

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

**Método Simplificado para la Evaluación de la Interacción Cinemática en
Pilotes en Suelos Blandos tipo E y F**

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Marcelo Fernando Saldarriaga Paula

**Ing. Xavier Vera Grunauer, Ph.D, D.GE, A.M. ASCE
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito
para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción
de Estructuras Sismo Resistentes

D.M. Quito, 22 de febrero del 2022

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

Método Simplificado para la Evaluación de la Interacción Cinemática en Pilotes
en Suelos Blandos tipo E y F

Marcelo Fernando Saldarriaga Paula

Nombre del Director del Programa: Fernando Romo
Título académico: Master of Science
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico: Eduardo Alba
Título académico: Doctor of Philosophy
Decano del Colegio: Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados: Hugo Burgos
Título académico: Doctor of Philosophy

Quito, febrero 2022

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Marcelo Fernando Saldarriaga Paula

Código de estudiante: 00215122

C.I.: 060300177-7

Lugar y fecha: D.M. Quito, 22 de febrero de 2022

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

A mis hijos Daniela y Marcelo por ser la motivación y orgullo de mi vida, y a mi madre Cecilia por ser mi apoyo en todo momento.

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor, Xavier Vera Grunauer, PhD, D.GE por su valioso aporte en la obtención de la información necesaria para el correcto desarrollo del trabajo; y por su acertada colaboración y tutoría en la consecución de este proyecto de titulación.

RESUMEN

Ante las limitaciones económicas y de tiempo que se presentan en la etapa de diseño de los proyectos de obra civil, se reconocen las ventajas de disponer de métodos simplificados que facilitarán la estimación de las solicitaciones a las que estarán sometidos los elementos estructurales.

Bajo esta premisa, en el presente trabajo se proporcionan soluciones de fácil y rápida aplicación para la obtención de las demandas a las que estarán sometidos pilotes de cimentación ante los efectos de la interacción cinemática suelo-pilote. Con este aporte se pretende el ayudar a los consultores estructurales a considerar este fenómeno mediante herramientas simples e información de fácil obtención, y así dotar de seguridad a sus diseños estructurales.

Palabras clave: interacción suelo estructura, interacción cinemática, respuesta estructural, diseño pilotes, suelos blandos.

ABSTRACT

Given the economic and time limitations that arise in the design phase of civil projects, it's an advantage to have simplified methods that will facilitate the estimation of the forces to which the structural elements will be subjected.

For this reason, in this work solutions of easy and quick application are proposed to obtain design forces for foundation piles due to the effects of soil-pile kinematic interaction. This contribution is intended to help structural consultants to consider this phenomenon through simple tools and easily obtainable information, and thus provide security to their structural designs.

Key words: soil structure interaction, kinematic interaction, structural response, pile design, soft soils.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	16
1.1. Motivación.....	16
1.2. Objetivo de la investigación	18
1.3. Alcance de la investigación	19
REVISIÓN DE LA LITERATURA TÉCNICA	22
CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y DINÁMICAS DE LOS SITIOS EVALUADOS	33
3.1. Perfiles de velocidades de ondas de corte	35
3.2. Ubicación espacial de los análisis de respuesta de sitio	38
3.3. Periodo predominante del sitio	40
3.4. Parámetros geotécnicos de los suelos (propiedades índice y resistencia al corte)	42
3.5. Comportamiento no lineal de los suelos.....	45
3.6. Profundidad del semi-espacio.....	53
ASPECTOS RELEVANTES DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE SITIO	56
4.1. Método de equivalente lineal.....	70
4.2. Método no lineal.....	72
ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PSEUDO ESTÁTICOS LATERALES DE PILOTES	78
5.1. Incidencia de la forma del perfil de desplazamientos.....	83
5.2. Tipo de análisis del pilote (lineal / no lineal)	85
5.3. Tipo de análisis del perfil de desplazamientos (EQL / NL-Te).....	91
5.4. Carga axial (0 kN / 500 kN / 1000 kN)	92

5.5. Periodo de retorno y fuente sísmica (43FF / 475NF / 475FF / 1000NF / 1000FF / 2500 NF/ 2500FF).....	97
5.6. Condición de borde de la cabeza del pilote (fixed / pinned).....	103
5.7. Inercia del pilote (0.5I _g / 1.0 I _g / 2.0 I _g).....	105
5.8. Resistencia al corte no drenado (0.38σ' _v / 0.67σ' _v / 0.96σ' _v).....	107
DESARROLLO DEL MODELO SIMPLIFICADO PARA LA ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN CAMPO LIBRE.....	110
6.1. Perfil de deformación por corte máximo (γ _{max}).....	110
6.2. Estimación de PGD	114
6.3. Desplazamiento lateral máximo del pilote	125
6.4. Determinación de perfiles de desplazamientos horizontales.....	130
EVALUACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO.....	154
CONCLUSIONES	164
BIBLIOGRAFÍA.....	166
ANEXOS.....	170

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Diferencias entre edificaciones con base indeformable y base deformable.....	17
Tabla 2. Correlaciones para estimación de V_s a partir de ensayos CPTu.....	35
Tabla 3. Media de parámetros N_{kc} y β para estimación de V_s	36
Tabla 4. Correlaciones para estimación de V_s a partir del N_{60}	36
Tabla 5. Zonas geotécnicas, descripción general, y tipo de perfil de suelo según NEC-15....	38
Tabla 6. Detalle de los sitios de estudio	39
Tabla 7. Procedimientos de ajustes de curva dinámica	48
Tabla 8. Coeficientes para correlaciones profundidad semiespacio vs. periodo elástico.....	54
Tabla 9. Velocidad de onda del semiespacio en base a la profundidad estimada	55
Tabla 10. Factores principales que influyen en el efecto de sitio.....	57
Tabla 11. Efectos topográficos e irregularidades sub superficiales	67
Tabla 12. Representación de masas y modelos constitutivos usados en códigos no lineales .	77
Tabla 13. Variables empleadas en el análisis de sensibilidad	78
Tabla 14. Valores de ε_{50} recomendados para arcillas	81
Tabla 15. Rangos de discretización de T_e	116
Tabla 16. Error estándar para las distintas regresiones para la estimación de PGD	123
Tabla 17. Relaciones LD/PGD medios para varias longitudes de pilote	129
Tabla 18. Coeficientes de ajuste C para obtener LD_{max}	129
Tabla 19. Puntos para conformación de perfiles de desplazamientos binormalizados	137
Tabla 20. Resumen de relaciones Me/Mc para todos los sitios.....	157
Tabla 21. Resumen de promedios de Me/Mc	161
Tabla 22. Error de estimación estándar para cada período de retorno	162
Tabla 23. Relaciones L/d_p de ubicación de momento máximo del pilote	163

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de zonas geotécnicas, mostrando los sitios considerados en los análisis de respuesta de sitio	34
Figura 2. Mapa velocidades onda de corte equivalente según NEC-15 y discretizado V_{s30} ..	37
Figura 3. Mapa de isoperiodos elásticos predominantes para la ciudad de Guayaquil.....	41
Figura 4. Curvas de reducción del módulo de corte y amortiguamiento dado por no linealidad del suelo.....	46
Figura 5. Curva típica de la respuesta no lineal del suelo ante cargas cíclicas.....	47
Figura 6. Ejemplo modelo de suelo sitio S221	50
Figura 7. Curvas dinámicas de la degradación del módulo de rigidez y de la razón de amortiguamiento del sitio BSF.....	51
Figura 8. Curvas de la resistencia al corte sin calibrar/calibrada por la cementación por pirita	52
Figura 9. Curvas dinámicas ajustadas para esfuerzos de 3 y 5 atm (Pestana y Salvati (2006))	53
Figura 10. Curvas de tendencia profundidad semiespacio vs. Período elástico.....	54
Figura 11. Propagación de ondas sísmicas.....	56
Figura 12. Espectros de respuesta normalizados para varias condiciones locales de sitio ($\xi=5\%$)	58
Figura 13. Flujograma del procedimiento del análisis de respuesta de sitio.....	59
Figura 14. Tipos de ondas sísmicas (a) Ondas de cuerpo (b) Ondas superficiales	60
Figura 15. Variación del PGA horizontal en suelos blandos versus el PGA en roca	61
Figura 16. Esquema de identificación y caracterización de fuentes sísmicas.....	63
Figura 17. Esquema de ondas incidentes, reflejadas y transmitidas	64

Figura 18. Caracterización de irregularidades topográficas simples	65
Figura 19. PGA's normalizados (medias y barras de error) registrados en Matsuzaki, Japón	66
Figura 20. Comparación de funciones de amplificación en una y dos dimensiones, (a) Cuencas superficiales (b) Cuencas profundas	67
Figura 21. Umbrales para tipo de análisis ARS dependientes de T_e y a) γ_{\max} b) PGA registrado	69
Figura 22. Diagrama de flujo análisis EQL empleado por el software SHAKE.....	71
Figura 23. Modelo de MDOF de masas concentradas con excitación en la base	73
Figura 24. Modelos de curvas esfuerzo-deformación para cargas cíclicas.....	75
Figura 25. Modelo de suelo – Sitio S210.....	79
Figura 26. Modelo de suelo – Sitio S216.....	79
Figura 27. Modelo de suelo – Sitio S221	80
Figura 28. ν y ε_{50} en función de la profundidad	81
Figura 29. Perfiles de desplazamientos del sitio S210-1/ Análisis NL-Te	82
Figura 30. Respuesta del pilote para varios perfiles de desplazamientos S210.....	83
Figura 31. Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles normalizados.....	85
Figura 32. Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles normalizados / Sitios S210-1 y S216.....	87
Figura 33. Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles NL-Te/ Sitio S210-1 / Fuente Cercana.....	88
Figura 34. Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles NL-Te / Sitio S216 / Fuente Cercana.....	89
Figura 35. Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles NL-Te / Sitio S210-1 / Fuente Lejana	90
Figura 36. Respuesta del pilote según tipo de perfil de desplazamientos / S210-1	91

