($\widehat{\beta_1}$)	8.623E-05	6.349E-05	0.0003934
$t_{\widehat{\beta_0}}$	18.61	17.81	21.08
P-valor ($\widehat{\beta_0}$)	6.296E-34	1.764E-32	3.438E-38
Valor crítico			
n	100	100	100
gl (n-2)	98	98	98
Alfa (signif.)	0.05	0.05	0.05
$t_{\widehat{\beta_0}}, t_{\widehat{\beta_1}}(\alpha/_2, n-2)$	1.985	1.985	1.985

Nota. Se documentan en la Tabla los parámetros estadísticos descriptivos de la prueba paramétrica de regresión lineal, los resultados derivados de la prueba estadística y los márgenes de decisión establecidos de los indicadores f'_c y $\theta_{máx}$, considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.05g, 0.15g y 0.35g).

Otros estadísticos de prueba que se calcularon en este estudio fueron obtenidos entre la relación de los indicadores f_y y $D_{máx}$ a partir de la regresión lineal (prueba paramétrica), registrados en la Tabla 17.

Tabla 17

Estadísticos de prueba entre f_y y $D_{máx}$ (0.10g, 0.25g y 0.40g)

Descripción	PGA		
	0.10g	**0.25g**	**0.40g**
$\overline{x}$	470.30	465.8	470.7
$\overline{y}$	0.08147	0.1755	0.2397
S_x	25.90	31.27	29.04
S_y	0.008868	0.01434	0.02802
$S_x{}^2$	670.6	977.8	843.6
S_{xy}	-0.05424	0.1856	0.2253
S_{xx}	66390	96801	76768
R	-0.2362	0.4139	0.2768
$\widehat{\beta_1}$	-8.088E-05	0.0001898	0.002670
$\widehat{\beta_0}$	0.1195	0.08712	0.1140
$\sigma^2 = RSE^2$	7.502E-05	0.0001722	0.0007330
$SE(\widehat{\beta_1})$	3.361E-05	4.217E-05	9.772E-05
$SE(\widehat{\beta_0})$	0.01583	0.01969	0.04608
Estadístico de prueba			
$t_{\widehat{\beta_1}}$	-2.406	4.501	2.733
P-valor ($\widehat{\beta_1}$)	0.01800	1.868E-05	0.007564
$t_{\widehat{\beta_0}}$	7.548	4.425	2.474
P-valor ($\widehat{\beta_0}$)	2.302E-11	2.506E-05	0.01522
Valor crítico			
n	100	100	92
gl (n-2)	98	98	90
Alfa (signif.)	0.05	0.05	0.05
$t_{\widehat{\beta_0}}, t_{\widehat{\beta_1}}(\alpha/_2, n-2)$	1.985	1.985	1.987

Nota. En la tabla se detallan los parámetros estadísticos descriptivos de la prueba paramétrica del modelamiento lineal, los estadísticos de prueba y los valores críticos de los indicadores f_y y $D_{máx}$, considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.10g, 0.25g y 0.40g).

Las últimas pruebas paramétricas realizadas entre los indicadores f_y y $\theta_{máx}$ permitieron obtener resultados medidos en estadísticos de prueba. Algunos de ellos se expresan en la Tabla 18 mostrada a continuación:

Tabla 18

Estadísticos de prueba entre f_y y $\theta_{máx}$ (0.05g, 0.25g y 0.35g)

Descripción	PGA		
	0.05g	**0.25g**	**0.35g**
$\bar{x}$	467.3	465.8	470.2
$\bar{y}$	0.003573	0.01581	0.01962
S_x	27.86	31.27	28.32
S_y	0.0003919	0.001292	0.001786
S_x^2	776.2	977.8	802.1
S_{xy}	0.001590	0.01672	0.007387
S_{xx}	76847	96801	79409
R	0.1457	0.4139	0.1461
$\widehat{\beta_1}$	2.049E-08	1.710E-05	9.209E-06
$\widehat{\beta_0}$	0.002615	0.007849	0.01529
$\sigma^2 = RSE^2$	1.518E-07	1.397E-06	3.152E-06
$SE(\widehat{\beta_1})$	1.406E-06	3.800E-06	6.300E-06
$SE(\widehat{\beta_0})$	0.0006579	0.001774	0.002968
Estadístico de prueba			
$t_{\widehat{\beta_1}}$	1.458	4.501	1.462
P-valor ($\widehat{\beta_1}$)	0.1481	1.868E-05	0.1470
$t_{\widehat{\beta_0}}$	3.975	4.425	5.151
P-valor ($\widehat{\beta_0}$)	0.0001347	2.506E-05	1.338E-06
Valor crítico			
n	100	100	100
gl (n-2)	98	98	98
Alfa (signif.)	0.05	0.05	0.05
$t_{\widehat{\beta_0}}, t_{\widehat{\beta_1}}(\alpha/2, n-2)$	1.985	1.985	1.985

Nota. La tabla presenta los parámetros estadísticos descriptivos de la prueba paramétrica de ajuste lineal, los estadísticos de prueba y los valores críticos de los indicadores f_y y $\theta_{máx}$, considerando 3 diferentes niveles de PGA (0.05g, 0.25g y 0.35g).

Para el caso de la relación medida entre los indicadores PGA versus $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$, se obtuvieron estadísticos de prueba basados en la correlación de Spearman (prueba no paramétrica). Los resultados están detallados en la Tabla 19 mostrada a continuación:

Tabla 19

Estadísticos de prueba entre PGA vs $D_{máx}$ y PGA vs $\theta_{máx}$

Descripción	**PGA vs $D_{máx}$**	**PGA vs $\theta_{máx}$**
n	880	881
$\sum d^2$	3466311	3464399
ρ	0.9695	0.96960
Estadístico de prueba		
t	117.2	117.5
P-valor	0.000	0.000
Valor crítico		
n	880	881
gl (n-2)	878	879
Alfa (signif.)	0.05	0.05
$t(\alpha/2, n-2)$	1.963	1.963

Nota. Se documentan en la tabla los parámetros estadísticos descriptivos de la correlación de Spearman como prueba no paramétrica, los estadísticos de prueba y los valores críticos de los indicadores PGA versus $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$.

Finalmente, la aplicación de la correlación de Spearman (prueba no paramétrica) entre los indicadores PGA y ELDE, permitió obtener los estadísticos de prueba correspondientes detallados en la Tabla 20.

Tabla 20

Estadísticos de prueba entre PGA vs ELDE

Descripción	PGA vs ELDE1	PGA vs ELDE2	PGA vs ELDE3	PGA vs ELDE4
n	15	50	80	100
$\sum d^2$	998.0	36730	160592	110
ρ	-0.7821	-0.7638	-0.8822	0.9993
Estadístico de prueba				
t	-4.526	-8.197	-16.55	272.3
P-valor	0.0005697	1.111E-10	3.089E-27	6.438E-143
Valor crítico				
n	15	50	80	100
gl (n-2)	13	48	78	98
Alfa (signif.)	0.05	0.05	0.05	0.05
$t(\alpha/2, n-2)$	2.160	2.011	1.991	1.984

Nota. En la tabla se consignan los parámetros estadísticos descriptivos de la correlación de Spearman como prueba no paramétrica, los estadísticos de prueba y los valores críticos de los indicadores PGA y ELDE en sus cuatro variaciones.

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Curva de Capacidad

La Tabla 6 reporta los valores pico alcanzados por los indicadores correspondientes a la variable dependiente: $D_{máx}$, $\theta_{máx}$ y ELDE dentro del análisis Pushover desarrollado para un poste de concreto armado con propiedades típicas. Los valores obtenidos para los cuatro distintos niveles de ELDE varían entre 0.02949 m a 0.2147 m para el $D_{máx}$, mientras que el $\theta_{máx}$ se encuentra en un intervalo de 0.002657 m/m a 0.01934 m/m.

Rojas (2019) determinó valores de $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$ que varían dentro de los intervalos de 0.053 m a 0.344 m y 0.0045 m/m a 0.0294 m/m respectivamente. Al comparar dichos resultados con los de esta investigación, podemos observar que los actuales hallazgos reflejan estimaciones más restrictivas (conservadoras) respecto a las obtenidas previamente. Por consiguiente, el poste de concreto presentó una mayor magnitud de deformación y menor rigidez. En el caso de los ELDE3 y ELDE4, relacionados a los estados de daño catalogados como fluencia y colapso, la diferencia en deformación máxima fue del 38.70% y 60.22% respectivamente. Para los mismos estados de daño y considerando el indicador de $\theta_{máx}$, existen diferencias de 31.91% para el ELDE3 y 52.02% para el ELDE4.

Por otro lado, Rojas (2019) calculó valores de V_b para ambos estados de daño (ELDE3 y ELDE4) de 15709 N y 21955 N respectivamente, cuyos valores son más altos que los obtenidos de la Tabla 6, llegando a magnitudes de 11806 N y 13346 N para ELDE3 y ELDE4 recíprocamente. Se observó que las diferencias de V_b entre ambos estudios cambian de 33.06% para la fluencia y 64.51% para el colapso.

Se plantea que las diferencias en los resultados anteriores se deban a factores combinados como la variación al considerar el tipo de modelo constitutivo que define el

comportamiento no lineal del concreto sin confinamiento usado: Popovics (en esta investigación) y Hognestad (estudios previos), así como la definición de una sección transversal circular troncocónica de concreto armado (usada en este estudio) frente a una sección transformada equivalente a una rectangular del mismo material. (Rojas, 2019).

Según Rojas (2019), considera que sus resultados muestran una curva Pushover compuesta de una curva bilineal con pendientes que marcan los ELDE3y ELDE4; sin embargo, a partir del punto de colapso para adelante, en este estudio se determinó un comportamiento de degradación de rigidez y resistencia observado en la Figura 17 que no contemplado en el estudio previo.

La diferencia radica básicamente en el tipo de modelamiento de rótulas plásticas utilizado en este estudio que presenta una degradación del material frente a un comportamiento histerético cíclico, frente a un modelo monotónico basado en la definición de diagramas momento-rotación para rótulas plásticas. Este último no representaría el verdadero comportamiento cíclico que presentan los movimientos sísmicos cuando afectan de forma natural a las estructuras. (Rojas, 2019).

5.2. Curvas de Fragilidad y PDE

Rojas (2019) presenta similar tendencia en el desarrollo de las PDE de las curvas de los ELDE1 y ELDE 2 en comparación con el estudio actual (Figura 18); sin embargo, en términos del PGA, esta investigación estimó que el desarrollo de las dos primeras curvas se define entre los rangos de 0 a 0.05g, mientras que el estudio previo las calculó en el intervalo de 0.05g a 0.10g. En el caso del ELDE3 (fluencia), resultados anteriores obtienen cambios en la PDE entre 0.15g y 0.40g, mientras que la Figura 18 muestra las alteraciones de los porcentajes en el rango de 0.12g y 0.24g.

Rojas (2019), para la ELDE4 (colapso), calculó resultados que alcanzaron un rango inferior de 0.35g y un superior que no presentó un límite donde la PDE llegue al 100% a pesar de rebasar el máximo de 1.00g en PGA. Sin embargo, este estudio estimó los cambios en la PDE a partir de 0.20g hasta el valor de 0.64g para el mismo ELDE4.

Este último resultado es discutible ya que, frente a un nivel de intensidad sísmica mayor al límite horizontal superior de la gráfica, cualquier sistema estructural que presente iguales o similares características como las especificadas para un poste de concreto armado centrifugado, debería presentar daño extensivo y/o colapso frente a los efectos de tan alto nivel de PGA. Cabe mencionar que todos los cambios en las PDE de los cuatro ELDE fueron medidas y comparadas entre los estudios realizados aproximadamente desde un valor nulo de probabilidad hasta un 100% de PDE.

5.3. Pruebas de Normalidad

En este estudio se decidió aplicar las pruebas de normalidad sobre las muestras de resultados que tuvieron niveles de PGA dentro de un intervalo de 0.05g a 0.45g de PGA para los indicadores de f'_c, f_y, $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$, por las siguientes razones:

- Los desplazamientos laterales máximos, obtenidos como primer resultado en la investigación, presentan valores fuera del rango normal y coherente en el orden de magnitudes a partir del PGA de 0.40g para adelante. Ello provocó la reducción en la cantidad de datos a ser analizados, y por tanto se dedujo y observó que los niveles superiores a 0.45g contienen respuestas con valores idealmente elevados dentro de los 100 calculados por cada nivel intensidad sísmica.
- Para considerar un máximo valor coherente de desplazamiento lateral se observaron los resultados obtenidos por la curva pushover graficada en la Figura 17. En ella se observa

que el colapso empezaría idealmente a partir de un desplazamiento lateral máximo de 0.2147 m.

- Las curvas de fragilidad y los PDE presentan la misma tendencia de los desplazamientos laterales máximo, ya que ellas dependen de manera proporcional de los resultados mencionados. En las funciones de fragilidad se observa que el 90% de PDE en el colapso de estructura sería alcanzado a partir de un PGA igual o superior a 0.45g aproximadamente.
- Las pruebas de normalidad fueron aplicadas por cada nivel de PGA, por tal razón, se analizaron 100 muestras como máximo. La decisión fue tomada porque la relación entre indicadores de variables distintas (independiente y dependiente) no debería ser afectada por la variabilidad del PGA sobre las 100 muestras de resultados (PGA es constante).

Se aplicaron dos tipos de pruebas de normalidad basadas en los conceptos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov sobre la asociación funcional entre los factores independientes y los indicadores dependientes. A partir de algunos de los resultados observados en la Tabla 8, se puede concluir que existe normalidad en la distribución de los indicadores f'_c (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente), considerando ambas metodologías. Al presentar una probabilidad asociada al estadístico de prueba mayor al nivel crítico del 5%, se mantiene la validez de la hipótesis nula frente a la alternativa, hecho que ratifica la existencia de normalidad entre los datos analizados. La misma conclusión es alcanzada cuando se observan los resultados de pruebas de normalidad entre los indicadores f'_c (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente) expresados para algunos niveles de PGA dentro de la Tabla 9, donde los valores de significancia son superados por las probabilidades calculadas.

Existen algunos casos puntuales donde la normalidad no es alcanzada a partir de la prueba de Shapiro-Wilk para el indicador $\theta_{máx}$, como el observado dentro de la Tabla 9 (0.35g

de PGA); sin embargo, se comprobó lo contrario aplicando la prueba de Kolmogórov-Smirnov. En estos casos específicos y observando los resultados y sus tendencias en los demás niveles de PGA, se asumió que los indicadores evaluados presentaron distribuciones perfectamente normales. Se estima que esta variación entre las evaluaciones de ambas pruebas de normalidad se debe principalmente a la cercanía de los resultados a valores próximos al nivel de colapso producido por una intensidad sísmica elevada.