Figura 37. Respuesta del pilote para diferentes cargas axiales / Perfil normalizado / S210-1	93
Figura 38. Respuesta del pilote para diferentes cargas axiales / Perfil normalizado / S221...	95
Figura 39. Respuesta del pilote para diferentes cargas axiales / S210-1	96
Figura 40. Respuesta del pilote para diferentes períodos de retorno y fuente / Perfil normalizado / S210-1	97
Figura 41. Respuesta del pilote para diferentes períodos de retorno y fuente / S210-1.....	99
Figura 42. Respuesta del pilote para diferentes períodos de retorno - fuente y Axiales / S210-1	101
Figura 43. Respuesta del pilote para condiciones de empotramiento o articulación en cabeza / S210-1	103
Figura 44. Respuesta del pilote para inercia de la sección transversal / Perfil normalizado / S210-1	105
Figura 45. Respuesta del pilote para inercia de la sección transversal / S210-1.....	107
Figura 46. Respuesta del pilote para resistencias al corte no drenado / Perfiles normalizados / S210-1	108
Figura 47. Respuesta del pilote para resistencias al corte no drenado / S210-1	109
Figura 48. Deformación unitaria a corte en la profundidad del pilote	111
Figura 49. Perfiles de desplazamientos reales y $\Sigma\gamma_{\max}\cdot H_i$	111
Figura 50. PGD_{ARS} vs $PGD_{(PGA, Te)}$ y PGD_{ARS} vs $PGD_{(\max \text{ strain} \times H_i)}$	113
Figura 51. PGD vs. PGA_{rock}	114
Figura 52. PGD vs. $PSa(Te)$	115
Figura 53. PGD vs. Te	115
Figura 54. PGD vs. $Vs30$	116
Figura 55. PGD vs. PGA_{rock} por rangos de Te	117
Figura 56. PGD vs. PGA_{rock} por rangos discretizados de Te	117

Figura 57. Modelos de regresiones no lineales para la estimación de PGD	122
Figura 58. Error en la estimación de PGD	124
Figura 59. Esquema de desplazamientos laterales	125
Figura 60. PGD vs LD pilote sitio S210-1	126
Figura 61. Relación LD/PGD para todos los sitios y para varias longitudes de pilote.....	128
Figura 62. Obtención de perfiles de desplazamientos binormalizados por rangos de Te y PGA	131
Figura 63. Perfiles de desplazamiento binormalizados.....	132
Figura 64. Representación gráfica del modelo numérico interacción cinemática suelo-pilote	155
Figura 65. Comparación de respuestas de interacción cinemática en varios sitios.....	156
Figura 66. Error en la estimación de demandas en pilote	161

INTRODUCCION

1.1. Motivación

La respuesta dinámica de una estructura depende de muchos factores, como de las propiedades de la misma, la excitación a la que se encuentra sometida y; de las condiciones y características del subsuelo, esto último es pasado por alto frecuentemente. Se cuenta con un sin número de metodologías que tratan de representar de manera aceptable dicha respuesta, algunos sencillos y otros más complejos; pero en la gran mayoría de los casos no se incluyen los efectos de la interacción suelo-cimentación que sirve como sustento de la estructura. Esto se da con gran frecuencia por el desconocimiento de los ingenieros estructurales de los conceptos básicos del comportamiento dinámico del suelo y; por otra parte, los especialistas en el comportamiento dinámico de los suelos a veces no comprenden el alcance de la afectación del comportamiento de las estructuras cuando se someten a dichos efectos. (Fernández, 2013)

La interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) está conformada por dos componentes, interacción inercial y cinemática. La interacción inercial representa la incidencia de las fuerzas inerciales de la estructura sobre la cimentación produciendo desplazamientos y rotaciones que no se presentarían en la estructura empotada y las que afectan directamente en el comportamiento de la estructura ya que incrementan su flexibilidad; modificando su período fundamental, su amortiguamiento y hasta su ductilidad. La interacción cinemática se refiere al comportamiento de la cimentación con el suelo circundante y en donde describe la diferencia en cómo se propagan las ondas en campo libre del movimiento de la cimentación debido a la rigidez relativa entre el suelo y la cimentación, a la incoherencia del movimiento espacial del suelo y la dispersión de ondas. (Turner et al., 2017; Vera-Grunauer et al., 2019)

La importancia de la IDSE durante un evento sísmico se torna más importante en la respuesta estructural mientras mayor es la rigidez de la estructura en comparación con la rigidez del suelo y para estructuras altas con cimentaciones profundas donde el cabeceo puede introducir movimientos relevantes. Lo anteriormente descrito no es estimado en un modelo que considera la base empotrada o indeformable; lo que proporciona resultados no conservadores, ya que para la mayoría de los casos en base deformable ocasiona una amplificación del movimiento y un filtrado del contenido de frecuencias del mismo, esto debido al efecto de sitio. Es adecuado identificar los efectos que se producen en edificaciones que no se encuentran ubicadas sobre una base infinitamente rígida. (Fernández, 2013; Turner et al., 2017)

Tabla 1.

Diferencias entre edificaciones con base indeformable y base deformable

Base indeformable	Base deformable
<ul style="list-style-type: none"> ▪ No hay modificaciones del movimiento en los distintos puntos del suelo ▪ No existe desplazamiento relativo de la cimentación respecto al suelo ▪ No hay componentes de movimiento de cuerpo rígido de la superestructura (rotación y desplazamiento) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Existe modificación del movimiento en los distintos puntos del suelo (efectos de sitio) ▪ Existe una modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de la cimentación (interacción cinemática) ▪ Existe un desplazamiento relativo de la cimentación respecto al suelo producido por las fuerzas de inercia de la superestructura (interacción inercial)

Fuente: (Fernández, 2013)

Estudios demostraron que pilotes que fueron sometidos a eventos sísmicos y sufrieron daño grave; al evaluar las deformaciones y acciones internas derivadas de la interacción cinemática, presentaron valores más allá de sus capacidades últimas en la cabeza del pilote y a profundidades donde existían variaciones bruscas de rigidez del suelo. (Vera-Grunauer et al., 2019)

Dado lo anteriormente descrito, la Norma Ecuatoriana de la Construcción; capítulo Geotecnia y Cimentaciones, exige para el diseño estructural de cimentaciones en suelos blandos

tipo E y F, el considerar el efecto de la interacción suelo estructura cinemática con el fin de determinar las demandas de esfuerzos y deformaciones adicionales a las de la interacción inercial y; para lo cual se podrán emplear soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. (“Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG,” 2014)

Eventualmente las funciones de impedancia del pilote son reportadas por parte del especialista geotécnico al diseñador estructural para análisis adicionales, pero comúnmente la interacción cinemática es despreciada. (Turner et al., 2017)

Para poder estimar el perfil de desplazamientos del suelo, que representa la demanda cinemática del pilote, es necesario realizar análisis de respuesta dinámica del sitio que la mayoría de las veces no es posible efectuarlas ya sea por la falta de información o por limitaciones de tiempo o económicas del proyecto con lo cual el disponer de métodos de evaluación con modelos simplificados se vuelven muy útiles dentro de la aplicación práctica de lo solicitado en la normativa ecuatoriana.

1.2. Objetivo de la investigación

A partir de resultados de análisis de respuesta dinámica de sitio (14,256 análisis) realizados mediante modelos matemáticos que consideraron el comportamiento no-lineal del suelo ante sollicitaciones sísmicas, se desarrollarán análisis de interacción suelo-estructura cinemática desacoplados en suelos tipo E y F en cimentaciones profundas con pilotes empleando métodos pseudo estáticos y dinámicos para evaluar la sensibilidad de las respuestas estructurales de los pilotes.

Mediante el procesamiento estadístico de los resultados obtenidos previamente se obtendrá un método de análisis simplificado de la interacción suelo-estructura cinemática en donde se desarrollarán ecuaciones de predicción del movimiento lateral del suelo (funciones de transferencia) considerando la media y el error asociado, usando la información típica que se conoce en proyectos.

Al término del desarrollo y posterior evaluación del método simplificado de análisis se realizará la programación de una aplicación computacional que contendrá las ecuaciones obtenidas en el procedimiento del método obtenido.

1.3. Alcance de la investigación

De la información recopilada en campo de la cual se derivaron análisis de respuesta de sitio para el proyecto “Norma Sísmica para Edificaciones y Construcciones en el Cantón Guayaquil” que emplearon registros escalados a los espectros UHS definidos en roca del Estudio de Peligro Sísmico (PSHA) para la ciudad de Guayaquil por Beauval et al. (2018) con períodos de retorno de 43, 475, 1000 y 2500 años (sismo equivalente a probabilidad de excedencia 50% en 30 años, 10% en 50 años, 5% en 50 años y 2% en 50 años, respectivamente), para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y considerando sismos de fuente sísmica cercana ($R_{rup} < 20$ km, magnitudes entre 5.7 a 7.6 grados) y lejana (Distancia epicentral entre 82 a 300 km, magnitudes entre 7.8 a 9.0 grados). Además, para la evaluación de la respuesta de sitio se efectuaron análisis 1D no lineales (NL-TE) en esfuerzos totales en el dominio del tiempo y complementados con análisis lineales equivalentes (EQL). (Subcomisión de “Peligro Sísmico,” 2019)

Luego de realizados los análisis previos se adquirieron los perfiles de deformaciones máximos para cada uno de los periodos de retorno, fuente sísmica y tipo de análisis (NL-TE / EQL) y adicionalmente; para las distintas zonas geotécnicas propuestas para la ciudad de Guayaquil.

A partir de los perfiles de deformaciones horizontales en campo libre obtenidos para el proyecto “Norma Sísmica para Edificaciones y Construcciones en el Cantón Guayaquil” y que constituirán la demanda estructural de los pilotes, se efectuará un análisis de sensibilidad de la respuesta estructural de los pilotes empleando análisis lineales y no-lineales del pilote; y observando la incidencia del cambio de variables como cargas axiales en el pilote, condiciones de borde en la cabeza del pilote, características del pilote, periodo de retorno y fuente de la demanda sísmica y características geotécnicas del suelo.

Con los resultados logrados del análisis de sensibilidad se procederá; mediante un procesamiento estadístico de los mismos; a desarrollar un método simplificado de análisis de la interacción suelo-estructura cinemática con aplicabilidad a suelos tipo E y F con el cual se pretenderá predecir el movimiento lateral del subsuelo en campo libre.

Con esto, la finalidad del trabajo aquí descrito recae en qué; ya obtenida la demanda cinemática del pilote se podrán obtener en la práctica las deformaciones y acciones internas del mismo mediante un análisis desacoplado sin realizar análisis dinámicos del pilote, para que posteriormente se pueda cuantificar la totalidad de la demanda incluyendo la interacción inercial ya sea mediante el análisis de las fuerzas inerciales de la estructura a la cimentación y mediante la aplicación del coeficiente inercial, β , que considera la simultaneidad de las demandas inerciales y cinemáticas mediante la ecuación: (Vera-Grunauer et al., 2019)

$$M_{tot} = M_{kin} + \beta \cdot M_{in}$$

Donde: M_{tot} = momento total generado en un punto del pilote, M_{kin} = componente de momento cinemático, M_{in} = componente de momento inercial y β = coeficiente inercial.

REVISIÓN DE LA LITERATURA TÉCNICA

El reporte publicado por Turner et al., (2017) basa el estudio en la resolución numérica por elementos finitos del método de la viga en la cimentación dinámica no lineal de Winkler, (1867). Este método implica una viga soportada por una serie de resortes caracterizados por una constante elástica o módulo de reacción de la subrasante; término desarrollado por Terzaghi & Peck, (1948). En publicaciones de Hetenyi, (1946) y Vesic, (1961) se demostró que el modelo de Winkler predice con muy poco error la respuesta obtenida con modelos elásticos continuos; y cuando se emplea dentro de los límites apropiados, el método de Winkler genera resultados confiables para el diseño de cimentaciones. Para el análisis de pilotes, los varios métodos de Winkler consideran un elemento discretizado ligado al suelo a través de resortes horizontales y/o verticales que representan la interacción suelo-pilote, e incluso llegando a considerar la no-linealidad de la interacción suelo-pilote mediante las curvas p-y, t-z y q-z.

Los primeros modelos de curvas p-y no-lineales como de McClelland & Focht, (1958) fueron desarrollados comparando los resultados obtenidos en ensayos de pilotes a escala real con modelos teóricos de esfuerzos alrededor del pilote cargados lateralmente. Bajo financiamiento de la industria de la perforación petrolera en alta mar se han efectuado varios estudios en arcillas blandas (Matlock, 1970), arcillas duras sobre agua subterránea (Reese & Welch, 1975), arcillas duras sumergidas (Reese et al., 1975), arenas (Reese et al., 1974). En Reese et al., (2006) se presenta una visión general teórica y experimental del desarrollo de las curvas p-y. A partir de estos estudios, se han ido mejorando y adaptando las teorías a condiciones específicas por otros autores e implementando los métodos en paquetes computacionales para diseño sísmico de cimentaciones. Dado que las curvas p-y obtenidas en los estudios descritos anteriormente fueron desarrolladas inicialmente para cargas estáticas o monotónicas, en ocasiones se consideraron efectos de degradación cíclica, pero para acciones

de olas en mar abierto, más no para cargas cíclicas de rápida aplicación e intensidad alta como sismos. De acuerdo con P. Khalili-Tehrani et al., (2014) y posteriores; las curvas p-y contienen varios problemas entre los cuales se encuentran: inexactitud de rigidez a deformaciones pequeñas, dependencia del diámetro del pilote que no está completamente validada por los ensayos limitados y, falta de dependencia en la condición de borde de la cabeza del pilote. (Turner et al., 2017)

Se ha encontrado que el mayor inconveniente en un análisis dinámico es la estimación de la rigidez inicial, pues se ha observado que existen dos problemas a considerar: de acuerdo a Matlock H., (1970) y Reese & Welch, (1975); al considerar rigidez tangencial infinita para análisis dinámicos recaería el problemas de convergencia ante desplazamientos relativos pilote-suelo pequeños que resultarán en fuerzas erróneamente grandes y, de acuerdo a J. Choi et al.,(2015) que aun cuando las curvas p-y permiten especificar la rigidez inicial, los resultados no son adecuados debido a las pruebas de carga realizadas en los primeros ensayos con equipos rudimentarios que no lograron obtener mediciones precisas de deformaciones en los pilotes en rangos elásticos del suelo. Una aproximación más sugestiva sería la de relacionar la rigidez inicial de la interacción suelo-pilote con la rigidez elástica del suelo medida con métodos geofísicos como el módulo máximo de corte.

Por su parte, Lam I.,(2009) cuestionó la idea de emplear el módulo máximo de corte para aplicaciones prácticas de curvas p-y aduciendo que las pruebas han demostrado que la rigidez inicial p-y medida es significativamente más pequeña que la rigidez elástica obtenida a partir de estudios geofísicos de pequeña deformación, esto derivado de limitaciones en la instrumentación empleada en las pruebas.

S. Wang et al., (1998) y Boulanger et al., (1999) proponen el procedimiento numérico de curvas p-y que considera cargas cíclicas con reglas de descarga/recarga. A partir de lo descrito por Boulanger et al., (1999) y salvo algunas excepciones, se implementaron las curvas p-y en OpenSees mediante los trabajos de McKenna F., (1997) y McKenna F. et al., (2010). La curva esqueleto empleada coincide con las formas de las curvas de Matlock, (1970) y API, (1993) para arcillas y arenas, respectivamente. La inercia inicial infinita de Matlock, (1970) se soluciona empleando la rigidez elástica finita de Vesic, (1961).

En el análisis dinámico de pilotes mediante computadora considera dos frentes, uno es aplicar las cargas inerciales inducidas por sismo a la estructura para considerar la IDSE inercial, y segundo aplicando la excitación en campo libre para considerar la IDSE cinemática. Adicionalmente pueden considerarse aspectos como método computacional empleado, representación del suelo (medio continuo o discretizado), linealidad o no linealidad de los materiales, tipo análisis (bidimensional, tridimensional), etc.

Penzien J. et al., (1964) y Tajimi H., (1969) realizaron un análisis unidimensional en un sistema suelo-pilote-estructura en un suelo arcilloso utilizando una masa concentrada; aplicando una excitación en campo libre y simulando la IDSE mediante resortes bi-lineales como aproximación de la no linealidad del suelo empleando soluciones numéricas. Tajimi H., (1969) derivó una solución analítica basada en elasticidad para una estructura rígida soportada por un pilote flexible en un medio continuo tridimensional, aunque no se consiguió una solución exacta; se obtuvieron resultados aproximadas de desplazamientos relativos suelo-estructura en campo libre y la impedancia en la cabeza del pilote.

Mucho trabajo en dinámica de pilotes se desarrolló posteriormente, dando mayor importancia a la interacción inercial que la cinemática. El objetivo era generar funciones de impedancia para representar rigidez y amortiguamiento de la cimentación para su posterior uso en el método de la subestructura. Se emplearon modelos de Winkler y enfoques de medios continuos por distintos autores. Estos estudios fueron empleados luego para investigar los efectos cinemáticos.

Blaney G. et al., (1976) generaron posiblemente las primeras funciones de transferencia para pilotes sin restricción en la cabeza mediante modelos continuos de elementos finitos; pero con un rango limitado de propiedades de suelo y pilotes. Adicionalmente, Flores-Berrones, (1974) centró su estudio cinemático empleando el modelo de Winkler. Posteriormente se desarrollaron gráficas de predicción de la amplificación o deamplificación del desplazamiento relativo de la cabeza del pilote con el suelo en campo libre como función de la excitación y la frecuencia natural del suelo. En referencias más recientes se han incluido perfiles de suelo más complejos.

La mayoría de estudios consideraron la propagación de ondas de corte verticalmente, pero en ciertos casos se presentaron soluciones para ondas inclinadas, otros para ondas Rayleigh, y existen propuestas disponibles para la respuesta cinemática axial debido a ondas verticales P.

Kaynia A. & Kausel E., (1982) propusieron una solución integral limitada para las funciones de Green, este enfoque riguroso desarrollo funciones de impedancia y de transferencia cinemática para pilotes individuales y en grupo por lo que se volvió de suma importancia para validar trabajos desarrollados en los años ochenta y noventa. Esta solución

fue implementada al computador por Fan K. et al., (1991) lo que permitió desarrollar un sin número de funciones de transferencia para diferentes condiciones de rigideces pilote/suelo, longitud/diámetro, y condiciones de borde en la cabeza del pilote, con esto se logró derivar recomendaciones generalizadas para la aplicación en el diseño avanzado y así validar estudios posteriores de interacción cinemática. De aquí también se derivó el efecto de pilotes en grupo de donde se observó que la respuesta fue similar a la de un solo pilote para espaciamientos típicos cuando se cuenta con movimientos coherentes de suelo.