Los parámetros numéricos para el análisis de la normalidad de los indicadores f_y (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente) fueron resumidos en la Tabla 10. Al igual que los casos anteriores, se obtienen valores de p significativamente superiores al umbral de significancia establecido, lo que conlleva a no rechazar la hipótesis nula; además se observaron situaciones puntuales donde uno de los indicadores presenta una distribución no normal a partir del análisis de normalidad basado en el estadístico W de Shapiro-Wilk (0.35g-$D_{máx}$) y en otros casos a partir del método de Kolmogórov-Smirnov (0.35g-f_y). Sin embargo, al haber desarrollado ambas pruebas, una de ellas permite sustentar su normalidad y de ello se infiere que los datos asociados a los indicadores cumplen plenamente con el supuesto de normalidad. La Tabla 11 muestra los valores calculados para sustentar la prueba de normalidad entre los indicadores f_y (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente). De la misma forma, ambos parámetros presentan distribuciones normales con significancias menores a las probabilidades calculadas y casos puntuales donde por ejemplo la normalidad no es alcanzada con la prueba de Kolmogórov-Smirnov (0.25g-f_y) pero si compensada por la verificación de Shapiro-Wilk.

En un inicio, la investigación consideró que el número de muestras analizadas dentro de la relación de los indicadores PGA (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente) debería ser como mínimo 2000. Sin embargo, por lo observado al inicio de la discusión de

resultados, se han obtenido magnitudes de resultados mucho más elevado que un valor coherente dentro de un rango normal. Este hecho provocó que el tamaño de muestra se reduzca de 2000 a 880 y sus parámetros para el estudio de normalidad fueron resumidos en la Tabla 12. Considerando ambas pruebas de normalidad (Shapiro-Wilk y Kolmogórov-Smirnov) se determinó que la estructura distributiva de los datos asociados a los indicadores se aparta del modelo normal, porque en ambos casos la significancia estadística obtenida se encuentra por debajo del umbral α establecido. Este hecho indica que se acepta la hipótesis alterna y se rechaza la nula, por lo que la primera se interpreta como la no existencia de normalidad en los datos examinados.

Para el caso de los indicadores PGA (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente) se advierte la misma situación que los parámetros anteriores tras la reducción de la base de datos de 2000 a 881 registros válidos, debido a la influencia de resultados de $\theta_{máx}$ con magnitudes mayores a las coherentemente aceptables. Tanto el método planteado por Shapiro-Wilk como Kolmogórov-Smirnov evidencian que los datos no se ajustan al modelo de distribución normal, condición requerida para ciertos procedimientos paramétricos (Tabla 13). De igual forma se observa un mayor valor de significancia frente a una probabilidad calculada.

Finalmente, las pruebas de normalidad culminan en los parámetros calculados en la Tabla 14, donde se muestran los indicadores PGA (variable independiente) y los ELDE (variable dependiente) para 100 muestras distintas. De lo observado, la probabilidad estimada es considerablemente más alta que el p-valor de Shapiro-Wilk, mientras que para el método de Kolmogórov-Smirnov, solo los valores de PGA presentan normalidad para los cuatro ELDE. Dada la evidencia sustancial que respalda una desviación de la distribución gaussiana en los datos analizados, concluimos que no exhiben normalidad.

5.4. Pruebas Paramétricas y No Paramétricas

Al igual que las pruebas de normalidad, las pruebas paramétricas fueron aplicadas en resultados que tuvieron niveles de PGA dentro de un intervalo de 0.05g a 0.45g de PGA para los indicadores de f'_c, f_y, $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$. La razón principal se debe a la magnitud obtenida de los desplazamientos laterales máximos cuyos datos mostraron valores atípicos e inconsistentes a partir de un PGA de 0.40g para adelante. Esta anomalía obligó a reducir el conjunto de datos para el análisis. Se observó que, para intensidades sísmicas superiores a 0.45g, las respuestas calculadas (de un total de 100 por cada nivel de intensidad) eran inusualmente elevadas.

En la Figura 19, Figura 20, y Figura 21 se pueden apreciar los ajustes en regresión lineal de la relación entre los indicadores f'_c (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente) para tres distintos niveles de PGA (0.05g, 0.20g y 0.35g). Se observó que los coeficientes R^2 son muy bajos (gráfica izquierda) al variar de 0.1209 a 0.4358, a pesar de que la distribución de los residuos presenta homocedasticidad (gráfica derecha). Este último efecto permite considerar que los residuos están dispersos aleatoriamente alrededor del cero, formando una banda horizontal sin ningún patrón discernible. En el caso de los indicadores estudiados, estos rangos varían entre +/-0.015 y +/-0.020. Por otro lado, se debe mencionar que el valor de R^2 no mide la magnitud de la pendiente en la línea de regresión ni mide la pertinencia del modelo lineal, ya que este valor puede ser alto incluso si hay una conexión no lineal entre las variables.

En este escenario, un R^2 alto no implica necesariamente que el modelo de regresión sea un predictor preciso; y para complementar las estadísticas con otras métricas se revisaron los p-valores (evaluados más adelante) y el análisis de los residuos (evaluados en este apartado). (Montgomery et al., 2012).

La Figura 22, Figura 23 y Figura 24 muestran el ajuste en regresión lineal de los indicadores f'_c (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente) para tres distintos niveles de PGA (0.10g, 0.25g y 0.40g). Como en el caso anterior, se observan coeficientes de determinación R^2 bajos (gráfica izquierda) que varían de 0.1354 a 0.3591. Los residuos presentados (gráfica derecha) no siguen un patrón determinado y son aleatorios, mostrando homocedasticidad en todo su rango de valores. Se encontró que los residuos variaban en el orden de +/-0.0015 y +/-0.0040, y el análisis de sus p-valores se desarrollará en los siguientes apartados.

Los indicadores f'_y (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente) para tres distintos niveles de PGA (0.15g, 0.25g y 0.35g) fueron evaluados a partir de la regresión lineal de sus resultados, obteniendo las gráficas representadas en la Figura 25, Figura 26 y Figura 27. Se observó que el coeficiente R^2 tienen valores muy bajos (gráfica izquierda) que varían entre 0.003299 y 0.1713, pero la homocedasticidad se presenta en la distribución aleatoria de sus residuos (gráfica derecha) cuyos rangos de valores varían entre +/-0.03 y +/-0.004. La comparativa de sus p-valores como dato complementario para sustentar los resultados de la regresión lineal serán evaluados más adelante.

La Figura 28, Figura 29 y Figura 30 muestran el desarrollo de la regresión lineal de los indicadores f'_y (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente) para tres distintos niveles de PGA (0.10g, 0.30g y 0.45g). La distribución de los residuos (gráfica derecha) presenta una aleatoriedad la representación gráfica de sus magnitudes (homocedasticidad) con rangos de valores entre +/-0.0015, +/-0.003 y +/-0.005; mientras que el coeficiente R^2 tiene valores muy bajos dentro de un intervalo de 0.002508 a 0.05578. De igual forma que en los demás casos, es necesario evaluar los p-valores de cada relación planteada (en adelante) para complementar la discusión del ajuste lineal.

Finalmente, según lo observado en la Figura 31 podemos concluir que las gráficas relacionales entre el indicador PGA versus los indicadores $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$, no presentan una tendencia lineal de sus datos a pesar de haber analizado una mayor cantidad de resultados recolectados (800 y 801 respectivamente) que permitirían obtener un mejor ajuste de las predicciones. La misma situación ocurre en la Figura 32 y Figura 33 al relacionar los indicadores PGA (variable independiente) y ELDE (variable dependiente) que presentan una tendencia no lineal. El número de resultados definido para el análisis de tendencias fue estimado de la siguiente manera: 15, 50, 90 y 100, para cada nivel de ELDE respectivamente. Para establecer esta distribución de magnitud, se utilizó la menor cantidad de puntos de datos por observación que aún nos permitieran ver una evidente tendencia no lineal.

5.5. Pruebas de Hipótesis

El análisis de los resultados en este apartado se centra en la evaluación de 100 muestras obtenidas tanto para los indicadores independientes: f'_c y f_y, como para los indicadores dependientes: $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$. El análisis inferencial se implementó a través de una prueba "t" de Student sobre los coeficientes de regresión en un esquema de ajuste lineal entre dos indicadores, para pruebas paramétricas, y se compararon sus probabilidades de error con el nivel de significancia máximo (5%).

La Tabla 15 muestra los parámetros estadísticos mínimos necesarios para sustentar la relación de dependencia entre los indicadores f'_c (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente) en tres niveles distintos de PGA (0.10g, 0.25g y 0.40g). La prueba "t" para el valor crítico se obtuvo igual a 1.985 para todos los casos sin excepción, mientras que el estadístico de prueba "t" para el coeficiente independiente ($\widehat{\beta_1}$), dentro del ajuste lineal aplicado, se calculó entre -7.410 y -3.918 para los distintos niveles de PGA descritos con

anterioridad. El estadístico de prueba "t" para el coeficiente independiente ($\widehat{\beta_0}$) de la ecuación lineal presentó un intervalo de valores que cambian entre 18.51 y 30.82 dentro de los mismos niveles de intensidad sísmica. De estos primeros resultados respecto al valor de "t", se evidenció que la magnitud del estadístico calculado excede los umbrales establecidos por el valor crítico, tanto en el extremo superior como inferior. Este resultado nos indica que la hipótesis nula es rechazada mientras que la alterna es aceptada, es decir, existe una relación de dependencia entre los indicadores propuestos. Por otra parte, al analizar las probabilidades, los p-valores para los tres niveles sísmicos resultan en magnitudes que varían de 4.501E-11 a 0.0001654 para el término $\widehat{\beta_1}$, mientras que toman valores entre 3.138E-52 y 9.477E-34 para el término $\widehat{\beta_0}$; ambos resultados representan porcentajes menores al valor crítico de 0.05, hecho que permite corroborar la aceptación de la hipótesis alterna comentada antes.

Respecto a la dependencia de los indicadores f'_c (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente), la Tabla 16 resume algunos de los parámetros estadísticos calculados para este fin, considerando los niveles de 0.05g, 0.15g y 0.35g en PGA. Al igual que en caso anterior, el valor crítico de la prueba "t" es 1.985 por presentan la misma cantidad de muestras (100); mientras que el estadístico de prueba "t" para el término $\widehat{\beta_1}$ varían entre -4.180 y -3.671, y para el valor de $\widehat{\beta_0}$ cambia entre 17.81 y 21.08. De acuerdo con lo calculado anteriormente, deducimos que los estadísticos de prueba se encuentran fuera del rango positivo o negativo del valor crítico, y este resultado permite aceptar la hipótesis alterna (hay dependencia entre variables) y rechazar la nula (no existe dependencia entre variables). Para corroborar esta conjetura, observamos que los niveles de probabilidad son mucho menores al valor crítico de 0.05 para las tres intensidades sísmica, que varían entre 8.623E-05 y 0.0003934 para el término $\widehat{\beta_1}$ y entre 3.438E-38 y 1.764E-32 para el valor de $\widehat{\beta_0}$.

En el caso de la Tabla 17, detalla los datos obtenidos en el proceso de análisis de correlación entre los indicadores f_y (variable independiente) y $D_{máx}$ (variable dependiente), para tres distintos niveles de PGA (0.10g, 0.25g y 0.40g). En esta situación, el valor crítico de la prueba "t" sigue siendo igual a 1.985 mientras que los estadísticos de prueba "t" encontrados para el coeficiente $\widehat{\beta_1}$ cambian entre -2.406 y 4.501, y para el término $\widehat{\beta_0}$ varían entre 2.474 y 7.548. Podemos observar que las magnitudes de los valores calculados "t" de la investigación siguen ubicándose fuera de los límites positivo o negativo del valor crítico. Ello confirma la existencia de una dependencia lineal entre los indicadores de las variables independiente y dependiente (hipótesis alterna aceptada). La evaluación de los p-valores no es la excepción que permite aterrizar en la idea anterior, ya que los obtenidos para el término $\widehat{\beta_1}$ cambian entre 1.868E-05 y 0.01800, mientras que los calculados para el valor de $\widehat{\beta_0}$ tienen un intervalo entre 2.302E-11 y 0.01522; demostrando que sus magnitudes son mucho menores a la probabilidad crítica del 5%.

Los parámetros estadísticos calculados para evaluar la interdependencia de los indicadores f_y (variable independiente) y $\theta_{máx}$ (variable dependiente) se encuentran resumidos en la Tabla 18, para tres intensidades sísmicas con PGA que cambian entre 0.05g, 0.25g y 0.35g. Podemos corroborar, que al igual que en los demás casos anteriormente descritos, el valor crítico de la prueba "t" es 1.985 por el análisis de 100 muestras. En el caso del término $\widehat{\beta_1}$, se obtuvo un estadístico de prueba "t" que variaba entre 1.458 y 4.501, mientras que para el coeficiente $\widehat{\beta_0}$ se calcularon magnitudes que variaron entre 3.975 y 5.151. Se confirma la dependencia lineal (hipótesis alterna) para el término independiente ($\widehat{\beta_0}$) dentro de los tres niveles de PGA aplicados; mientras que en el caso del término $\widehat{\beta_1}$, la dependencia lineal se observó solo en el nivel de PGA igual 0.25g. Por otro lado, las magnitudes de los p-valores calculados para el término $\widehat{\beta_1}$ resultan entre 1.868E-05 y 0.1481; y en el caso del coeficiente

$\widehat{\beta_0}$, se estimaron valores de 1.338E-06 y 0.0001347. Nuevamente se confirma la interdependencia a través de los p-valores del término $\widehat{\beta_0}$ por ser menores del crítico (5%), y en el caso del coeficiente $\widehat{\beta_1}$, solo para el PGA de 0.25g, se obtuvo un p-valor menor al 0.05.

En la Tabla 19 se muestran los datos estadísticos necesarios que permitieron desarrollar la prueba de hipótesis relacionada a un ajuste no paramétrico denominado correlación de Spearman. Considerando el indicador independiente PGA y dos indicadores dependientes: $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$, se obtuvieron magnitudes críticas de la prueba "t" de 1.963 con tamaños de muestras de 880 y 881, respectivamente. Los estadísticos de prueba "t" calculados para ambas relaciones: PGA-$D_{máx}$ y PGA- $\theta_{máx}$, resultan en magnitudes iguales a 117.2 y 117.5 que, al ser mayores al valor crítico, permiten aceptar la hipótesis alterna (relación entre variable). En el caso de los p-valores, para ambas relaciones ya descritas, los valores resultan bastante bajos (con tendencia a cero) por ser menores al valor crítico del 5% y confirman la no aceptación de la hipótesis nula, que plantea la ausencia de asociación entre las variables analizadas.

Finalmente, para evaluar la influencia del indicador de PGA (variable independiente) sobre el indicador de ELDE (variable dependiente), se obtuvieron los parámetros estadísticos, descritos en la Tabla 20, para comprobar la hipótesis que define una relación entre variables. A través de la prueba "t" de Student propuesta para la correlación de Spearman (prueba no paramétrica), y utilizando un número de muestras igual a: 15, 50, 80 y 100, correspondientes a los cuatro diferentes ELDE, se obtuvieron valores críticos de la prueba "t" de: 2.160, 2.011, 1.991 y 1.984, en el mismo orden de los ELDE. Los estadísticos de prueba "t" calculados desde el ELDE1 al ELDE4, fueron estimados en: -4.526, -8.197, -16.55 y 272.3, respectivamente. Con estos resultados podemos considerar que los estadísticos de prueba se encuentran fuera de los límites positivos o negativos de los valores críticos, lo que permite concluir que la variable independiente ejerce una influencia significativa sobre el comportamiento de la variable

dependiente. Además, esta premisa es confirmada con la comparación de los cuatro distintos p-valores calculados para los cuatro ELDE ordenados secuencialmente: 0.0005697, 1.111E-10, 3.089E-27 y 6.438E-143; cuyas magnitudes son mucho menores al nivel de significancia (5%).