De los resultados obtenidos de los estudios previos, se ha concluido que los parámetros de mayor influencia en la interacción cinemática son: la rigidez relativa entre el suelo y pilote, la variación de rigidez del suelo a lo largo de la longitud del pilote, la condición de borde en cabeza de pilote, y la esbeltez del pilote (L/d). Sobre éste último parámetro Anoyatis G. et al., (2013) concluyó que la esbeltez no es representativa en pilotes que tienen mayor longitud que la activa (pilotes flexibles); típico en fundaciones profundas.

La gran mayoría de estudios de interacción cinemática a menudo obtienen las demandas a flexión y corte, y restan importancia en la obtención de la deflexión del pilote; creyendo que la rigidez del pilote no permitiría una reducción significativa de la misma. Esto podría no ser acertado considerando que actualmente se emplean pilotes de grandes diámetros para puentes, al incremento de la diferencia de rigideces del suelo y el pilote debido a la no linealidad del suelo, y la capacidad de reducir los movimientos de alta frecuencia puede ser de alta relevancia para los modos superiores de estructuras convencionales y componentes no estructurales sensibles a vibraciones. (Turner et al., 2017)

Con el inicio del uso de computadores personales y software libre en diferencia de elementos finitos; se han desarrollado varios estudios incluyendo parámetros más realistas en el análisis IDSE. En la mayoría de casos se intentaron comparar los resultados con pruebas dinámicas de modelos a escala y/o compararlos con métodos simplificados. Estos estudios brindan mucha información, en especial sobre la importancia de no considerar explícitamente la no linealidad. (Turner et al., 2017)

A partir de los resultados de IDSE cinemática por métodos numéricos, es importante obtener la predicción de la respuesta cinemática mediante métodos normalizados empleando variables que capten el fenómeno físico del problema. Cuando se emplean modelos elástico lineales aproximados son de fácil manejo dado que no dependen de la intensidad de la excitación o varios parámetros del suelo, y se requiere de una limitada cantidad de variables para su procesamiento, esto es completamente opuesto ante análisis no lineales y perfiles de suelo no homogéneos. (Turner et al., 2017)

Los primeros estudios que incorporan relaciones de rigidez suelo-pilote desarrollaron funciones de transferencia para varias relaciones módulo de elasticidad de pilote versus módulo de elasticidad de suelo (E_p/E_s). Cuando al tener una relación de rigidez suelo-pilote muy significativa, la relación de módulos de elasticidad E_p/E_s no es representativa por cuanto no se cuentan con variables geométricas de la sección del pilote. Lo ideal sería el obtener una expresión que considere la rigidez a flexión del pilote pues se podría generalizar para cualquier tipo de sección, emplearla para secciones compuestas y considerar además la no linealidad del material como agrietamiento del concreto en tracción y fluencia del acero de refuerzo; como la obtenida por Hetenyi, (1946) de donde se derivó la “longitud característica”. A partir de allí, Randolph M., (1981) usó el término “longitud crítica” o “longitud activa” describiéndola como

la porción de pilote cargado lateralmente que soporta la carga lateral. Hay que notar que las expresiones de Hetenyi y Randolph son diferentes. (Turner et al., 2017)

Posteriormente, y considerando las deficiencias de no considerar la rigidez del pilote, Di Laora R. & Sanctis L., (2013) consiguieron una función de transferencia incorporando la “longitud característica” mejorando las obtenidas inicialmente dado que ésta considera la relación de rigidez entre el pilote y el suelo, y la relación entre la longitud característica y la longitud de onda de la excitación en campo libre, esta última expresión será la que capturará el efecto de un pilote rígido que no se ajustará a la forma de la deformada del campo libre bajo excitaciones de alta frecuencia. (Turner et al., 2017)

Para extender los resultados a perfiles de suelo más reales, se consideró la variación de la rigidez de suelo con la profundidad, evaluando la longitud característica y la velocidad de onda de corte como el promedio de valores en el rango de la longitud activa del pilote. (Turner et al., 2017)

El rango de longitud activa del pilote se encuentra entre $10B$ y $15B$ dependiendo de la relación de rigidez suelo-pilote. Generalmente el incremento de la rigidez del suelo resulta en un decrecimiento de la longitud activa si las propiedades del pilote permanecen constantes. Si bien esta aproximación es útil para una aproximación, un valor estudiado más preciso es $\lambda.L=4$, donde λ es evaluado con el promedio de las propiedades del suelo en la profundidad, para esto es necesario un proceso iterativo. (Turner et al., 2017)

Aunque el concepto de longitud activa no es aplicable en IDSE cinemática pues las demandas cinemáticas se aplican en toda la longitud del pilote, pero dados los resultados de

estudios la mayor influencia de la respuesta viene dada por la interacción suelo-pilote cercana a la superficie por lo que dicha consideración es válida. (Turner et al., 2017)

Los estudios descritos anteriormente consideraron en su mayoría condiciones de suelo-pilote y excitaciones idealizadas, y análisis elástico lineales que presentan limitaciones. Dichos análisis son de fácil resolución numérica por lo que son empleados para aproximaciones iniciales cuando la información es limitada. Dada la aplicabilidad del principio de superposición, es válido emplear el método de la subestructura con el cual se puede modelar todos los componentes estructurales. De acuerdo a Vesic A., (1977), el análisis supone al suelo como un sólido elástico isotrópico lo que es erróneo ya que la interacción suelo-pilote es no lineal y las propiedades del suelo no son homogéneas. (Turner et al., 2017)

Las idealizaciones pueden proporcionar resultados erróneos en la respuesta dinámica como que en suelos elásticos con frecuencias bajo la fundamental no puede ocurrir amortiguamiento por radiación, o que el movimiento en la cabeza de pilote empotrado siempre es menor al del campo libre lo cual no es cierto para estratigrafías realistas lo que podría resultar en subestimaciones de las demandas reales de la estructura. (Turner et al., 2017)

La principal limitación de los análisis ISE elásticos es que se requiere de estimar una rigidez del suelo compatible con las deformaciones para simular una aproximación no lineal. Existen métodos para estimar la reducción promedio del módulo de corte por el movimiento del campo libre a una amplitud dada, pero no se cuenta con métodos para obtener un módulo reducido que represente la ISE que incluya el desplazamiento relativo no uniforme suelo-pilote. Para obtener un módulo lineal equivalente preciso se debe tener en consideración la degradación del módulo por la interacción suelo-pilote y al mismo tiempo el corte por la

respuesta del suelo en campo libre. Aunque se pudiera estimar un módulo variable en la profundidad para un análisis lineal equivalente, la complicación de seleccionar las propiedades lineales equivalentes del suelo adecuadas hace que las soluciones simplificadas sean insolubles. Tratar de generalizar la estimación de un único módulo reducido para análisis lineales equivalentes presenta grandes desafíos e incertidumbres. (Turner et al., 2017)

Los métodos de análisis; ya sean analíticos o numéricos contienen una limitación que es considerar una condición simplificada de compatibilidad de deformaciones entre el pilote y el suelo, esto no logra captar la interacción entre la interfaz (como deslizamiento), y puede ser apropiado para cargas de pequeña amplitud, pero no para sismos a nivel de diseño que producirán no linealidades en la interfaz suelo-pilote. (Turner et al., 2017)

Estas simplificaciones pueden ser solventadas en la actualidad ya que se cuentan con métodos de análisis dinámicos por elementos finitos no lineales que captan de mejor manera las características de los pilotes, suelos y movimientos de suelo, aunque en la mayoría de casos, éstas herramientas no pueden ser empleadas en los proyectos por la escasez de información y falta de experiencia de los profesionales. (Turner et al., 2017)

En cuanto a estudios experimentales de dinámica de pilotes, estos son limitados con respecto a los estudios mediante métodos numéricos, y de allí, mucho menores son los estudios experimentales de ISE cinemáticos por la complejidad de simularlos ya que para obtener respuestas puramente cinemáticas se debe cumplir con que el pilote no soporte ninguna masa de la superestructura y que la excitación debe ser por medio del campo libre; lo que es difícil ya que se tiene que cargar la estructura indirectamente por el suelo adyacente. (Turner et al., 2017)

Mediante ensayos de pilotes a escala y escala real se lograron validar métodos analíticos, análisis no lineales y efectos inerciales y cinemáticos combinados. Existen pruebas dinámicas de pilotes a escala real únicamente para cargas inerciales, pruebas con vibración forzada a nivel de suelo y cargas cíclicas en grupos de pilotes conectados por un encepado de concreto. En apéndice B de Turner et al., (2017), se describe un estudio para medir funciones de transferencia en pilotes a escala real mediante la excitación del campo libre; estableciendo un método replicable a futuro. Adicional a este documento, no se conoce de pruebas a escala real que estudien solo ISE cinemático para pilotes por lo que es importante validar los resultados mediante ensayos futuros.

Acorde a los ensayos realizados conocidos, se ha hallado que la rigidez y amortiguamiento de los pilotes dependen en su mayoría de la deformación, esto dificulta estimar un valor único de rigidez o amortiguamiento para el diseño lo que respalda la utilización de análisis no lineales. (Turner et al., 2017)

Ya que para obtener la respuesta netamente cinemática se requiere de no tener la masa de la superestructura, la obtención de información empírica durante terremotos de ISE cinemática es limitada. Aunque existen edificaciones equipadas con aparatos de medición, la interpretación de los datos extraídos se complica debido a que en la misma se incluye la respuesta inercial además de la cinemática. (Turner et al., 2017)

Existen varios trabajos que han documentado el daño de pilotes bajo efectos de sismos en estructuras como puentes y edificaciones, aquí se han incluido pilotes dañados por demandas cinemáticas, que en su mayoría parecen ser casos de grandes desplazamientos permanentes en

el suelo. Esto impulsó a que se deben considerar los efectos cinemáticos y que posteriormente se incluyan en normas como requisito. (Turner et al., 2017)

Dadas las investigaciones y los resultados obtenidos, las normativas como ASCE-7 (2016) y NEC-15, describen el requerimiento del análisis IDSE desacoplado para pilotes en suelos blandos si el sitio está definido como E y F.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y DINÁMICAS DE LOS SITIOS EVALUADOS

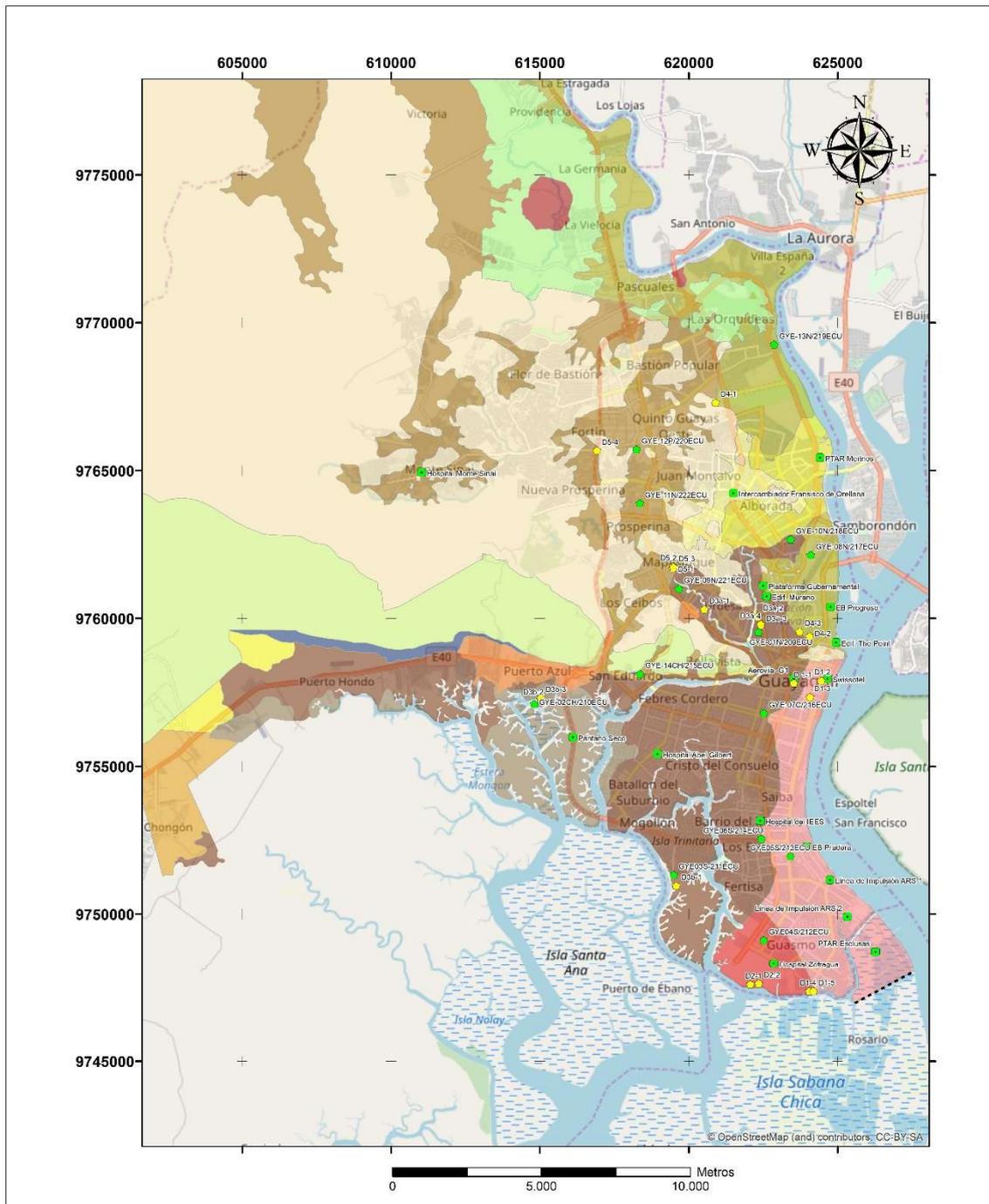
A partir de 590 sondeos geotécnicos en 53 sitios; a diferentes profundidades en la ciudad de Guayaquil; y con el fin de identificar y modelar características geológicas, topográficas, geofísicas y geotécnicas del subsuelo, se derivaron zonas delimitadas representativas de donde se obtuvo un mapa geotécnico (Figura 1) por Vera-Grunauer et al., (2014) basado en información geográfica (GIS).

Los suelos han sido caracterizados mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y sus propiedades mecánicas y físicas, para esto se han empleado ensayos de laboratorio y métodos directos e indirectos de campo. En laboratorio se han realizado ensayos para determinar la granulometría, límites de Atterberg (índice de plasticidad (IP), índice de liquidez (IL) y actividad relativa (Ra)) y resistencia al corte no drenado y drenado de los suelos. Se realizaron ensayos de campo mediante el cono estático CPTu, ensayos a percusión mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayos de medición de velocidad de onda de corte mediante métodos geofísicos, tales como análisis espectral de ondas superficiales (SASW) y análisis espectral multicanales activo y pasivo de ondas superficiales (MASW+MAM), y mediciones del período elástico del sitio mediante el método de Nakamura. (Subcomisión de “Peligro Sísmico,” 2019)

De los estudios previos se ha dividido la ciudad en 7 zonas geotécnicas (D1, D2, D3, D4, D5, D6 y D7), describiéndolas como zonas D1, D2 y D3: depósitos deltaico-estuarinas, zona D4: depósitos de la llanura aluvial, zona D5: depósitos aluvio-lacustres, zona D6: depósitos coluviales, y zona D7: depósitos residuales y formación rocosa.

Figura 1.

Mapa de zonas geotécnicas, mostrando los sitios considerados en los análisis de respuesta de sitio



Zona	Descripción	D7 Formación Rocosa
D1	Depósitos Deltaico - Estuarino (Este - Centro)	G. Ancón
D2	Depósitos Deltaico - Estuarino (Sur)	Fm. San Eduardo
D2A	Te < 1,6	Fm. Guayaquil
D3B	Te < 1,6 (Oeste - Norte - Trinitaria)	Fm. Cayo
D4A	H < 10 m	Rocas Graníticas Indiferenciadas
D4 B	10 m < H < 20 m	Fm. Piñón
D4C	H > 20 m	
D5	Depósitos Aluvio - Lacustres	
D6	Depósitos Coluviales	

NORMA SÍSMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL 2019 (NSG-19)		
NORMA SÍSMICA DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL	Marzo-2019	CONTIENE MAPA GEOTÉCNICO
Vera-Grunauer X.	ESCALA 1: 120 000	FECHA Editado Marzo 2019

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

3.1. Perfiles de velocidades de ondas de corte

Uno de los parámetros dinámicos más importantes del suelo es la velocidad de ondas de corte, V_s . Como se indicó anteriormente, se realizaron en varios sitios mediciones geofísicas, sin embargo, existieron sitios donde no se contaba con esta información. Para poder obtener el perfil de velocidades de ondas de corte se utilizaron correlaciones en función de parámetros de resistencia, calibrados en los suelos de Guayaquil. (López, 2019). Mediante los ensayos de cono estático CPTu se utilizaron las correlaciones indicadas en la Tabla 2.

Tabla 2.

Correlaciones para estimación de V_s a partir de ensayos CPTu

Autores	Expresiones empíricas
Andrus et. al. (2007)	$V_s = 2.27q_t^{0.412}I_c^{0.989}z^{0.033}$
Hegazy y Mayne (2006)	$V_s = 0.0831q_{c1N}e^{(1.7861+I_c)}(\sigma'_{vo}/P_a)^{0.25}$
Robertson (2009)	$V_s = \{10^{0.55I_c+1.68}[(q_t - \sigma_{vo})/P_a]\}^{0.5}$
Vera-Grunauer et al. (2014)	$V_s = [\eta q_c e^\alpha]^{0.5}$ (para arcillas de Guayaquil) $\alpha = \frac{3N_{kc} - 4}{4} - \frac{1}{2\beta}$ y $\eta = \frac{3g}{2N_{kc}\gamma_s(1 + \nu)}$

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

Donde:

V_s : Velocidad de onda de corte [m/s]

q_t : Resistencia en punta corregida por la presión de poros [kPa]

I_c : Índice de tipo de comportamiento del suelo

z : Profundidad de la medición [m]

P_a : Presión atmosférica 1[atm]=101[kPa]

q_{c1N} : Resistencia de punta normalizada

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical total [kPa]

g : Aceleración de la gravedad [m/s²]

q_c : Resistencia a la punta del cono [kPa]

N_{kc} y β : Valores calibrados dependientes de la zona geotécnica de la ciudad de Guayaquil

γ_s : Peso volumétrico unitario del suelo [kN/m^3]

ν : Relación de Poisson

Los valores de los coeficientes N_{kc} y β se han obtenido a partir de la información del cono estático y usando la teoría de expansión de cavidades de cilindros finitos. (Vera-Grunauer et al., 2014)

Tabla 3.

Media de parámetros N_{kc} y β para estimación de V_s

Zona Geotécnica	Media N_{kc}	β
D1: Estuarino Deltaico	11	0.30
D2: Estuarino Deltaico	13	0.25
D3: Estuarino Deltaico	12	0.22
D4: Llanura Aluvial	11	0.26

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

De igual manera que en el CPTu, con el ensayo SPT se puede estimar el perfil de V_s mediante correlaciones, usando el valor N_{60} (número de golpes corregido por el 60% de energía), mostradas en la Tabla 4.