VI. CONCLUSIONES

- La presente investigación delinea un enfoque para caracterizar la fragilidad sísmica de infraestructura perteneciente a los SEAD. La metodología empleada consiste en la generación de funciones de fragilidad, las cuales integran la incertidumbre asociada a parámetros mecánicos del sistema resistente y a la demanda sísmica impuesta. El estudio se centró en la caracterización estructural de los soportes verticales de concreto reforzado (postes) empleados en instalaciones de transformación eléctrica, los cuales son fundamentales para mantener la estabilidad del sistema eléctrico frente a eventos sísmicos. La variabilidad estructural se representó mediante dos factores mecánicos clave: f'_c y f_y; y variabilidad en la acción sísmica se modeló a través del PGA. Para incorporar la incertidumbre en las propiedades mecánicas, se utilizó la técnica de Monte Carlo. Este método permitió generar 2000 muestras aleatorias, considerando la media del f'_c igual a 320 kg_f/cm^2 y de f_y como 4800 kg_f/cm^2; mientras que sus coeficientes de variación fueron asumidos igual a 15% y 6% en cada caso respectivo, por recomendación de otros estudios. (Velásquez et al., 2018).
- En cuanto al PGA, se generaron 100 acelerogramas artificiales que simulan las condiciones de sismos reales en el sitio y, además, reflejan la influencia del espectro de diseño sísmico establecido por la normativa peruana. Estos acelerogramas se crearon con un incremento de 0.05g, alcanzando un máximo de 1.00g, lo que resultó en 20 niveles diferentes de PGA. Se construyeron un total de 2000 muestras de terremotos artificiales, derivadas de 100 señales acelerográficas en cada nivel de intensidad sísmica.
- Con base en los hallazgos de la Tabla 6, los postes de concreto armado centrifugado presentaron una rigidez más reducida y mayores deformaciones que las encontradas por estudios previos. Tomando en cuenta los estados de daño más críticos: ELDE3 (fluencia)

y ELDE4 (colapso), los valores de $D_{máx}$ presentaban diferencias del 38.70% y 60.22% en el orden mencionado; sin embargo, en lo que respecta al indicador $\theta_{máx}$, estas diferencias cambiaban de 31.91% para el ELDE3 y 52.02% para el ELDE4. En el caso del parámetro V_b, la variación con la actual investigación iba de 33.06% para el ELDE1 y 64.51% para el ELDE2. Se concluyó que las diferencias en los resultados podrían deberse, primero al uso de un modelo constitutivo diferenciado entre este estudio e investigaciones previas (Popovics y Hognestad); y segundo debido al tipo de sección transversal considerada: circular troncocónica en esta investigación y rectangular transformada en estudios previos.

- El modelamiento estructural no lineal empleado en este estudio, basado en rótulas plásticas con degradación cíclica, permitió identificar la pérdida progresiva de rigidez y resistencia tras el colapso, comportamiento que no se refleja en el modelo monotónico utilizado por otros autores. Esto resalta la importancia de emplear modelos que consideren la respuesta cíclica real del material ante eventos sísmicos para una representación más precisa del desempeño estructural.
- Al comparar los resultados de las funciones de fragilidad y los niveles de PDE de este estudio con otras investigaciones previas, se observó una tendencia similar en los ELDE1 y ELDE2, aunque este estudio los ubica en un rango de PGA menor (0–0.05g frente a 0.05–0.10g). Para el ELDE3, los valores también difieren: 0.12–0.24g en este estudio frente a 0.15–0.40g del mismo autor antes mencionado. En el ELDE4, este trabajo estima el colapso entre 0.20–0.64g, mientras que estudios previos no define un límite superior claro, incluso superando 1.00g de PGA sin alcanzar el 100% de daño, lo cual podría subestimar el riesgo de colapso ante sismos severos. Todos los estados límite fueron evaluados desde una probabilidad nula hasta el 100% de daño estructural.
- Se aplicaron pruebas de normalidad a los resultados comprendidos entre 0.05g y 0.45g de PGA debido a que, a partir de 0.40g, los desplazamientos laterales máximos presentaron

valores atípicos que afectaron la coherencia de los resultados. Se estableció un límite superior de 0.45g con base en la curva pushover, que indica el inicio del colapso a partir de 0.2147 m de $D_{máx}$, y en las curvas de probabilidad de excedencia de daño (fragilidad), donde el 90% de porcentaje de daño estructural se alcanzó a partir del nivel de PGA mencionado antes (0.45g). Así, se analizaron 100 muestras por nivel de intensidad, asegurando que la constancia del PGA no afectara la relación entre las variables estudiadas.

- Las pruebas de normalidad realizadas mediante los métodos de Shapiro-Wilk y Kolmogorov-Smirnov permitieron determinar que los pares de variables f'_c–$D_{máx}$, f'_c–$\theta_{máx}$, f_y–$D_{máx}$ y f_y–$\theta_{máx}$ evidenciaron ajuste a una distribución normal en la mayor parte de los rangos de PGA considerados. En estos casos, los p-valores superaron el nivel de significancia del 5%, lo que condujo a la aceptación de la hipótesis nula de normalidad, al no encontrarse evidencia suficiente para respaldar la hipótesis alterna. Aunque se identificaron excepciones puntuales, como en el nivel de 0.35g para $\theta_{máx}$ o $D_{máx}$, siempre al menos una de las dos pruebas confirmó la normalidad, lo cual permitió validar estadísticamente las distribuciones.
- En cambio, para las relaciones PGA–$D_{máx}$ y PGA–$\theta_{máx}$, se observó una falta de normalidad. Esta conclusión se sustentó en que ambas pruebas de ajuste generaron p-valores menores al umbral de significancia establecido, lo que condujo a rechazar la hipótesis nula de normalidad en favor de la hipótesis alternativa. Finalmente, en el análisis entre PGA y los ELDE, solo los valores de PGA mostraron distribución normal en la prueba de Kolmogorov-Smirnov, mientras que los ELDE no presentaron normalidad en ninguna de las dos pruebas. Por lo tanto, se concluyó que no existe normalidad en los datos correspondientes a las combinaciones que incluyen a dichos indicadores de las variables independiente y dependiente.

- Las pruebas paramétricas aplicadas entre los indicadores f'_c, f_y, $D_{máx}$ y $\theta_{máx}$, dentro del rango de 0.05g a 0.45g de PGA, mostraron que, aunque los residuos de los modelos de regresión lineal presentaron homocedasticidad (distribución aleatoria sin patrones evidentes), los coeficientes de determinación (R^2) fueron muy bajos en todos los casos, indicando inicialmente una débil relación lineal entre las variables analizadas. Esta situación se repitió al evaluar la relación entre PGA y los indicadores $D_{máx}$, $\theta_{máx}$ y ELDE, incluso cuando se amplió el tamaño muestral a más de 800 observaciones. Estos resultados confirman que el comportamiento estructural evaluado no sigue una tendencia lineal frente al aumento de la intensidad sísmica, por lo que los modelos lineales no son adecuados para describir dichas relaciones.
- La contrastación estadística se efectuó mediante la técnica "t" de Student en regresión lineal simple evidenció una relación de dependencia significativa entre los indicadores estructurales analizados: f'_c y $D_{máx}$, f'_c y $\theta_{máx}$, f_y y $D_{máx}$, así como f_y y $\theta_{máx}$, en distintos niveles de PGA. En casi todos los casos, los estadísticos "t" superaron los valores críticos y los p-valores fueron menores al 5%, confirmando la validez de la hipótesis alterna (existencia de relación entre variables). No obstante, en la relación f_y–$\theta_{máx}$, esta dependencia solo fue estadísticamente significativa para el nivel de PGA de 0.25g. Por otro lado, los análisis no paramétricos con la prueba de Spearman también confirmaron una correlación significativa entre PGA y los indicadores $D_{máx}$, $\theta_{máx}$ y los cuatro niveles ELDE, con estadísticos "t" muy superiores al valor crítico y p-valores cercanos a cero, lo que refuerza la existencia de una fuerte interdependencia entre las variables. Los hallazgos reflejan que, aunque no se cumple una correspondencia perfectamente lineal entre todas las variables, sí se establece un vínculo estadísticamente consistente entre las variables independientes y dependientes, conforme a los análisis aplicados.

VII. RECOMENDACIONES

- Una limitación relevante del estudio consistió en no incorporar la dispersión de variables internas adicionales propias de los postes de concreto estructural. Factores como el peso y las dimensiones del poste, la cantidad y el tamaño de las varillas de refuerzo, o la influencia del refuerzo transversal, son ejemplos de aspectos que podrían haberse incluido. Por lo tanto, se recomienda encarecidamente que estas variaciones se apliquen en futuras investigaciones para obtener resultados más completos y representativos.
- Se recomienda profundizar en el análisis comparativo con otros modelos constitutivos del concreto y el acero, evaluando el impacto de distintas formulaciones relacionadas con la caracterización no lineal del comportamiento material.
- Para asegurar una evaluación completa de los estados límite de daño, incluyendo el colapso, es imprescindible que en futuras investigaciones se extienda el rango del análisis del indicador PGA. De esta forma, las funciones de daño no se interrumpirán prematuramente, permitiendo determinar con exactitud el 100% de probabilidad de excedencia y permitiendo así una evaluación más completa de la respuesta estructural.
- Será necesario explorar el uso de modelos tridimensionales para poder captar posibles efectos de torsión o interacción espacial entre componentes, que no son capturados en análisis bidimensionales convencionales. También serán necesarios modelos analíticos que tomen en cuenta la fuerza de tracción que provocan los cables tensionados sobre las estructuras de los postes de concreto armado.
- Para investigaciones futuras, es aconsejable realizar una validación tanto experimental como numérica. Deberíamos usar modelos que simulen con mayor precisión los postes de concreto armado comunes. Esto reducirá la dispersión de los resultados y mejorará la fiabilidad del análisis pushover.

VIII. REFERENCIAS

Aiken, L. (1985). Three coefficients for analyzing the reliability and validity of ratings. *Educational and Psychological Measurement, 45*, 131-142. https://doi.org/10.1177/0013164485451012

Alesch, D. (18 al 22 de enero de 2005). Complex urban systems and extreme events: Toward a theory of disaster recovery. *1st International Conference on Urban Disaster Reduction*, Kobe, Japón.

Arias, F. (2012). *El proyecto de investigación: introducción a la metodología científica.* Epistem. https://www.researchgate.net/publication/261472513_Fidias_G_Arias_-_El_Proyecto_de_la_Investigacion/stats

Bachelard, G. (2000). *La formación del espíritu cinetífico.* Siglo XXI Editores. https://posgrado.unam.mx/musica/lecturas/LecturaIntroduccionInvestigacionMusical/epistemologia/Bachelard%20Gaston-La-formacion-del-espiritu-cientifico

Baghmisheh, A. G. y Estekanchi, H. E. (2019). Effects of rigid bus conductors on seismic fragility of electrical substation equipment. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 125*(105733), 16. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105733

Baghmisheh, A. G. y Mahsuli, M. (2021). Seismic performance and fragility analysis of power distribution concrete poles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 150*(106909), 15. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106909

Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de

Cataluña]. Repositorio Institucional de la Universidad Politécnica de Cataluña. http://hdl.handle.net/2117/93542

Chen, L., Lu, X., Jiang, H. y Zheng, J. (2009). Experimental investigation of damage behavior of RC frame members including non-seismically designed columns. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 8*, 301-311. https://doi.org/10.1007/s11803-009-9018-3

Constitución Política del Perú [Const] Art. 2, 29 de diciembre de 1993 (Perú).

Crainic, L. y Munteanu, M. (2013). *Seismic performance of concrete buildings.* Structures and Infrastructures Book Series. https://doi.org/10.1201/b13287

Empresa Provincial de Energía de Córdova Sociedad Anónima (EPECSA). (1997). *ET4 Postes y crucetas de hormigón armado.* Empresa Provincial de Energía de Córdova. https://www.epec.com.ar/docs/educativo/normasT/ET4

Escurra, L. (1988). Cuantificación de la validez de contenido por criterio de jueces. *Revista de Psicología, 6*, 103-111. https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6123333

Fahjan, Y. y Ozdemir, Z. (12 al 17 de octubre de 2008). Scaling of earthquake accelerograms for non-linear dynamic analyses to match the earthquake design spectra. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

Faraway, J. (2014). *Linear models with R.* Taylor & Francis. https://www.utstat.toronto.edu/~brunner/books/LinearModelsWithR.pdf

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (1999). *Earthquake Loss Estimation Methodology: User's Manual.* National Institute of Standards and Technology.

Ferreira, F., Moutinho, C., Cunha, A. y Caetano, E. (2020). An artificial accelerogram generator code written in Matlab. *John Wiley & Sons, 2*(3), 17. https://doi.org/10.1002/eng2.12129

Foroughi, S. y Yüksel, S. (2020). Analytical investigation of curvature ductility of reinforced concrete columns. *Uludağ University Journal of The Faculty of Engineering, 25*(1), 12. https://doi.org/10.17482/uumfd.510862

Foroughi, S. y Yüksel, S. (2021). Investigation of moment-curvature and effective section stiffness of reinforced concrete columns. *Challenge Journal of Structural Mechanics, 7*(3), 16. https://doi.org/10.20528/cjsmec.2021.03.003

Foroughi, S. y Yüksel, S. (2022). Investigation of nonlinear behavior of the reinforced concrete columns for different confined concrete models. *Journal of Polytechnic, 25*(4), 1447-1462. https://doi.org/10.2339/politeknik.930774

García, S. y Alcántara, L. (2019). Generator of genetic signals. *Geofísica, 58*(3), 179-188. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0016-71692019000300179&lng=es&tlng=en

Guevara, N., Osorio, S. y Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)* [Tesis de pregrado, Universidad del El Salvador]. Repositorio Institucional de la Universidad de El Salvador. https://hdl.handle.net/20.500.14492/16340

Gutiérrez, E. y Vladimirovna, O. (2016). *Estadística inferencial I para ingeniería y ciencias.* Grupo Editorial Patria.

http://biblioteca.univalle.edu.ni/files/original/4bee2ce5589a0b8ae82ed363b2bac6206dd28ab1.pdf

Harris, C., Pritchard, M., James, R., Englehardt, E. y Rabins, M. (2019). *Engineering ethics: concepts and cases.* Cengage. https://etica.uazuay.edu.ec/sites/etica.uazuay.edu.ec/files/public/Engineering%20Ethics_%20Concepts%20and%20Cases%20(%20PDFDrive%20).pdf

Haselton, C., Liel, A., Taylor-Lange, S. y Deierlein, G. (2016). Calibration of model to simulate response of reinforced concrete beam-columns to collapse. *ACI Structural Journal, 113*(6), 12. https://doi.org/10.14359/51689245

Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill. https://apiperiodico.jalisco.gob.mx/api/sites/periodicooficial.jalisco.gob.mx/files/metodologia_de_la_investigacion_-_roberto_hernandez_sampieri.pdf

Hinostroza, J. (2008). *Elementos y esquemas para subestaciones de distribución* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería. http://hdl.handle.net/20.500.14076/9612

Ibarra, L., Medina, R. y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34*, 1489-1511. https://doi.org/10.1002/eqe.495

Icart, M. y Canela, J. (1998). El uso de la hipótesis en la investigación científica. *Atención Primaria, 21*(3), 172-178. https://www.elsevier.es/es-revista-atencion-primaria-27-articulo-el-uso-hipotesis-investigacion-cientifica-15038

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). (2013). *NTC 1329 Prefabricados en concreto, postes de concreto para líneas de energía eléctrica y telecomunicaciones.* Icontec internacional.

Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual (INDECOPI). (2009). *Hormigón (concreto). Postes de hormigón (concreto) armado para líneas aéreas.* Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual.

James, G., Witten, D., Hastie, T. y Tibshirani, R. (2017). *An introduction to statistical learning with applications in R.* Springer. https://www.researchgate.net/publication/354866394_An_introduction_to_statistical_learning_with_applications_in_R_by_Gareth_James_Daniela_Witten_Trevor_Hastie_and_Robert_Tibshirani_New_York_Springer_Science_and_Business_Media_2013_4198_eISBN_978-1-461

Johns, L., Blair, P., Crane, A., Roy, R. y Seder, J. (1990). *Physical vulnerability of electric power systems to natural disasters and sabotage.* Office of Technology Assessment. https://ota.fas.org/reports/9034.pdf

Kim, S., Moon, T. y Kim, S. (2020). Effect of uncertainties in material and structural detailing on the seismic vulnerability of RC frames considering construction quality defects. *Applied Sciences, 10*(24), 8832. https://doi.org/10.3390/app10248832

Klein, J. (2009). *Creating interdisciplinary campus cultures: a model for strength and sustainability.* John Wiley & Sons.

Kliukas, R., Lukoševičienė, O., Jaras, A. y Jonaitis, B. (2020). The mechanical properties of centrifuged concrete in reinforced concrete structures. *Applied Sciences, 10*(10), 3570. https://doi.org/10.3390/app10103570

Leopold, A. (1966). *A sand county almanac.* Oxford University Press. https://warwick.ac.uk/fac/arts/english/currentstudents/undergraduates/modules/fulllist/first/en124/leopoldsandcountyalmanacexcerpts.pdf

Lilliefors, H. (1967). On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance Unknown. *Journal of the American Statistical Association, 62*(318), 399-402. https://doi.org/10.2307/2283970

Luthar, S., Cicchetti, D. y Becker, B. (2000). The construct of resilience: a critical evaluation and guidelines for future work. *Child Development, 71*(3), 543-562. https://doi.org/10.1111/1467-8624.00164

Luz del Sur. (1987). *TE-7-542 Palomilla doble de concreto armado (250), 400 y 630 kVA.*

Luz del Sur. (2005). *LE-7-015 Ménsula de concreto armado – 10 kV.* Luz del Sur.

Luz del Sur. (2010). *DNC-098 Postes de concreto para líneas aéreas hasta 22.9 kV (13 m).*

Luz del Sur. (2011). *Plataforma de soporte para equipos del peso hasta 2600 kg.*

Luz del Sur. (2012). *TE-7-112 Transformadores trifásicos convencionales de 50 hasta 630 kVA para 10 kV.*

Marie-Victorie, E., Cailleux, E. y Texier, A. (2006). Carbonation and historical buildings made of concrete. *Journal de Physique IV, 136*, 305-318. https://doi.org/10.1051/jp4:2006136031

Marston, T. (2018). The US electric power system infrastructure and its vulnerabilities. *The Bridge, 48*(2), 31-34. https://www.nae.edu/File.aspx?id=183084

McKenna, F., Scott, M. y Fenves, G. (2010). Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition. *Journal of Computing in Civil Engineering, 24*(1), 95-107. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000002

Ministerio de Energía y Minas (MINEM). (2002). *Terminología de electricidad.* Ministerio de Energía y Minas.

Ministerio de Energía y Minas (MINEM). (2011). *Código nacional de electricidad.* Ministerio de Energía y Minas: https://www.minem.gob.pe/minem/archivos/file/Electricidad/normatividad/ManualCNESuministro.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS). (2020). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente".* Plataforma Digital Única del Estado Peruano. https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne

Montalvo, O. (2014). *Estimación de pérdida por sismo mediante curvas de fragilidad aplicado a la Biblioteca Central de la UNSCH* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/2411

Montgomery, D., Peck, E. y Vining, G. (2012). *Introduction to Linear Regression Analysis.* John Wiley & Sons. https://www.kwcsangli.in/uploads/3--

Introduction_to_Linear_Regression_Analysis__5th_ed._Douglas_C._Montgomery__Elizabeth_A._Peck__and_G._.pdf

Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña]. Repositorio Institucional de la Universidad Politécnica de Cataluña. http://hdl.handle.net/2117/93559

Norris, F., Stevens, S., Pfefferbaum, B., Wyche, K. y Pfefferbaum, R. (2008). Community resilience as a metaphor, theory, set of capacities, and strategy for disaster readiness. *American Journal of Community Psychology, 41*(1-2), 127-150. https://doi.org/10.1007/s10464-007-9156-6

Organización Panamericana de Salud (OPS). (2010). *Terremoto de Pisco - Perú: A dos años del sismo, crónica y lecciones aprendidas en el sector salud*. Biblioteca Digital de la OPS. https://iris.paho.org/handle/10665.2/34954

O'Rourke, T. (2007). Critical infrastructure, interdependencies, and resilience. *The Bridge, 37*(1), 22-29. https://www.nae.edu/File.aspx?id=7405&v=70df971

Pandit, D. y Patel, B. (2022). On numerical moment-curvature relationship of a beam. *Sādhanā, 47*, 27. https://doi.org/10.1007/s12046-021-01782-2

Pinto, P., Giannini, R. y Franchin, P. (2007). Seismic reliability analysis of structures. *Earthquake Enginering and Structural Dynamics*, *36*, 13. https://doi.org/10.1002/eqe.742

Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research, 3*(5), 583-599. https://doi.org/10.1016/0008-8846(73)90096-3

Preston, B., Backhaus, S., Ewers, M., Phillips, J., Silva-Monroy, C., Dagle, J., Tarditi, A., Looney, J. y King, T. (2016). *Resilience of the U.S. electricity system: a multi-hazard perspective.* Department of Energy's Office of Energy Policy and Systems Analysis. https://www.energy.gov/sites/prod/files/2017/01/f34/Resilience%20of%20the%20U.S.%20Electricity%20System%20A%20Multi-Hazard%20Perspective.pdf

Quarantelli, E. (1998). *What is a disaster? A dozen perspectives on the question.* Routledge. https://doi.org/10.4324/9780203984833

Rodríguez, L. y Tavera, H. (1991). Determinación con alta resolución de la geometría de la zona de wadati-Benioff en el Perú Central. *Revista Brasileira de Geofísica, 9*(2), 141-159. http://hdl.handle.net/20.500.12816/819

Rojas, M. (2019). *Plataforma SIG para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las subestaciones eléctricas aéreas de distribución* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Ingeniería. http://hdl.handle.net/20.500.14076/20558

Ruiz, J. (2018). *Estimación de pérdidas por sismos mediante funciones de fragilidad analíticas: caso de dos pabellones universitarios del Cusco* [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional de la Pontificia Universidad Católica del Perú. http://hdl.handle.net/20.500.12404/12064

Ruiz, J. y Rojas, M. (27 de setiembre al 02 de octubre de 2021). Seismic vulnerability evaluation of peruvian aerial electrical substations with simulated fragility functions. *17th World Conference on Earthquake Engineering.* Sendai, Japan. https://wcee.nicee.org/wcee/seventeenth_conf_sendai_japan/

Ruiz, J. y Velásquez, J. (03 al 05 de abril de 2019). Seismic loss analysis comparison between 2D and 3D model frames for a peruvian university building with simulated fragility functions. *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica.* Valdivia, Chile.

Safina, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico* [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña]. Repositorio Institucional de la Universidad Politécnica de Cataluña. http://hdl.handle.net/10803/6226

Seismic Safety Commission (SSC). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.* Applied Technology Council: https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf

Servicio Ecuatoriano de Normalización (INEN). (1993). *NTE INEN 1967 Postes de hormigón armado y preesforzado para soportes de instalaciones de líneas y redes aéreas de energía eléctrica y telecomunicaciones.* Servicio Ecuatoriano de Normalización.

Servicio Ecuatoriano de Normalización (INEN). (2015). *NTE INEN 1965 Postes de hormigón armado y preesforzado para soportes de instalaciones de líneas y redes aéreas de energía eléctrica y telecomunicaciones.* Servicio Ecuatoriano de Normalización.

Shapiro, S. y Wilk, M. (1965). An analysis of variance test for normality (complete samples). *Biometrika, 52*(3/4), 591-611. https://doi.org/10.2307/2333709

Solano, R. y Aguirre, J. (2019). Metodología para el cálculo de acelerogramas sintéticos utilizando funciones de transferencia empíricas y el método estocástico de Boore, en la ciudad de Tapachula, Chiapas. *Geofísica Internacional, 58*(3), 189-210. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0016-71692019000300189&lng=es&tlng=es

Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1995). *Vision 2000: performance based seismic engineering of buildings.* Structural Engineers Association of California. https://www.worldcat.org/es/title/vision-2000-performance-based-seismic-engineering-of-buildings/oclc/271218254

Sun, L., Stojadinovic, B. y Sansavini, G. (2019). Agent-based recovery model for. *Risk Analysis, 39*(7), 1597-1614. https://doi.org/10.1111/risa.13277

Supo, F. y Cavero, H. (2014). *Fundamentos teóricos y procedimentales de la investigación científica en ciencias sociales.* Repositorio Institucional de la Universidad Nacional del Altiplano. https://anyflip.com/oorfc/isox/basic

Suzuki, T. (2020). Generation of simulated earthquake motions considering actual earthquake phase and multiple target response spectra. *Japan Architectural Review, 3*(4), 509-517. https://doi.org/10.1002/2475-8876.12175

Takada, S., Bastami, M., Kuwata, Y. y Javanbarg, M. (2004). Performance of electric power systems during the Bam earthquake and Its Fragility Analyses. *Memoirs of construction engineering research institute, 46*, 141-152. https://www.academia.edu/26733132/Performance_of_Electric_Power_Systems_During_the_Bam_Earthquake_and_Its_Fragility_Analyses

Tian, L., Zhang, X. y Fu, X. (2020). Fragility analysis of a long-span transmission tower–line system under wind loads. *Advances in Structural Engineering, 23*(10), 2110-2120. https://doi.org/10.1177/1369433220903983

Velásquez, J., Ruiz, J. y Lovon, H. (18 al 21 de junio de 2018). Seismic loss assessment for peruvian university buildings with simulated fragility functions. *16th European Conference on Earthquake Engineering.* Thessaloniki, Greece.

Vrochidou, E., Alvanitopoulos, P., Andreadis, I. y Elenas, A. (2018). Artificial accelerograms composition based on the CEEMD. *Transactions of the Institute of Measurement and Control, 40*(1), 239-250. https://doi.org/10.1177/0142331216654533

Yang, L., Xie, W., Xu, W. y Ly, B. (2019). Generating drift-free, consistent, and perfectly spectrum-compatible time histories. *Bulletin of the Seismological Society of America, 109*(5), 1674–1690. https://doi.org/10.1785/0120190005

Yüksel, S. y Foroughi, S. (2020). Analysis of bending moment-curvature and the damage limits of reinforced concrete circular columns. *European Journal of Science and Technology, 19*, 891-903. https://doi.org/10.31590/ejosat.696116

Zeynalian, M. y Khorasgani, M. Z. (2018). Structural performance of concrete poles used in electric power distribution network. *Archives of Civil and Mechanical Engineering, 18*(3), 863-876. https://doi.org/10.1016/j.acme.2018.01.005

IX. ANEXOS

9.1. Madriz de Consistencia

Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología
Problema General	**Objetivo General**	**Hipótesis General**	***Independiente***			
¿Cómo influye la variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución?	Determinar la influencia de la variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución.	La variabilidad de los parámetros estructurales y sismológicos influye significativamente en la vulnerabilidad sísmica de subestaciones eléctricas aéreas de distribución.	V1: Parámetros Estructurales y Sismológicos	*Calidad del Concreto Simple*	Resistencia a la Compresión del Concreto f'_c (kg/cm^2)	**Metodología** ***Tipo*** Por enfoque y propósito: Cuantitativo y aplicada o tecnológica ***Nivel*** Explicativo ***Diseño*** Experimental **Población** ***Universo*** **Subestaciones eléctricas aéreas de distribución** ***Población*** **Subestaciones eléctricas aéreas de distribución** ***Población Objetivo*** **Subestaciones eléctricas aéreas de distribución** asentadas sobre perfil de suelo tipo S_1 **Técnica y muestra** Muestreo probabilístico estratificado con proporción poblacional de 1068 muestras ***Técnicas*** Observación y revisión documental ***Instrumentos*** Fichas técnicas de recolección de datos (resultados) y fichas resumen **Análisis de datos** Estadística inferencial, nivel de confianza del 95% y significancia del 5% Análisis paramétrico de regresión lineal y coeficiente de correlación Rho de Spearman
				Calidad del Acero Estructural	Esfuerzo de Fluencia del Acero f_y (kg/cm^2)	
				Acelerogramas Sísmicos Artificiales	Máxima Aceleración del Suelo - PGA (g)	
Problemas Específicos	**Objetivos Específicos**	**Hipótesis Específicas**	***Dependiente***			
¿Cómo se calcula el desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA?	Calcular el desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.	El cálculo del desplazamiento lateral máximo como respuesta sísmica global de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución supera el 0.7% de la altura considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.		*Respuesta Sísmica Estructural Global*	Desplazamiento Lateral Máximo (cm)	
¿Cómo se evalúa la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA?	Evaluar la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.	La evaluación de la distorsión angular máxima como respuesta sísmica relativa de la estructura en subestaciones eléctricas aéreas de distribución supera el 0.7% considerando variabilidad en la resistencia a la compresión del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y y la máxima aceleración del suelo – PGA.		*Respuesta Sísmica Estructural Relativa*	Distorsión Angular Máxima (m/m)	
¿Cómo se estima el estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA?	Estimar el estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA.	La estimación del estado límite de daño estructural como probabilidad de excedencia en subestaciones eléctricas aéreas de distribución supera el 50% considerando variabilidad en la máxima aceleración del suelo - PGA.	V2: Vulnerabilidad Sísmica	*Probabilidad de Excedencia de Daño Estructural*	Estado Límite de Daño Estructural (%)	

9.2. Verificación de la Validez y Confiabilidad Instrumental

Para efectos de validación de instrumentos de recolección de resultados, la "V" de Aiken es un coeficiente que utiliza la calificación de "n" jueces para medir el grado de importancia (relevancia) que tengan ciertos ítems relacionados a un dominio de contenido específico. (Aiken, 1985).