Tabla 4.

Correlaciones para estimación de V_s a partir del $N = N_{60}$

Autores	Expresiones empíricas
Imai y Yoshimura (1975)	$V_s = 76N^{0.33}$
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 85.34N^{0.348}$
Ohba y Toriuma (1970)	$V_s = 84N^{0.31}$
Vera-Grunauer et al. (2014)	$V_s = 96N^{0.28}$ (para arenas de Guayaquil)
	$V_s = 150N^{0.1}$ (para arcillas de Guayaquil)

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

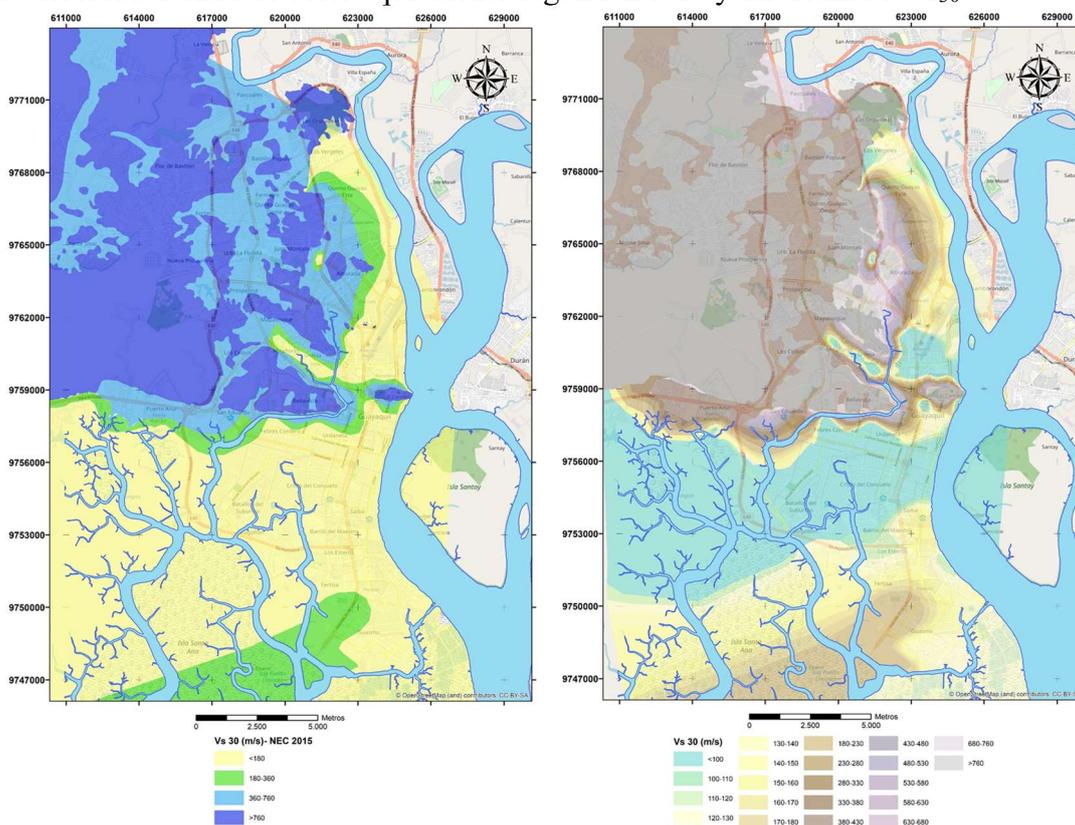
Las correlaciones descritas previamente se obtuvieron hasta profundidades entre 35 y 45m, a mayores profundidades se emplearon las correlaciones de Lin et al. (2014) para arcillas

blandas, calibradas para la ciudad de Guayaquil, y extender la estimación hasta la profundidad del semiespacio (geomaterial competente donde se aplica la excitación sísmica). (Vera-Grunauer et al., 2014)

$$V_s = 120 \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{0.273}$$

En las zonas geotécnicas D1, D2 y D3 que comprenden básicamente de depósitos de arcillas deltaicas estuarinas, se han medido velocidades de onda de corte en los 30 primeros metros, V_{S30} de 123 a 160 m/s (media de 144 m/s) en la zona D1, V_{S30} de 136 a 200 m/s (media de 159 m/s) en la zona D2, y V_{S30} de 94 a 169 m/s (media de 126 m/s) en la zona D3. En la zona D4 con V_{S30} de 122 a 425 m/s (media de 176 m/s), zonas D5 con V_{S30} de 178 a 586 m/s (media de 342 m/s), zona D6 con V_{S30} del orden de 360 m/s, y zona D7 con V_{S30} de 500 a 970 m/s (Figura 2).

Figura 2. Mapa velocidades onda de corte equivalente según NEC-15 y discretizado V_{S30}



Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

De acuerdo a la NEC, la definición de los tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico se lo efectúa mediante la rigidez promedio de los primeros 30 metros empleando principalmente la velocidad de onda de corte (V_s), la resistencia a corte (S_u) y el número de golpes con el SPT (N). Adicionalmente, para los suelos tipo E y F se requiere del contenido de humedad ($\%w$) y el índice plástico (IP). Es así que se han identificado las zonas geotécnicas de Guayaquil en base a los parámetros descritos previamente y como se detalla a continuación: (MIDUVI, 2014)

Tabla 5.

Zonas geotécnicas, descripción general, y tipo de perfil de suelo según NEC-15.

Zona Geotécnica	Origen Geológico	Ubicación	Perfil de Suelo NEC
D1	Deltaico-estuarino	Este-centro	E / F
D2	Deltaico-estuarino	Sur	F
D3	Deltaico-estuarino	Oeste-norte	F
D4	Aluvial	Oeste-centro	E
D5	Aluvio-lacustre	Pie de cerros	D
D6	Coluvial	Oeste	C
D7	Formación rocosa	Oeste	B

Fuente: (López, 2019)

Aunque el tipo de perfil de suelo da una idea general de la rigidez del suelo, eso no implica que se caracterice adecuadamente su comportamiento dinámico; por ejemplo, dos suelos tipo E en sitios diferentes no necesariamente responden de igual manera ante excitaciones sísmicas. Vera-Grunauer et al., (2014) consideró los efectos de la estructura del suelo y la cementación de los depósitos de arcilla blanda (cementación por pirita), y presentó que en la respuesta dinámica; se encontraron comportamientos no lineales del suelo.

3.2. Ubicación espacial de los análisis de respuesta de sitio

Para el presente estudio, los sitios donde se efectuaron sondeos que se han considerado dentro de las zonas geotécnicas D1, D2, D3 y D4 y que han sido tomados de los análisis de

respuesta de sitio para la Norma Sísmica de Guayaquil 2019 (NSG-19), las mismas se detallan a continuación y adicionalmente se muestran ubicadas espacialmente en la Figura 1:

Tabla 6.
Detalle de los sitios de estudio

Zona Geotécnica	Sitio	Coordenadas UTM 17S WGS84		Fecha Campaña Exploración
		UTM E	UTM S	
D1	Site D1-1	623531	9757813	Previo a 2005
	Site D1-2	624451	9757902	Previo a 2005
	Site D1-3	624071	9757345	Previo a 2005
	Site D1-4	624052	9747366	Previo a 2005
	Site D1-5	624191	9747371	Previo a 2005
	Site 214ECU	622446	9752546	2005 – 2006
	Site 213ECU	623422	9751961	2005 – 2006
	SwissotelDowntown	624656	9757957	2014
	Planta de Tratam. Esclusas	626270	9748713	2014
	Línea Imp. Sur1	624746	9751155	2014
	Línea Imp. Sur2	625331	9749909	2014
	Estación Bomb. Pradera	623970	9752282	2014
D2	Site D2-1	622072	9747600	Previo a 2005
	Site D2-2	622353	9747635	Previo a 2005
	Site 212ECU	622525	9749122	2005 – 2006
	Zofragua	622855	9748310	2014
D3	Site D3a-1	620525	9760314	Previo a 2005
	Site D3a-2	622326	9760067	Previo a 2005
	Site D3a-3	622436	9759775	Previo a 2005
	Site D3a-4	622420	9759807	Previo a 2005
	Site D3b-1	619589	9750966	Previo a 2005
	Site D3b-2	615039	9757235	Previo a 2005
	Site D3b-3	615031	9757315	Previo a 2005
	Site 209ECU	622344	9759538	2005 – 2006
	Site 218ECU	623428	9762677	2005 – 2006
	Site 221ECU	619673	9761009	2005 – 2006
	Site 210ECU	614812	9757106	2005 – 2006
	Site 216ECU	622524	9756795	2005 – 2006
	Site 211ECU	619499	9751333	2005 – 2006
	Edif. Murano	622615	9760745	2018
	Edif. Gub. Fco. Orellana	622501	9761104	2014
	Hospital Abel Gilbert	618955	9755413	2014
	Pantano Seco - Interagua	616114	9755980	2014
	Estación CICG	622559	9762432	2017
	Hospital IESS Sur	622469	9753277	2014
	Aerovía sitio G1	623531	9757958	2014
D4	Site D4-1	620902	9767305	Previo a 2005
	Site D4-2	624059	9759400	Previo a 2005
	Site D4-3	623728	9759556	Previo a 2005
	Site 219ECU	622872	9769264	2005 – 2006
	Site 217ECU	624101	9762145	2005 – 2006
	Paso Elevado Fco. Orellana	621498	9764235	2018

Estación Bomb. Progreso	624760	9760389	2017
Edif. The Point	624944	9759184	2014
Estación Tratamiento Merinos	624410	9765440	2017

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

3.3. Periodo predominante del sitio

El periodo predominante del sitio (elástico o inelástico) depende mayormente de la intensidad y características de la excitación sísmica, del espesor del estrato de suelo que participa en la respuesta de sitio y del perfil de velocidades de onda de corte. Así, para caracterizar el comportamiento dinámico del suelo se ha desarrollado un mapa de isoperiodos elásticos del suelo (Figura 3), obtenido con mediciones de vibración ambiental (método de Nakamura) y actualizado mediante resultados de la relación espectral de la onda Coda de eventos sísmicos registrados mediante la red de acelerógrafos en la ciudad de Guayaquil. (Vera-Grunauer et al. (2014).