Se indica que las valoraciones pueden determinarse como dicotómicas (valores de 0 o 1) o politómicas (valores que van de 0 a 5). (Escurra, 1988).

En la actual tesis de investigación se propone utilizar la validación dicotómica a través del juicio de jueces que serán expertos en el tema a desarrollar. El coeficiente se puede determinar de la siguiente manera:

$$V = \frac{S}{n(c-1)} \tag{33}$$

Donde:

S = suma de "s_i".

s_i = valor asignado por el juez "i".

n = cantidad de jueves.

c = número de valores en la escala de valoración (2 en este caso: 0 y 1).

Según Escurra (1988), cuanto más el coeficiente "V" resultante se aproxime al valor unitario, entonces se dispondrá de una mayor validez del ítem y su contenido. Un valor de "V" igual o mayor a 0.80 puede representar una adecuada validez en general, no obstante, este valor límite es de carácter relativo, dado que varía en función del número de jueces que integran la muestra.

La validación del contenido estuvo a cargo de tres evaluadores (expertos) con formación especializada en el campo de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, los cuales brindaron su aporte en la calificación de los instrumentos (se muestra al final). La recolección de datos se operacionalizó mediante tres fichas técnicas, elaboradas con base en los indicadores establecidos para la variable dependiente definidos a continuación:

- Ficha técnica N°1: Desplazamiento lateral máximo ($D_{máx}$ – m).

- Ficha técnica N°2: Distorsión angular máxima ($\theta_{máx}$ – m/m).

- Ficha técnica N°3: Estado límite de daño estructural (ELDE – %).

A continuación, se muestran las fichas técnicas de recolección de resultados (datos) validadas por los tres expertos mencionados anteriormente, cuyas evaluaciones luego fueron utilizadas para calcular el “V” de Aiken de cada una a partir de una tabla resumen.

FICHA TÉCNICA N°1 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Desplazamiento lateral máximo (m)

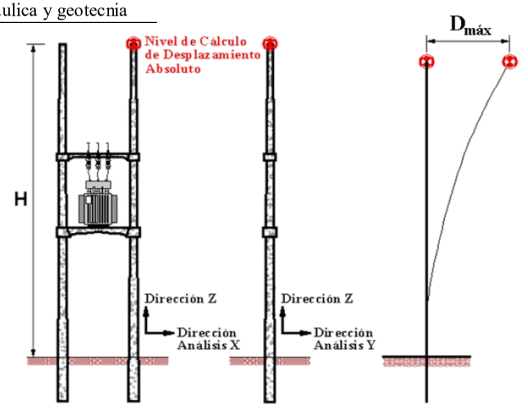
Nivel de referencia: Extremo superior (CIMA) de poste de concreto centrifugado

Nivel PGA [1]: _____ g

Tipo SEAD [2]: Biposte

Altura H [3]: _____ m

N° Muestra	f'_c [4] (kg/cm²)	f'_y [5] (kg/cm²)	$D_{máx}$ [6] (m)	N° Muestra	f'_c [5] (kg/cm²)	f'_y [6] (kg/cm²)	$D_{máx}$ [6] (m)
1	f'_{c1}	f'_{y1}	D_1	16	...	...	...
2	f'_{c2}	f'_{y2}	D_2	17	...	...	...
3	f'_{c3}	f'_{y3}	D_3	18	...	...	...
4	...	...	...	19	...	...	...
5	...	...	...	20	...	...	...
6	...	...	...	21	...	...	...
7	...	...	...	22	...	...	...
8	...	...	...	23	...	...	...
9	...	...	...	24	...	...	...
10	...	...	...	25	...	...	...
11	...	...	...	26	...	...	...
12	...	...	...	27	...	...	...
13	...	...	...	28	...	...	...
14	...	...	...	29	...	...	...
15	...	...	...	30	(…Mínimo 1068 muestras)		



SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE DISTRIBUCIÓN AÉREA BIPOSTE (SAB)

[1] Aceleración máxima del suelo (PGA).

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[4] Resistencia mecánica a esfuerzos de compresión del concreto estructural centrifugado en la SEAD

[5] Resistencia a la fluencia del acero longitudinal de la SEAD.

[6] Desplazamiento lateral máximo calculado en la cima de la SEAD.

Nota:

Los $D_{máx}$ serán evaluados utilizando simulaciones dinámicas no lineales en el dominio temporal, empleando acelerogramas representativos en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, así como en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☐ 0	☑ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Soto Oblea, Edward Jhonatan

Institución donde labora: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas

Cargo que desempeña: Docente de Ingeniería Civil (Espec. Estructuras)

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 117485

Observaciones y/o Recomendaciones: ---

Sello y Firma:

EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 117485

FICHA TÉCNICA N°2 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Distorsión angular máxima (m/m)

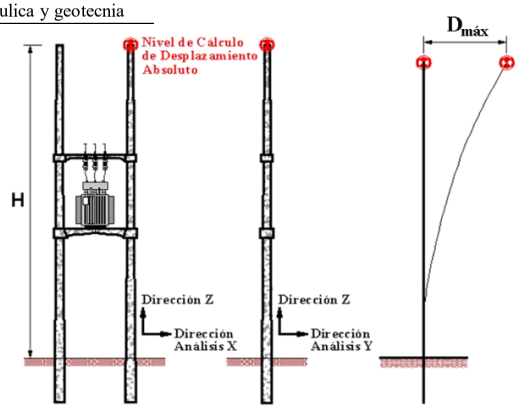
Nivel de referencia: Extremo superior (CIMA) de poste de concreto centrifugado

Nivel PGA [1]: _____ g

Tipo SEAD [2]: Biposte

Altura H [3]: _____ m

N° Muestra	f'_c [4] (kg/cm²)	f'_y [5] (kg/cm²)	$\theta_{máx}$ [6] (m/m)	N° Muestra	f'_c [5] (kg/cm²)	f'_y [6] (kg/cm²)	$\theta_{máx}$ [6] (m/m)
1	f'_{c1}	f'_{y1}	θ_1	16	...	...	...
2	f'_{c2}	f'_{y2}	θ_2	17	...	...	...
3	f'_{c3}	f'_{y3}	θ_1	18	...	...	...
4	...	...	...	19	...	...	...
5	...	...	...	20	...	...	...
6	...	...	...	21	...	...	...
7	...	...	...	22	...	...	...
8	...	...	...	23	...	...	...
9	...	...	...	24	...	...	...
10	...	...	...	25	...	...	...
11	...	...	...	26	...	...	...
12	...	...	...	27	...	...	...
13	...	...	...	28	...	...	...
14	...	...	...	29	...	...	...
15	...	...	...	30	(…Mínimo 1068 muestras)		



SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE DISTRIBUCIÓN AÉREA BIPOSTE (SAB)

[1] Aceleración máxima del suelo (PGA).

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[4] Resistencia mecánica a esfuerzos de compresión del concreto estructural centrifugado en la SEAD

[5] Resistencia a la fluencia del acero longitudinal de la SEAD.

[6] Desplazamiento lateral máximo calculado en la cima de la SEAD.

Nota:

Las $\theta_{máx}$ serán evaluados utilizando simulaciones dinámicas no lineales en el dominio temporal, empleando acelerogramas representativos en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, así como en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☐ 0	☑ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Soto Oblea, Edward Jhonatan

Institución donde labora: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas

Cargo que desempeña: Docente de Ingeniería Civil (Espec. Estructuras)

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 117485

Observaciones y/o Recomendaciones: ---

Sello y Firma:

EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 117485

FICHA TÉCNICA N°3 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

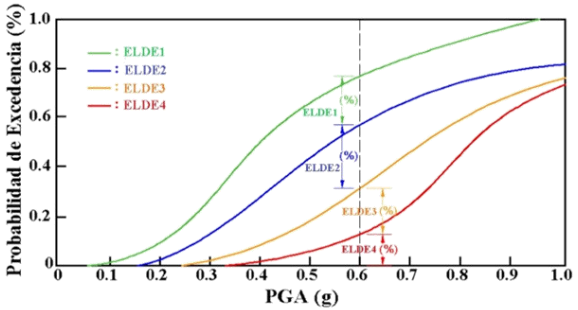
Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Estado límite de daño estructural (%)

Altura H [1]: _____ m

Tipo SEAD [2]: Biposte

Estado Límite de Daño Estructural					Estado Límite de Daño Estructural				
PGA [3]	ELDE1 [4] (%)	ELDE2 [5] (%)	ELDE3 [6] (%)	ELDE4 [7] (%)	PGA [3]	ELDE1 [4] (%)	ELDE2 [5] (%)	ELDE3 [6] (%)	ELDE4 [7] (%)
PGA_1	$\%_1$	$\%_1$	$\%_1$	$\%_1$	PGA_{11}				
PGA_2	$\%_2$	$\%_2$	$\%_2$	$\%_2$	PGA_{12}				
PGA_3	$\%_3$	$\%_3$	$\%_3$	$\%_3$	PGA_{13}				
PGA_4	…	…	…	…	PGA_{14}				
PGA_5					PGA_{15}				
PGA_6					PGA_{16}				
PGA_7					PGA_{17}				
PGA_8					PGA_{18}				
PGA_9					PGA_{19}	…	…	…	…
PGA_{10}					PGA_{20}	(…Mínimo 100 muestras)			



[1] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Nivel específico de aceleración máxima del suelo (PGA).

[4,5,6,7] Estado límite de daño estructural (ELDE) y sus correspondientes porcentajes de probabilidad de excedencia de estados límite de daño estructural.

Nota:

La determinación de los ELDE y la estimación de sus porcentajes de probabilidad de excedencia serán determinados a partir de funciones de fragilidad generadas por medio de modelación dinámica no lineal con registros sísmicos. en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, y en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☐ 0	☑ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Soto Oblea, Edward Jhonatan

Institución donde labora: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas

Cargo que desempeña: Docente de Ingeniería Civil (Espec. Estructuras)

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 117485

Observaciones y/o Recomendaciones: ---

Sello y Firma:

EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 117485

FICHA TÉCNICA N°1 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Desplazamiento lateral máximo (m)

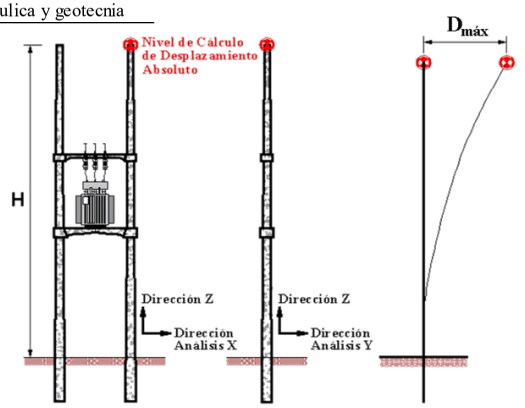
Nivel de referencia: Extremo superior (CIMA) de poste de concreto centrifugado

Nivel PGA [1]: _____ g

Tipo SEAD [2]: Biposte

Altura H [3]: _____ m

N° Muestra	f'_c [4] (kg/cm²)	f'_y [5] (kg/cm²)	$D_{máx}$ [6] (m)	N° Muestra	f'_c [5] (kg/cm²)	f'_y [6] (kg/cm²)	$D_{máx}$ [6] (m)
1	f'_{c1}	f'_{y1}	D_1	16	...	...	...
2	f'_{c2}	f'_{y2}	D_2	17	...	...	...
3	f'_{c3}	f'_{y3}	D_3	18	...	...	...
4	...	...	...	19	...	...	...
5	...	...	...	20	...	...	...
6	...	...	...	21	...	...	...
7	...	...	...	22	...	...	...
8	...	...	...	23	...	...	...
9	...	...	...	24	...	...	...
10	...	...	...	25	...	...	...
11	...	...	...	26	...	...	...
12	...	...	...	27	...	...	...
13	...	...	...	28	...	...	...
14	...	...	...	29	...	...	...
15	...	...	...	30	(…Mínimo 1068 muestras)		



SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE DISTRIBUCIÓN AÉREA BIPOSTE (SAB)

[1] Aceleración máxima del suelo (PGA).

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[4] Resistencia mecánica a esfuerzos de compresión del concreto estructural centrifugado en la SEAD

[5] Resistencia a la fluencia del acero longitudinal de la SEAD.

[6] Desplazamiento lateral máximo calculado en la cima de la SEAD.

Nota:

Los $D_{máx}$ serán evaluados utilizando simulaciones dinámicas no lineales en el dominio temporal, empleando acelerogramas representativos en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, así como en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☐ 0	☑ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Velasquez Vargas, Jose Martin

Institución donde labora: Pontificia Universidad Católica del Perú

Cargo que desempeña: Docente Ordinario Ingeniería Civil Pre/Posgrado

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 69484

Observaciones y/o Recomendaciones: ---

Sello y Firma:

Jose M. Velasquez Vargas
CIP: 69484

FICHA TÉCNICA N°2 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Distorsión angular máxima (m/m)

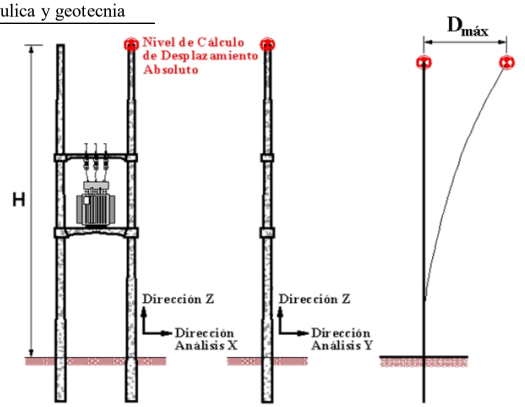
Nivel de referencia: Extremo superior (CIMA) de poste de concreto centrifugado

Nivel PGA [1]: _____ g

Tipo SEAD [2]: Biposte

Altura H [3]: _____ m

N° Muestra	f'_c [4] (kg/cm^2)	f'_y [5] (kg/cm^2)	$\theta_{máx}$ [6] (m/m)	N° Muestra	f'_c [5] (kg/cm^2)	f'_y [6] (kg/cm^2)	$\theta_{máx}$ [6] (m/m)
1	f'_{c1}	f'_{y1}	θ_1	16	...	...	...
2	f'_{c2}	f'_{y2}	θ_2	17	...	...	...
3	f'_{c3}	f'_{y3}	θ_1	18	...	...	...
4	...	...	...	19	...	...	...
5	...	...	...	20	...	...	...
6	...	...	...	21	...	...	...
7	...	...	...	22	...	...	...
8	...	...	...	23	...	...	...
9	...	...	...	24	...	...	...
10	...	...	...	25	...	...	...
11	...	...	...	26	...	...	...
12	...	...	...	27	...	...	...
13	...	...	...	28	...	...	...
14	...	...	...	29	...	...	...
15	...	...	...	30	(…Mínimo 1068 muestras)		



SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE DISTRIBUCIÓN AÉREA BIPOSTE (SAB)

[1] Aceleración máxima del suelo (PGA).

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[4] Resistencia mecánica a esfuerzos de compresión del concreto estructural centrifugado en la SEAD

[5] Resistencia a la fluencia del acero longitudinal de la SEAD.

[6] Desplazamiento lateral máximo calculado en la cima de la SEAD.

Nota:

Las $\theta_{máx}$ serán evaluados utilizando simulaciones dinámicas no lineales en el dominio temporal, empleando acelerogramas representativos en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, así como en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☐ 0	☑ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Velasquez Vargas, Jose Martin

Institución donde labora: Pontificia Universidad Católica del Perú

Cargo que desempeña: Docente Ordinario Ingeniería Civil Pre/Posgrado

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 69484

Observaciones y/o Recomendaciones: La deriva es un mejor indicador del daño estructural.

Sello y Firma:

Jose M. Velasquez Vargas
CIP: 69484

FICHA TÉCNICA N°3 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

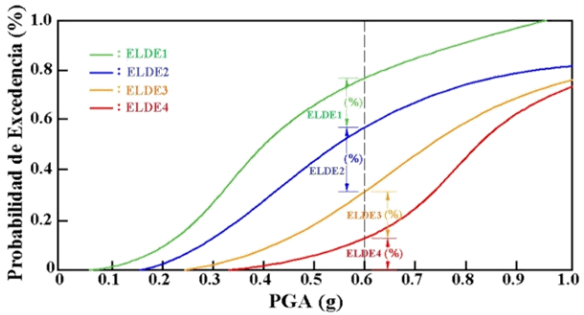
Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Estado límite de daño estructural (%)

Altura H [1]: _____ m

Tipo SEAD [2]: Biposte

	Estado Límite de Daño Estructural					Estado Límite de Daño Estructural				
PGA[3]	ELDE1[4] (%)	ELDE2[5] (%)	ELDE3[6] (%)	ELDE4[7] (%)	PGA[3]	ELDE1[4] (%)	ELDE2[5] (%)	ELDE3[6] (%)	ELDE4[7] (%)
PGA_1	$\%_1$	$\%_1$	$\%_1$	$\%_1$	PGA_{11}				
PGA_2	$\%_2$	$\%_2$	$\%_2$	$\%_2$	PGA_{12}				
PGA_3	$\%_3$	$\%_3$	$\%_3$	$\%_3$	PGA_{13}				
PGA_4	…	…	…	…	PGA_{14}				
PGA_5					PGA_{15}				
PGA_6					PGA_{16}				
PGA_7					PGA_{17}				
PGA_8					PGA_{18}				
PGA_9					PGA_{19}	…	…	…	…
PGA_{10}					PGA_{20}	(…Mínimo 100 muestras)			



[1] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Nivel específico de aceleración máxima del suelo (PGA).

[4,5,6,7] Estado límite de daño estructural (ELDE) y sus correspondientes porcentajes de probabilidad de excedencia de estados límite de daño estructural.

Nota:

La determinación de los ELDE y la estimación de sus porcentajes de probabilidad de excedencia serán determinados a partir de funciones de fragilidad generadas por medio de modelación dinámica no lineal con registros sísmicos. en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, y en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☐ 0	☑ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Velasquez Vargas, Jose Martin

Institución donde labora: Pontificia Universidad Católica del Perú

Cargo que desempeña: Docente Ordinario Ingeniería Civil Pre/Posgrado

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 69484

Observaciones y/o Recomendaciones: Recomiendo buscar antecedentes para justificar el estado del arte de subestaciones aéreas.

Sello y Firma:

Jose M. Velasquez Vargas
CIP: 69484

FICHA TÉCNICA N°1 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Desplazamiento lateral máximo (m)

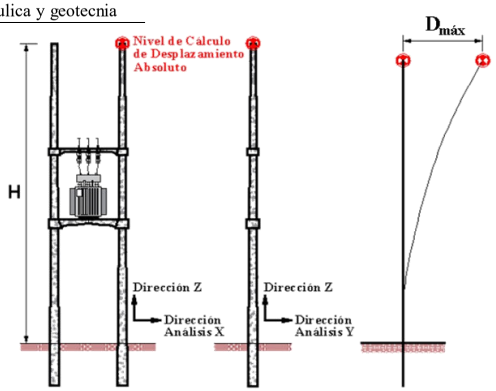
Nivel de referencia: Extremo superior (CIMA) de poste de concreto centrifugado

Nivel PGA [1]***:*** _____ g

Tipo SEAD [2]***:*** Biposte

Altura H [3]***:*** _____ m

N° Muestra	f'_c [4] (kg/cm^2)	f'_y [5] (kg/cm^2)	$D_{máx}$ [6] (m)	N° Muestra	f'_c [5] (kg/cm^2)	f'_y [6] (kg/cm^2)	$D_{máx}$ [6] (m)
1	f'_{c1}	f'_{y1}	D_1	**16**	...	...	...
2	f'_{c2}	f'_{y2}	D_2	**17**	...	...	...
3	f'_{c3}	f'_{y3}	D_3	**18**	...	...	...
4	...	...	...	**19**	...	...	...
5	...	...	...	**20**	...	...	...
6	...	...	...	**21**	...	...	...
7	...	...	...	**22**	...	...	...
8	...	...	...	**23**	...	...	...
9	...	...	...	**24**	...	...	...
10	...	...	...	**25**	...	...	...
11	...	...	...	**26**	...	...	...
12	...	...	...	**27**	...	...	...
13	...	...	...	**28**	...	...	...
14	...	...	...	**29**	...	...	...
15	...	...	...	**30**	(…Mínimo 1068 muestras)		



SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE DISTRIBUCIÓN AÉREA BIPOSTE (SAB)

[1] Aceleración máxima del suelo (PGA).

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[4] Resistencia mecánica a esfuerzos de compresión del concreto estructural centrifugado en la SEAD

[5] Resistencia a la fluencia del acero longitudinal de la SEAD.

[6] Desplazamiento lateral máximo calculado en la cima de la SEAD.

Nota:

Los $D_{máx}$ serán evaluados utilizando simulaciones dinámicas no lineales en el dominio temporal, empleando acelerogramas representativos en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, así como en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☑ 0	☐ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Orihuela Dávila, Junior Didi

Institución donde labora: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas

Cargo que desempeña: Coordinador de Ingeniería Civil (Espec. Estructuras)

Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.

CIP N°: 69484

Observaciones y/o Recomendaciones: Es necesario manejar una mínima cantidad de muestras (sustentada) que brinde resultados que puedan ser evaluados dentro de un análisis estadístico consistente.

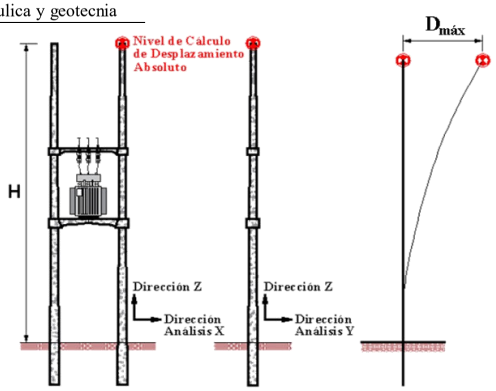
Sello y Firma:

JUNIOR DIDI
ORIHUELA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 206976

FICHA TÉCNICA N°2 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"
Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia
Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel
Indicador: Distorsión angular máxima (m/m)
Nivel de referencia: Extremo superior (CIMA) de poste de concreto centrifugado
Nivel PGA [1]: _____ g
Tipo SEAD [2]: Biposte
Altura H [3]: _____ m

N° Muestra	f'_c [4] (kg/cm^2)	f'_y [5] (kg/cm^2)	$\theta_{máx}$ [6] (m/m)	N° Muestra	f'_c [5] (kg/cm^2)	f'_y [6] (kg/cm^2)	$\theta_{máx}$ [6] (m/m)
1	f'_{c1}	f'_{y1}	θ_1	16	...	...	...
2	f'_{c2}	f'_{y2}	θ_2	17	...	...	...
3	f'_{c3}	f'_{y3}	θ_1	18	...	...	...
4	...	...	...	19	...	...	...
5	...	...	...	20	...	...	...
6	...	...	...	21	...	...	...
7	...	...	...	22	...	...	...
8	...	...	...	23	...	...	...
9	...	...	...	24	...	...	...
10	...	...	...	25	...	...	...
11	...	...	...	26	...	...	...
12	...	...	...	27	...	...	...
13	...	...	...	28	...	...	...
14	...	...	...	29	...	...	...
15	...	...	...	30	(…Mínimo 1068 muestras)		



SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DE DISTRIBUCIÓN AÉREA BIPOSTE (SAB)

[1] Aceleración máxima del suelo (PGA).
[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).
[3] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.
[4] Resistencia mecánica a esfuerzos de compresión del concreto estructural centrifugado en la SEAD
[5] Resistencia a la fluencia del acero longitudinal de la SEAD.
[6] Desplazamiento lateral máximo calculado en la cima de la SEAD.

Nota:
Las $\theta_{máx}$ serán evaluados utilizando simulaciones dinámicas no lineales en el dominio temporal, empleando acelerogramas representativos en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, así como en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☑ 0	☐ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: Orihuela Dávila, Junior Didi
Institución donde labora: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas
Cargo que desempeña: Coordinador de Ingeniería Civil (Espec. Estructuras)
Grado Académico: ☐ Dr. ☑ Mag.
CIP N°: 69484
Observaciones y/o Recomendaciones: Es necesario manejar una mínima cantidad de muestras (sustentada) que brinde resultados que puedan ser evaluados dentro de un análisis estadístico consistente.

Sello y Firma:

JUNIOR DIDI
ORIHUELA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 206976

FICHA TÉCNICA N°3 (FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS-RESULTADOS)

Investigación: "Vulnerabilidad Sísmica y Parámetros Estructurales y Sismológicos de Subestaciones Eléctricas Aéreas de Distribución en el Perú"

Línea investigación: Desarrollo urbano-rural, catastro, prevención de riesgos, hidráulica y geotecnia

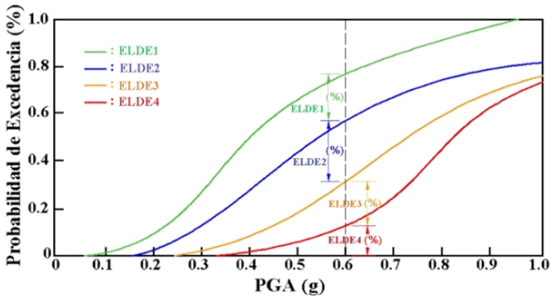
Autor: Mag. Ing. Jose Oscar Ruiz Esquivel

Indicador: Estado límite de daño estructural (%)

Altura H [1]: _____ m

Tipo SEAD [2]: Biposte

	Estado Límite de Daño Estructural					Estado Límite de Daño Estructural				
PGA[3]	ELDE1[4] (%)	ELDE2[5] (%)	ELDE3[6] (%)	ELDE4[7] (%)	PGA[3]	ELDE1[4] (%)	ELDE2[5] (%)	ELDE3[6] (%)	ELDE4[7] (%)
PGA_1	$\%_1$	$\%_1$	$\%_1$	$\%_1$	PGA_{11}				
PGA_2	$\%_2$	$\%_2$	$\%_2$	$\%_2$	PGA_{12}				
PGA_3	$\%_3$	$\%_3$	$\%_3$	$\%_3$	PGA_{13}				
PGA_4	…	…	…	…	PGA_{14}				
PGA_5					PGA_{15}				
PGA_6					PGA_{16}				
PGA_7					PGA_{17}				
PGA_8					PGA_{18}				
PGA_9					PGA_{19}	…	…	…	…
PGA_{10}					PGA_{20}	(…Mínimo 100 muestras)			



[1] Elevación total de la estructura SEAD calculada desde la rasante natural hasta su extremo superior.

[2] Tipo de subestación eléctrica aérea de distribución (SEAD).

[3] Nivel específico de aceleración máxima del suelo (PGA).

[4,5,6,7] Estado límite de daño estructural (ELDE) y sus correspondientes porcentajes de probabilidad de excedencia de estados límite de daño estructural.

Nota:

La determinación de los ELDE y la estimación de sus porcentajes de probabilidad de excedencia serán determinados a partir de funciones de fragilidad generadas por medio de modelación dinámica no lineal con registros sísmicos. en modelos representativos de postes estructurales con dispersión en variables f'_c y f_y, y en la severidad del input sísmico (PGA).

Evaluación de Experto:

Indicador	Criterio	Validez	
1. Inteligibilidad	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	☐ 0	☑ 1
2. Verificabilidad	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	☐ 0	☑ 1
3. Modernidad	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	☐ 0	☑ 1
4. Estructuración	Disposición sistemática del contenido.	☐ 0	☑ 1
5. Competencia	Refleja componentes variables con suficiencia en cantidad y calidad.	☐ 0	☑ 1
6. Idoneidad	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	☐ 0	☑ 1
7. Teorización	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	☐ 0	☑ 1
8. Congruencia	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	☐ 0	☑ 1
9. Procedimiento	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	☐ 0	☑ 1
10. Procesabilidad	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	☑ 0	☐ 1

(0: validez nula / 1: validez total)

Apellidos y Nombres: **Orihuela Dávila, Junior Didi**

Institución donde labora: **Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas**

Cargo que desempeña: **Coordinador de Ingeniería Civil (Espec. Estructuras)**

Grado Académico: ☐ **Dr.** ☑ **Mag.**

CIP N°: **69484**

Observaciones y/o Recomendaciones: **Es necesario manejar una mínima cantidad de muestras (sustentada) que brinde resultados que puedan ser evaluados dentro de un análisis estadístico consistente.**

Sello y Firma:

JUNIOR DIDI
ORIHUELA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 206976

VALIDACIÓN DE INSTRUMENTO - APLICACIÓN DEL "V" DE AIKEN

I. TABLA DE EVALUACIONES POR EXPERTO

N°	INDICADOR	CRITERIO	FICHA TÉCNICA 1			V (PARCIAL)	FICHA TÉCNICA 2			V (PARCIAL)	FICHA TÉCNICA 3			V (PARCIAL)
			JUEZ1	JUEZ2	JUEZ3		JUEZ1	JUEZ2	JUEZ3		JUEZ1	JUEZ2	JUEZ3	
1	**Inteligibilidad**	La formulación emplea un vocabulario preciso y claramente entendible.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	**Verificabilidad**	Facilita la cuantificación de fenómenos empíricamente verificables.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	**Modernidad**	Correspondiente al nivel actual de innovación científica y tecnológica.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	**Estructuración**	Disposición sistemática del contenido.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	**Competencia**	Refleja componentes variables con suficiencia en términos de cantidad y calidad.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	**Idoneidad**	Conduce a la recopilación de datos pertinentes a los objetivos propuestos.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7	**Teorización**	Recolecta la información conforme a modelos y fundamentos teóricos.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8	**Congruencia**	Representa el contenido, la dimensión y el propósito de cada indicador.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9	**Procedimiento**	El planteamiento estratégico se ajusta a los objetivos en el estudio.	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	**Procesabilidad**	La naturaleza de los datos facilita un procesamiento estadístico relevante.	1.00	1.00	0.00	0.67	1.00	1.00	0.00	0.67	1.00	1.00	0.00	0.67
					Promedio:	0.967			Promedio:	0.967			Promedio:	0.967

II. RESULTADOS Y VALIDACIÓN

$$V = \frac{S}{n(c-1)}$$

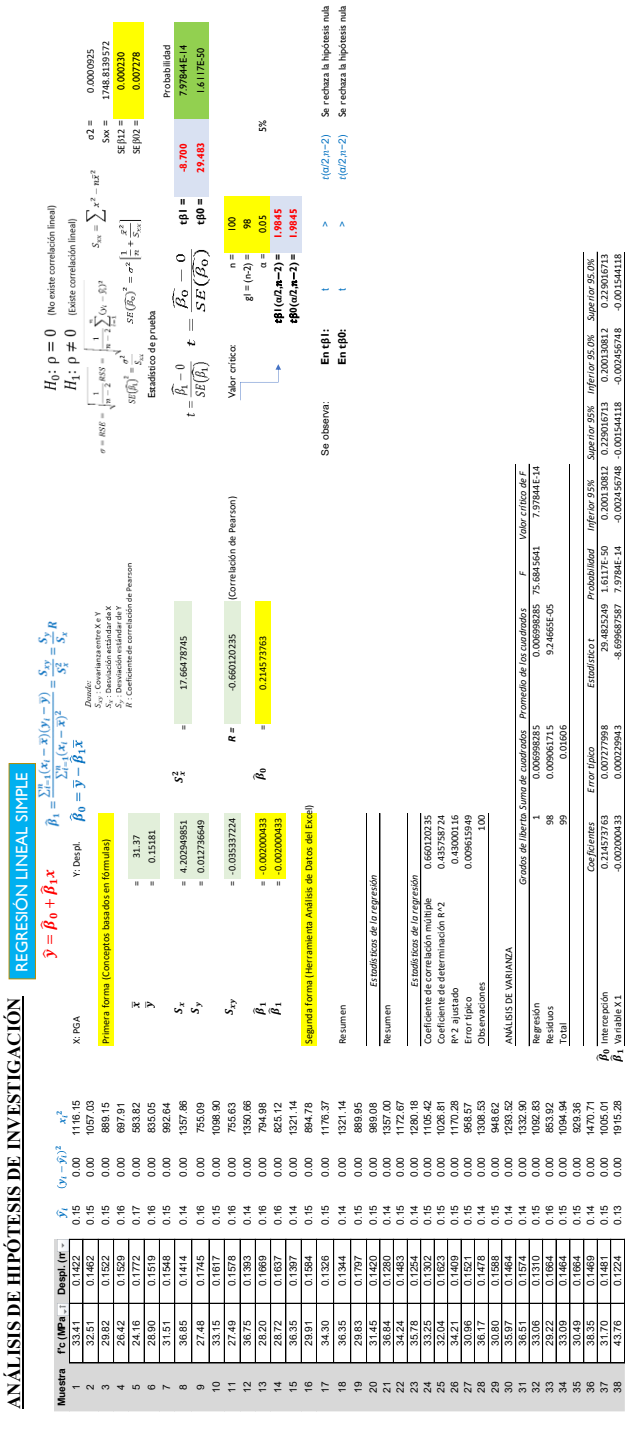
Número de expertos:	3
Valores en escala de valoración:	2

"V" de Aiken promedio:

FICHA TÉCNICA 1	0.967	Adecuada validez!
FICHA TÉCNICA 2	0.967	Adecuada validez!
FICHA TÉCNICA 3	0.967	Adecuada validez!

9.3. Análisis Estadísticos y Comprobación de Hipótesis

A continuación, se presentan algunos de los análisis estadísticos y comprobaciones de hipótesis realizados en la relación entre indicadores de variables independiente y dependiente.



ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVEST

REGRESIÓN LINEAL SIMPLE

Muestra	f'c (MPa	Dist. (m/n	$\hat{y}_i$	$(y_i-\hat{y}_i)^2$	x_i^2
1	33.46	0.0218	0.02	0.00	######
2	39.77	0.0177	0.02	0.00	######
3	32.12	0.0212	0.02	0.00	######
4	27.10	0.0219	0.02	0.00	734.29
5	25.90	0.0221	0.02	0.00	670.59
6	33.60	0.0219	0.02	0.00	######
7	26.54	0.0196	0.02	0.00	704.34
8	35.16	0.0192	0.02	0.00	######
9	30.55	0.0203	0.02	0.00	933.03
10	24.82	0.0202	0.02	0.00	615.90
11	27.78	0.0202	0.02	0.00	771.92
12	30.56	0.0197	0.02	0.00	934.15
13	24.84	0.0217	0.02	0.00	617.02
14	39.76	0.0186	0.02	0.00	######
15	25.81	0.0231	0.02	0.00	666.07
16	33.25	0.0239	0.02	0.00	######
18	35.92	0.0198	0.02	0.00	######
19	27.82	0.0235	0.02	0.00	773.88
20	33.62	0.0270	0.02	0.00	######
21	23.68	0.0270	0.02	0.00	560.89
22	38.19	0.0213	0.02	0.00	######
23	33.39	0.0243	0.02	0.00	######
25	25.71	0.0265	0.02	0.00	661.01
26	30.02	0.0216	0.02	0.00	900.93
27	25.80	0.0268	0.02	0.00	665.76
28	31.75	0.0213	0.02	0.00	######
29	22.69	0.0257	0.02	0.00	514.81
30	35.98	0.0217	0.02	0.00	######
31	32.34	0.0201	0.02	0.00	######
32	36.26	0.0208	0.02	0.00	######
33	30.33	0.0190	0.02	0.00	919.88
34	31.33	0.0218	0.02	0.00	981.42
35	40.76	0.0196	0.02	0.00	######
36	34.64	0.0202	0.02	0.00	######
37	39.34	0.0215	0.02	0.00	######
38	27.71	0.0218	0.02	0.00	768.09

$$\hat{y} = \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 x \qquad \hat{\beta}_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2} = \frac{S_{xy}}{S_x^2} = \frac{S_y}{S_x}R$$

$$\hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1\bar{x}$$

X: PGA Y: Despl.

Donde:
S_{xy} : Covarianza entre X e Y
S_x : Desviación estándar de X
S_y : Desviación estándar de Y
R : Coeficiente de correlación de Pearson

Primera forma (Conceptos basados en fórmulas)

$\bar{x}$	=	31.44
$\bar{y}$	=	0.02160
S_x	=	5.139650922
S_y	=	0.00252435
S_{xy}	=	-0.006437816
$\hat{\beta}_1$	=	-0.000243709
$\hat{\beta}_1$	=	-0.000243709

S_x^2 = 26.4160116

R = -0.496198494 (Correlación de Pearson)

$\hat{\beta}_0$ = 0.029257198

Segunda forma (Herramienta Análisis de Datos del Excel)

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.496198494
Coeficiente de determinación R^2	0.246212945
R^2 ajustado	0.237837534
Error típico	0.002203806
Observaciones	92

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de liberta	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	1	0.000142775	0.000142775	29.39711545	4.90586E-07
Residuos	90	0.000437108	4.85676E-06		
Total	91	0.000579883			

		Coeficientes	*Error típico*	*Estadístico t*	*Probabilidad*	*Inferior 95%*	*Superior 95%*	*nferior 95.0%*	*uperior 95.0%*
$\hat{\beta}_0$	Intercepción	0.029257198	0.001431624	20.43637101	1.43112E-35	0.026413027	0.032101368	0.02641303	0.03210137
$\hat{\beta}_1$	Variable X 1	-0.000243709	4.49489E-05	-5.421910683	4.90586E-07	-0.000333008	-0.00015441	-0.000333	-0.0001544

H_0: ρ = 0 (No existe correlación lineal)

H_1: ρ ≠ 0 (Existe correlación lineal)

$$\sigma = RSE = \sqrt{\frac{1}{n-2}RSS} = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(y_i-\hat{y}_i)^2} \qquad S_{xx} = \sum x^2 - n\bar{x}^2$$

$$SE(\hat{\beta}_1)^2 = \frac{\sigma^2}{S_{xx}} \qquad SE(\hat{\beta}_0)^2 = \sigma^2\left[\frac{1}{n} + \frac{\bar{x}^2}{S_{xx}}\right]$$

σ2 = 0.0000049
Sxx = ##########
SEβ12 = 0.000045
SEβ02 = 0.001432

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\hat{\beta}_1 - 0}{SE(\hat{\beta}_1)} \qquad t = \frac{\hat{\beta}_0 - 0}{SE(\hat{\beta}_0)}$$

		Probabilidad	
tβ1 =	-5.422	4.9059E-07	Debe ser menor a 0.05
tβ0 =	20.436	1.4311E-35	Debe ser menor a 0.05

Valor crítico:
n = 92
gl = (n-2) = 90
α = 0.05 (5%)
tβ1(α/2,n−2) = 1.9867
tβ0(α/2,n−2) = 1.9867

Se observa:
En tβ1: t > $t(\alpha/2,n-2)$ Se rechaza la hipótesis nula
En tβ0: t > $t(\alpha/2,n-2)$ Se rechaza la hipótesis nula

ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

REGRESIÓN LINEAL SIMPLE

$$\hat{y} = \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 x \qquad \hat{\beta}_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} = \frac{S_{xy}}{S_x^2} = \frac{S_y}{S_x} R \qquad \hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1 \bar{x}$$

Donde:
S_{xy} : Covarianza entre X e Y
S_x : Desviación estándar de X
S_y : Desviación estándar de Y
R : Coeficiente de correlación de Pearson

Muestra	f'y (MPa	Despl. (m	$\hat{y}_i$	$(y_i - \hat{y}_i)^2$	x_i^2
1	488.36	0.0843	0.08	0.00	238494.90
2	479.92	0.0778	0.08	0.00	230318.59
3	473.83	0.0788	0.08	0.00	224511.59
4	451.19	0.0762	0.08	0.00	203568.38
5	444.45	0.0772	0.08	0.00	197538.62
6	444.72	0.0712	0.08	0.00	197779.36
7	517.63	0.0681	0.08	0.00	267941.73
8	485.44	0.0744	0.08	0.00	235649.26
9	496.69	0.0827	0.08	0.00	246703.51
10	512.11	0.0936	0.08	0.00	262252.33
11	509.14	0.0676	0.08	0.00	259224.11
12	462.90	0.0760	0.08	0.00	214276.02
13	496.65	0.0703	0.08	0.00	246662.07
14	442.54	0.0834	0.08	0.00	195845.87
15	482.11	0.1005	0.08	0.00	232429.68
16	458.77	0.0830	0.08	0.00	210468.41
17	505.77	0.0813	0.08	0.00	255803.91
18	468.25	0.0761	0.08	0.00	219261.60
19	480.31	0.0951	0.08	0.00	230695.44
20	463.03	0.0895	0.08	0.00	214394.28
21	491.07	0.0660	0.08	0.00	241150.23
22	460.94	0.0978	0.08	0.00	212463.04
23	535.42	0.0648	0.08	0.00	286677.23
24	496.72	0.0657	0.08	0.00	246726.01
25	460.41	0.0927	0.08	0.00	211977.65
26	484.76	0.0854	0.08	0.00	234995.61
27	441.05	0.0799	0.08	0.00	194521.66
28	423.01	0.0759	0.09	0.00	178933.45
29	464.91	0.0861	0.08	0.00	216142.31
30	458.28	0.0861	0.08	0.00	210024.72
31	476.40	0.0744	0.08	0.00	226956.89
32	494.69	0.0718	0.08	0.00	244715.21
33	470.24	0.0798	0.08	0.00	221125.61
34	495.97	0.0703	0.08	0.00	245987.56
35	463.27	0.0868	0.08	0.00	214621.51
36	483.83	0.0731	0.08	0.00	234094.64

X: PGA Y: Despl.

Primera forma (Conceptos basados en fórmulas)

$\bar{x}$	=	470.30		
$\bar{y}$	=	0.08147		
S_x	=	25.8961308	S_x^2 =	670.6095906
S_y	=	0.00886831		
S_{xy}	=	-0.0542387	R =	-0.23617473 (Correlación de Pearson)
$\hat{\beta}_1$	=	-8.088E-05	$\hat{\beta}_0$ =	0.119511688
$\hat{\beta}_1$	=	-8.088E-05		

Segunda forma (Herramienta Análisis de Datos del Excel)

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.23617473
Coeficiente de determinación R^2	0.0557785
R^2 ajustado	0.04614359
Error típico	0.00866129
Observaciones	100

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertna de cuadradio de los cuac		*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	1	0.00043429	0.000434294	5.789206423	0.017999736
Residuos	98	0.00735175	7.50179E-05		
Total	99	0.00778604			

	Coeficientes	*Error típico*	*Estadístico t*	*Probabilidad*	*Inferior 95%*	*Superior 95%*	*nferior 95.0%*	*uperior 95.0%*
$\hat{\beta}_0$ Intercepción	0.11951169	0.01583276	7.548380928	2.30229E-11	0.088092095	0.150931281	0.0880921	0.15093128
$\hat{\beta}_1$ Variable X 1	-8.088E-05	3.3615E-05	-2.40607698	0.017999736	-0.000147587	-1.41723E-05	-0.0001476	-1.417E-05

H_0: ρ = 0 (No existe correlación lineal)
H_1: ρ ≠ 0 (Existe correlación lineal)

$$\sigma = RSE = \sqrt{\frac{1}{n-2}RSS} = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2} \qquad S_{xx} = \sum x^2 - n\bar{x}^2$$

σ2 = 0.00007502
Sxx = 66390.3494700

$$SE(\hat{\beta}_1)^2 = \frac{\sigma^2}{S_{xx}} \qquad SE(\hat{\beta}_0)^2 = \sigma^2\left[\frac{1}{n} + \frac{\bar{x}^2}{S_{xx}}\right]$$

SEβ12 = 0.00003361
SEβ02 = 0.015833

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\hat{\beta}_1 - 0}{SE(\hat{\beta}_1)} \qquad t = \frac{\hat{\beta}_0 - 0}{SE(\hat{\beta}_0)}$$

		Probabilidad	
tβ1 =	-2.406	0.017999736	Debe ser menor a 0.05
tβ0 =	7.548	2.30229E-11	Debe ser menor a 0.05

Valor crítico: n = 100
gl = (n-2) = 98
α = 0.05 5%
tβ1 (α/2,n−2) = 1.9845
tβ0(α/2,n−2) = 1.9845

Se observa:
En tβ1: t > $t(\alpha/2,n-2)$ Se rechaza la hipótesis nula
En tβ0: t > $t(\alpha/2,n-2)$ Se rechaza la hipótesis nula

ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

REGRESIÓN LINEAL SIMPLE

$$\hat{y} = \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 x \qquad \hat{\beta}_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2} = \frac{S_{xy}}{S_x^2} = \frac{S_y}{S_x} R$$

$$\hat{\beta}_0 = \bar{y} - \hat{\beta}_1 \bar{x}$$

Donde:
S_{xy} : Covarianza entre X e Y
S_x : Desviación estándar de X
S_y : Desviación estándar de Y
R : Coeficiente de correlación de Pearson

Muestra	fy (MPa)	Dist. (m/m	$\hat{y}_i$	$(y_i - \hat{y}_i)^2$	x_i^2
1	475.43	0.0167	0.02	0.00	226034.66
2	510.09	0.0166	0.02	0.00	260187.91
3	510.72	0.0174	0.02	0.00	260833.90
4	486.42	0.0161	0.02	0.00	236607.99
5	422.05	0.0173	0.02	0.00	178129.98
6	432.98	0.0141	0.02	0.00	187474.89
7	501.00	0.0166	0.02	0.00	250996.24
8	499.34	0.0144	0.02	0.00	249343.75
9	446.55	0.0151	0.02	0.00	199406.05
10	461.46	0.0167	0.02	0.00	212941.23
11	546.83	0.0171	0.02	0.00	299024.76
12	465.42	0.0154	0.02	0.00	216616.18
13	460.36	0.0159	0.02	0.00	211934.99
14	479.17	0.0182	0.02	0.00	229601.03
15	466.18	0.0148	0.02	0.00	217325.27
16	455.19	0.0164	0.02	0.00	207201.39
17	451.06	0.0149	0.02	0.00	203455.67
18	468.79	0.0173	0.02	0.00	219762.27
19	523.39	0.0171	0.02	0.00	273939.65
20	439.51	0.0145	0.02	0.00	193168.36
21	483.02	0.0157	0.02	0.00	233312.47
22	466.02	0.0170	0.02	0.00	217176.29
23	436.70	0.0142	0.02	0.00	190703.32
24	431.83	0.0153	0.02	0.00	186479.80
25	459.36	0.0148	0.02	0.00	211009.34
26	450.70	0.0149	0.02	0.00	203128.95
27	483.59	0.0137	0.02	0.00	233855.04
28	487.58	0.0157	0.02	0.00	237738.42
29	449.51	0.0159	0.02	0.00	202063.32
30	429.69	0.0146	0.02	0.00	184634.29
31	514.33	0.0168	0.02	0.00	264532.31
32	443.88	0.0152	0.02	0.00	197027.85
33	508.76	0.0187	0.02	0.00	258835.86
34	481.14	0.0160	0.02	0.00	231492.43
35	475.56	0.0157	0.02	0.00	226155.87
36	468.04	0.0182	0.02	0.00	219064.66

X: PGA Y: Despl.

Primera forma (Conceptos basados en fórmulas)

$\bar{x}$	=	465.81		
$\bar{y}$	=	0.01581		
S_x	=	31.26952847	S_x^2 =	977.7834104
S_y	=	0.001291998		
S_{xy}	=	0.016720003	R =	0.413859659 (Correlación de Pearson)
$\hat{\beta}_1$	=	1.70999E-05	$\hat{\beta}_0$ =	0.007848496
$\hat{\beta}_1$	=	1.70999E-05		

Segunda forma (Herramienta Análisis de Datos del Excel)

Resumen

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.413859659
Coeficiente de determinación R^2	0.171279817
R^2 ajustado	0.162823489
Error típico	0.001182144
Observaciones	100

ANÁLISIS DE VARIANZA

	Grados de libertad	*Suma de cuadrados*	*Promedio de los cuadrados*	*F*	*Valor crítico de F*
Regresión	1	2.83051E-05	2.83051E-05	20.2546317	1.86805E-05
Residuos	98	0.000136952	1.39746E-06		
Total	99	0.000165257			

		Coeficientes	*Error típico*	*Estadístico t*	*Probabilidad*	*Inferior 95%*	*Superior 95%*	*nferior 95.0%*	*uperior 95.0%*
$\hat{\beta}_0$	Intercepción	0.007848496	0.001773794	4.424693743	2.50642E-05	0.004328459	0.011368533	0.00432846	0.01136853
$\hat{\beta}_1$	Variable X 1	1.70999E-05	3.79954E-06	4.500514603	1.86805E-05	9.55983E-06	2.464E-05	9.5598E-06	2.464E-05

H_0: ρ = 0 (No existe correlación lineal)
H_1: ρ ≠ 0 (Existe correlación lineal)

$$\sigma = RSE = \sqrt{\frac{1}{n-2}RSS} = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2} \qquad S_{xx} = \sum x^2 - n\bar{x}^2$$

$$SE(\hat{\beta}_1)^2 = \frac{\sigma^2}{S_{xx}} \qquad SE(\hat{\beta}_0)^2 = \sigma^2\left[\frac{1}{n} + \frac{\bar{x}^2}{S_{xx}}\right]$$

σ2 =	0.000001397
Sxx =	96800.5576322
SEβ12 =	0.000003800
SEβ02 =	0.001774

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\hat{\beta}_1 - 0}{SE(\hat{\beta}_1)} \qquad t = \frac{\hat{\beta}_0 - 0}{SE(\hat{\beta}_0)}$$

		Probabilidad	
tβ1 =	4.501	1.86805E-05	Debe ser menor a 0.05
tβ0 =	4.425	2.50642E-05	Debe ser menor a 0.05

Valor crítico:

n =	100
gl = (n-2) =	98
α =	0.05 (5%)
tβ1(α/2,n−2) =	1.9845
tβ0(α/2,n−2) =	1.9845

Se observa:
En tβ1: t > t(α/2,n−2) Se rechaza la hipótesis nula
En tβ0: t > t(α/2,n−2) Se rechaza la hipótesis nula

ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

$$\rho = 1 - \frac{6\sum d^2}{n(n^2-1)}$$

ρ: Coeficiente de correlación de Spearman
d: es la diferencia entre los correspondientes datos de orden de x - y.
n : número de parejas de datos.

Muestra	PGA (g)	Despl. (cm)	rango (x)	rango (y)	d	d2
1	0.05	0.04	50.5	50.0	-0.50	0.25
2	0.05	0.04	50.5	31.0	-19.50	380.25
3	0.05	0.04	50.5	57.0	6.50	42.25
4	0.05	0.04	50.5	49.0	-1.50	2.25
5	0.05	0.04	50.5	51.0	0.50	0.25
6	0.05	0.04	50.5	32.0	-18.50	342.25
7	0.05	0.04	50.5	79.0	28.50	812.25
8	0.05	0.04	50.5	64.0	13.50	182.25
9	0.05	0.05	50.5	94.0	43.50	1892.25
10	0.05	0.05	50.5	93.0	42.50	1806.25
11	0.05	0.04	50.5	24.0	-26.50	702.25
12	0.05	0.04	50.5	87.0	36.50	1332.25
13	0.05	0.04	50.5	48.0	-2.50	6.25
14	0.05	0.04	50.5	75.0	24.50	600.25
15	0.05	0.04	50.5	69.0	18.50	342.25
16	0.05	0.04	50.5	38.0	-12.50	156.25
17	0.05	0.03	50.5	5.0	-45.50	2070.25
18	0.05	0.04	50.5	20.0	-30.50	930.25
19	0.05	0.05	50.5	95.0	44.50	1980.25
20	0.05	0.04	50.5	81.0	30.50	930.25

n= 880

Σd^2= 3466310.5

Primera forma

ρ = 0.96948

ρ = 0.96932

H_0: $\rho = 0$ (No existe correlación lineal)

H_1: $\rho \neq 0$ (Existe correlación lineal)

Estadístico de prueba

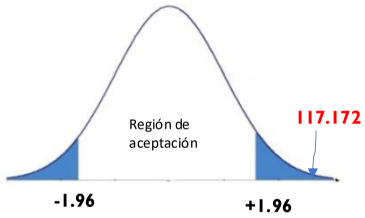
$$t = \frac{\rho}{\sqrt{\frac{1-\rho^2}{n-2}}}$$

t = 117.172 0.00E+00

Val

n =	880
gl = (n-2) =	878
α =	0.05
$t(\alpha/2,n-2)$ =	1.9627

5%



Se observa: t > $t(\alpha/2,n-2)$

Decisión: Se rechaza la hipótesis nula.

Conclusión: Existe evidencia estadística suficiente para concluir que el coeficiente de correlación es diferente c

ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

$$\rho = 1 - \frac{6\sum d^2}{n(n^2-1)}$$

ρ: Coeficiente de correlación de Spearman
d: es la diferencia entre los correspondientes datos de orden de x - y.
n : número de parejas de datos.

Muestra	PGA (g)	Dist. (m/m)	rango (x)	rango (y)	d	d2
1	0.05	0.00	50.5	50.0	-0.50	0.25
2	0.05	0.00	50.5	31.0	-19.50	380.25
3	0.05	0.00	50.5	57.0	6.50	42.25
4	0.05	0.00	50.5	49.0	-1.50	2.25
5	0.05	0.00	50.5	51.0	0.50	0.25
6	0.05	0.00	50.5	32.0	-18.50	342.25
7	0.05	0.00	50.5	79.0	28.50	812.25
8	0.05	0.00	50.5	64.0	13.50	182.25
9	0.05	0.00	50.5	94.0	43.50	1892.25
10	0.05	0.00	50.5	93.0	42.50	1806.25
11	0.05	0.00	50.5	24.0	-26.50	702.25
12	0.05	0.00	50.5	87.0	36.50	1332.25
13	0.05	0.00	50.5	48.0	-2.50	6.25
14	0.05	0.00	50.5	75.0	24.50	600.25
15	0.05	0.00	50.5	69.0	18.50	342.25
16	0.05	0.00	50.5	38.0	-12.50	156.25
17	0.05	0.00	50.5	5.0	-45.50	2070.25
18	0.05	0.00	50.5	20.0	-30.50	930.25
19	0.05	0.00	50.5	95.0	44.50	1980.25
20	0.05	0.00	50.5	81.0	30.50	930.25

n= 881

Σd^2= 3464399

Primera forma

ρ = 0.96960

ρ = 0.96944

H_0: ρ = 0 (No existe correlación lineal)

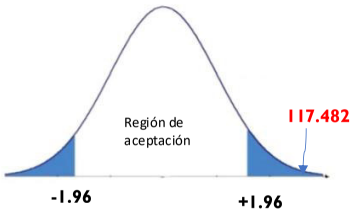
H_1: ρ ≠ 0 (Existe correlación lineal)

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\rho}{\sqrt{\frac{1-\rho^2}{n-2}}}$$

t = 117.482

Valor crítico:
n = 881
gl = (n-2) = 879
α = 0.05 5%
$t(\alpha/2, n-2)$ = 1.963



Se observa: t > $t(\alpha/2, n-2)$

Decisión: Se rechaza la hipótesis nula.

Conclusión: Existe evidencia estadística suficiente para concluir que el coeficiente de correlación es diferente de 0.

ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

$$\rho = 1 - \frac{6\sum d^2}{n(n^2-1)}$$

ρ: Coeficiente de correlación de Spearman
d: es la diferencia entre los correspondientes datos de orden de x - y.
n : número de parejas de datos.

Muestra	PGA (g)	ELDE (%)	rango (x)	rango (y)	d	d2
1	0.01	0.0000	1.0	10.0	9.00	81
2	0.02	0.0000	2.0	11.0	9.00	81
3	0.03	0.0000	3.0	21.0	18.00	324
4	0.04	0.0007	4.0	31.0	27.00	729
5	0.05	0.1403	5.0	37.0	32.00	1024
6	0.06	0.7440	6.0	42.0	36.00	1296
7	0.07	0.9831	7.0	45.0	38.00	1444
8	0.08	0.9997	8.0	48.0	40.00	1600
9	0.09	1.0000	9.0	50.0	41.00	1681
10	0.10	1.0000	10.0	49.0	39.00	1521
11	0.11	0.9995	11.0	47.0	36.00	1296
12	0.12	0.9943	12.0	46.0	34.00	1156
13	0.13	0.9685	13.0	44.0	31.00	961
14	0.14	0.8917	14.0	43.0	29.00	841
15	0.15	0.7436	15.0	41.0	26.00	676
16	0.16	0.5443	16.0	40.0	24.00	576
17	0.17	0.3449	17.0	39.0	22.00	484
18	0.18	0.1893	18.0	38.0	20.00	400
19	0.19	0.0908	19.0	36.0	17.00	289
20	0.20	0.0386	20.0	35.0	15.00	225

n= 50

Σd^2= 36730

Primera forma

ρ = -0.76375

ρ = -0.76885

H_0: $\rho = 0$ (No existe correlación lineal)

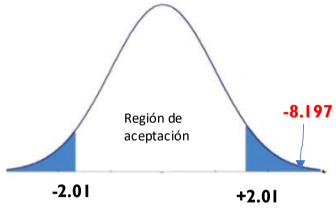
H_1: $\rho \neq 0$ (Existe correlación lineal)

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\rho}{\sqrt{\frac{1-\rho^2}{n-2}}}$$

t = -8.197 1.1109E-10

Valor crítico:
n = 50
gl = (n-2) = 48
α = 0.05 5%
$t(\alpha/2, n-2)$ = 2.011



Se observa: t < $t(\alpha/2, n-2)$

Decisión: Se rechaza la hipótesis nula.

Conclusión: Existe evidencia estadística suficiente para concluir que el coeficiente de correlación es diferente de 0.

ANÁLISIS DE HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

$$\rho = 1 - \frac{6\sum d^2}{n(n^2-1)}$$

ρ: Coeficiente de correlación de Spearman
d: es la diferencia entre los correspondientes datos de orden de x - y.
n : número de parejas de datos.

Muestra	PGA (g)	ELDE (%)	rango (x)	rango (y)	d	d2
1	0.01	0.00000	1.0	1.0	0.00	0
2	0.02	0.00000	2.0	2.0	0.00	0
3	0.03	0.00000	3.0	13.0	10.00	100
4	0.04	0.00000	4.0	3.0	-1.00	1
5	0.05	0.00000	5.0	4.0	-1.00	1
6	0.06	0.00000	6.0	5.0	-1.00	1
7	0.07	0.00000	7.0	6.0	-1.00	1
8	0.08	0.00000	8.0	7.0	-1.00	1
9	0.09	0.00000	9.0	8.0	-1.00	1
10	0.10	0.00000	10.0	9.0	-1.00	1
11	0.11	0.00000	11.0	10.0	-1.00	1
12	0.12	0.00000	12.0	11.0	-1.00	1
13	0.13	0.00000	13.0	12.0	-1.00	1
14	0.14	0.00000	14.0	14.0	0.00	0
15	0.15	0.00001	15.0	15.0	0.00	0
16	0.16	0.00003	16.0	16.0	0.00	0
17	0.17	0.00010	17.0	17.0	0.00	0
18	0.18	0.00030	18.0	18.0	0.00	0
19	0.19	0.00077	19.0	19.0	0.00	0
20	0.20	0.00179	20.0	20.0	0.00	0

n= 100

Σd^2= 110

Primera forma

ρ = 0.99934

ρ = 0.99934

H_0: ρ = 0 (No existe correlación lineal)

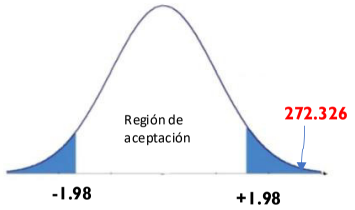
H_1: ρ ≠ 0 (Existe correlación lineal)

Estadístico de prueba

$$t = \frac{\rho}{\sqrt{\frac{1-\rho^2}{n-2}}}$$

t = 272.326 6.438E-143

Valor crítico:
n = 100
gl = (n-2) = 98
α = 0.05 5%
$t(\alpha/2, n-2)$ = 1.984



Se observa: t > $t(\alpha/2, n-2)$

Decisión: Se rechaza la hipótesis nula.

Conclusión: Existe evidencia estadística suficiente para concluir que el coeficiente de correlación es diferente de 0.