Nakamura estima el efecto de sitio en base al período elástico empleando la relación espectral entre la componente horizontal y la vertical de microtremores registrados en superficie en el dominio de frecuencial. La función de transferencia empleada y que rige el método de Nakamura es:

$$S_{tt} = \frac{SH_s}{SV_s}$$

Donde:

S_{tt} : Función de transferencia del método de Nakamura

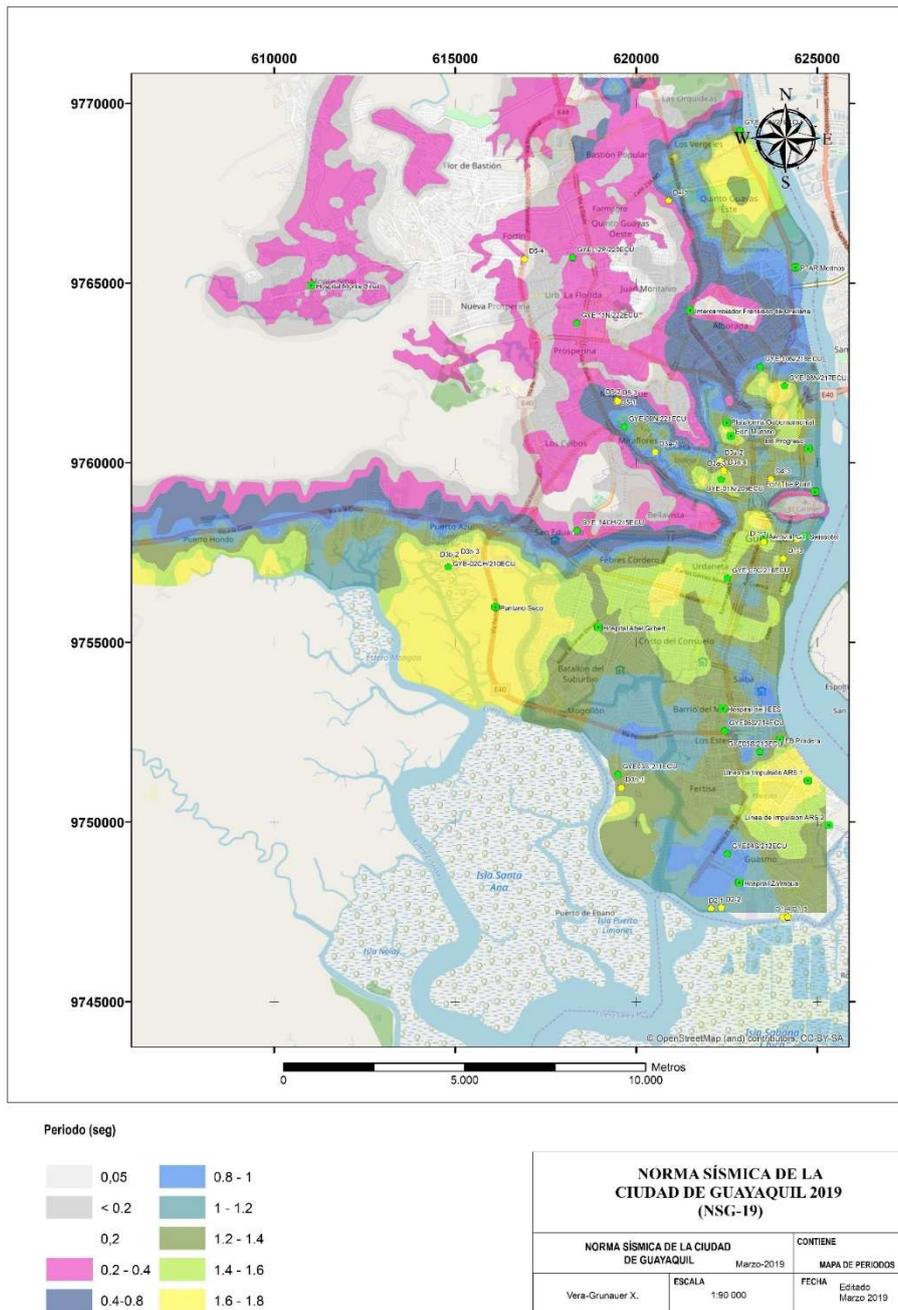
SH_s : Componente horizontal del tremor en la superficie

SV_s : Componente vertical del tremor en la superficie

A partir de dicha función de transferencia H/V que corresponde a la respuesta a niveles superficiales sometidos a movimientos horizontales, se obtiene el espectro H/V vs frecuencia

donde uno o más picos se asocian a la frecuencia predominante del suelo y/o a frecuencias de vibración asociadas a contrastes de impedancia que se encuentran dentro de los sedimentos, así, cuando la frecuencia obtenida por Nakamura concuerda con la de la cubierta sedimentaria se considera como la frecuencia de resonancia fundamental. (López, 2019)

Figura 3.
Mapa de isoperiodos elásticos predominantes para la ciudad de Guayaquil



Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

3.4. Parámetros geotécnicos de los suelos (propiedades índice y resistencia al corte)

Entre las características geotécnicas de mayor relevancia en el comportamiento de los suelos se tiene la distribución de tamaño de grano, esto en especial para suelos como gravas o arenas, mientras que para arcillas su comportamiento está dado principalmente por su mineralogía y los límites de Atterberg. A partir de los diámetros D_{10} y D_{60} que representan el 10% y 60% de material pasante en los tamices, respectivamente, se puede determinar el coeficiente de uniformidad C_u mediante la expresión: (López, 2019)

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

C_u : Coeficiente de uniformidad

D_{60} : Diámetro asociado al 60% de material pasante en la curva granulométrica

D_{10} : Diámetro asociado al 10% de material pasante en la curva granulométrica

Por lo general los valores de C_u son mayores a 1, no obstante valores cercanos a la unidad implica que los granos de suelo son aproximadamente del mismo tamaño.

Como se mencionó previamente, una característica de los suelos arcillosos se relaciona con la plasticidad, y de acuerdo a los límites de Atterberg, los más utilizados para su caracterización son el límite plástico (LP) y el límite líquido (LL), y con estos valorar el índice plástico (IP) como sigue:

$$IP = LL - LP$$

Donde:

IP: Índice plástico [%]

LL: Índice líquido [%]

LP: Índice plástico [%]

Como resultado del tamaño de grano, los límites de Atterberg y el índice plástico se puede identificar el comportamiento mecánicos de los suelos mediante la clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). (López, 2019)

También se han evaluado el peso volumétrico, la relación de vacíos y la compacidad relativa con las expresiones:

$$\rho = \frac{W_t}{V_t}$$

Donde:

ρ : Peso específico natural del suelo [kN/m³]

W_t : Peso total del suelo [kN]

V_t : Volumen total del suelo [m³]

$$e = \frac{V_p}{V_s}$$

Donde:

e : Relación de vacíos

V_p : Volumen de poros del suelo [m³]

V_s : Volumen de sólidos del suelo [m³]

El parámetro de la compacidad relativa indica el grado de compacidad de suelos granulares. Sus valores van de 0% para suelos muy sueltos a 100% para suelos muy densos.

$$D_r(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100$$

Donde:

D_r : Densidad relativa [%]

e : Relación de vacíos in situ del suelo

e_{max} : Relación de vacíos del suelo en la condición más suelta

e_{min} : Relación de vacíos del suelo en la condición más densa

La relación de sobre consolidación (OCR) de un suelo puede ser definida por:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'}$$

Donde:

OCR: Relación de sobre consolidación

σ'_c : Presión de preconsolidación máxima en una muestra de suelo [kPa]

σ' : Presión vertical efectiva actual [kPa]

Vera-Grunauer et al., (2014) planteó que mediante ensayos de compresión simple se puede estimar (para muestras inalteradas) la resistencia a la compresión no confinada (q_u) y de allí, indirectamente evaluar la resistencia al corte sin drenaje (S_u) mediante la expresión:

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$

Donde:

S_u : Resistencia al corte sin drenaje [kPa]

q_u : Resistencia a la compresión no confinada [kPa]

Además, existen varios autores que presentan varias relaciones entre el q_u y el número de golpes obtenido del SPT, o inclusive entre el S_u y el N_{60} . Para efectos de identificar una tendencia de la resistencia al corte S_u , se ha empleado la correlación empírica propuesta por Vera-Grunauer et al., (2014): (López, 2019)

$$S_u[kPa] = 8N_{60}$$

La tendencia de la resistencia al corte que se obtuvo a partir de los ensayos de corte simple y correlaciones en base al N_{60} efectuados en las arcillas de Guayaquil con OCR de 1.7

a 2.1 con el modelo GQ/H, que se explicará más adelante, en función del esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\tau = S_u = 0.38\sigma'_v$$

Donde:

τ : Resistencia al corte de los suelos

S_u : Resistencia al corte no drenado de los suelos

σ'_v : Confinamiento vertical efectivo

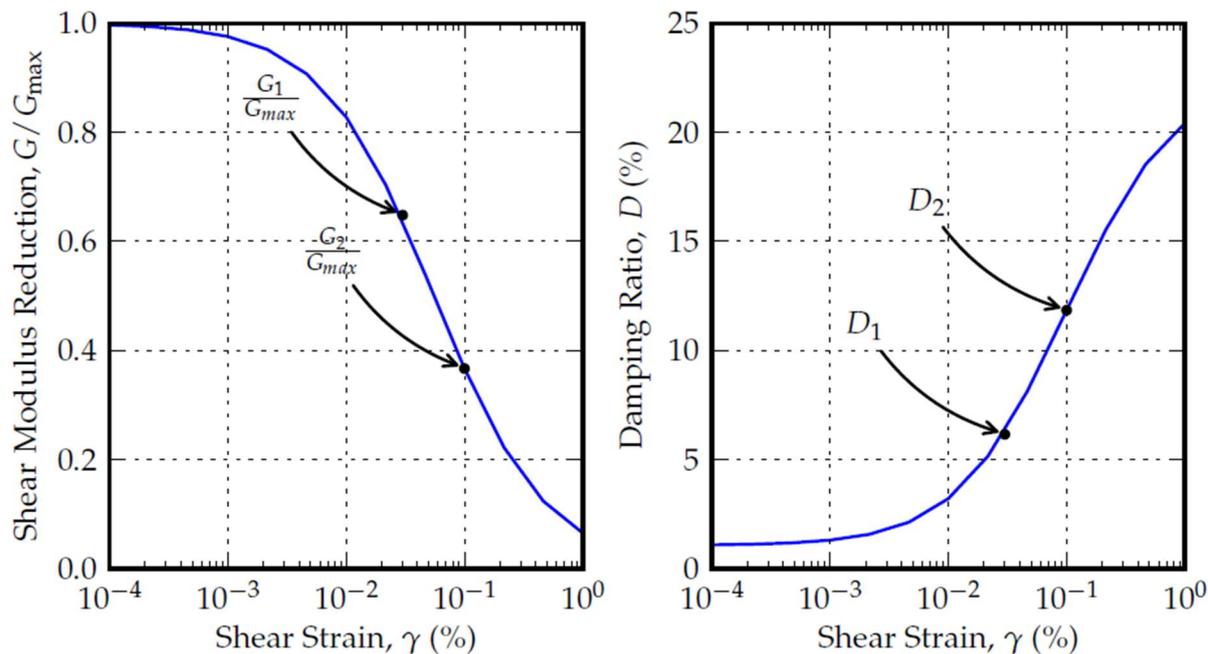
La tendencia fue verificada con la expresión de Robertson, (2009) para estimar S_u mediante ensayos CPTu, logrando resultados similares.

3.5. Comportamiento no lineal de los suelos

Por otra parte, Kumar et al., (2014) indica que las propiedades dinámicas de los suelos inciden en la respuesta de campo libre ante excitaciones sísmicas. A su vez, Rodríguez, (2015) indica que el análisis de respuesta de sitio en su mayoría se encuentra dado por la rigidez del suelo y su amortiguamiento, de donde la rigidez puede ser aproximada mediante el módulo de corte y el amortiguamiento representa la capacidad del suelo de disipar o atenuar la energía sísmica. Además, se pueden considerar la densidad (ρ) y el coeficiente de Poisson (ν) como propiedades importantes; aunque de menor influencia. Kumar et al., (2014) también señala de la importancia de considerar la respuesta ante cargas cíclicas y a diferentes niveles de deformación, donde se ha comprobado que a bajas deformaciones por cortante (<0.001%), los suelos poseen mayor rigidez y bajo amortiguamiento, y todo lo contrario a altas deformaciones debido a efectos de no linealidad. Esto es representado mediante la curva de reducción del módulo de corte, normalizando el módulo de corte respecto del módulo de corte máximo (G_{max}) (Figura 4). (López, 2019)

Figura 4.

Curvas de reducción del módulo de corte y amortiguamiento dado por no linealidad del suelo



Fuente: (Kottke, 2010)

La respuesta del suelo ante cargas cíclicas puede ser estudiada mediante un ciclo de histéresis o por dos parámetros basados en dicho ciclo como son el módulo de corte secante (G_{sec}) y el amortiguamiento (Figura 5). El comportamiento histerético del suelo es importante ante grandes deformaciones por cortante lo que implica un comportamiento no lineal del mismo que involucra degradación del módulo de corte y cambios de amortiguamiento. (López, 2019)

El módulo de corte máximo (G_{max}) es el valor correspondiente a deformaciones pequeñas y puede ser relacionado con la velocidad de onda de corte (V_s) y la densidad del suelo (ρ). (Kottke, 2010)

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

También es común el obtener aproximaciones del valor de G_{max} mediante mediciones geofísicas en campo como refracción de onda S, ensayos de ondas superficiales como MASW,

ReMI y MAM. Además, la razón de amortiguamiento se puede estimar mediante la siguiente expresión, para cada deformación cíclica:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{ciclo}}{G_{sec} \gamma_c^2}$$

Donde:

$D = \xi$: Razón de amortiguamiento interna del suelo

W_D : Energía disipada

W_S : Energía de deformación máxima

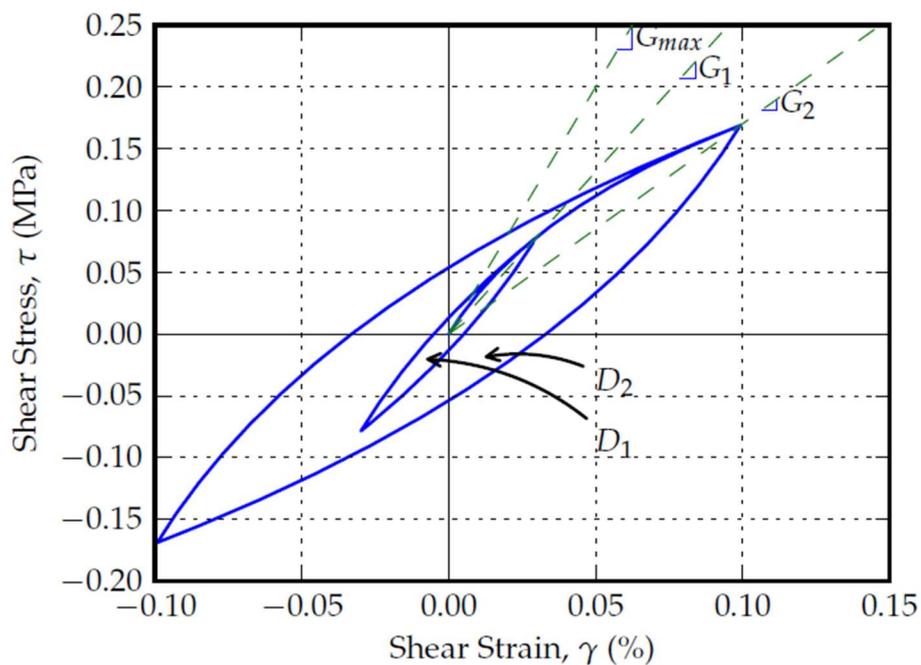
A_{ciclo} : Área del ciclo de histéresis

G_{sec} : Módulo de corte secante

γ_c : Deformación angular

Figura 5.

Curva típica de la respuesta no lineal del suelo ante cargas cíclicas



Fuente: (Kottke, 2010)

A partir de lo anteriormente descrito se han caracterizado los parámetros dinámicos del suelo y que posteriormente derivaron en la generación de las curvas de comportamiento no

lineal del suelo (curvas de reducción de módulo de corte y amortiguamiento en función de la deformación cortante). Las curvas de comportamiento no lineal fueron caracterizadas en base a 8 parámetros geotécnicos (SUCS, N_{60} , S_u , %w, LL, IP, C_u , D_{50}) y ajustadas a los siguientes procedimientos: (López, 2019)

Tabla 7.

Procedimientos de ajustes de curva dinámica

SUCS	Procedimiento	Parámetros requeridos
SC, SM, SP, SW, GM, GP, GW, GC	Menq	C_u , D_{50} , ϕ
ML	Darandeli	IP, OCR
CL, OL, MH, CH, OH, PT	Darandeli_BSF	
CL, OL, MH, CH, OH, PT (>2.5 atm)	Pestana	

Fuente: (López, 2019)

Para fines de simplificación en la caracterización de los suelos, se adoptaron pesos específicos de 16 kN/m^3 para suelos finos, 17 kN/m^3 para arenas, y 18 kN/m^3 para gravas.

Así, con toda la información recolectada en las campañas de exploración geotécnica y posterior procesamiento, se han obtenido modelos de suelo para cada sitio (Figura 6) en donde se ha detallado la siguiente información: $SPT N_{60}$: Número de golpes corregidos por energía, S_u : Resistencia al corte no drenada, C_u : Coeficiente de uniformidad, D_{50} : Diámetro de partícula 50% pasante, Friction angle: ángulo de fricción efectivo, V_s : Velocidad de onda de corte, I_c : Índice de tipo de comportamiento mecánico del suelo, clasificación SUCS, y modelo para ajuste de curvas dinámicas.

Los modelos de las columnas de suelo han sido definidos mediante una adecuada asignación de las características geomecánicas de cada estrato. Para esto se delimitaron los espesores de los estratos mediante métodos directos como perforaciones o el criterio de resolución vertical de los estratos, dependiente de la velocidad de onda de corte y la frecuencia.

Según Hashash et al., (2015), se debe cumplir con una recomendación mínima de $f_{\max}=30$ Hz.

La frecuencia se evalúa mediante conocida ecuación del cuarto de onda:

$$\lambda = \frac{V_s}{4F} \leftrightarrow H = \frac{V_s}{4F} \Rightarrow f = \frac{V_s}{4H}$$

Donde:

λ : Longitud de onda, para resolución vertical de los estratos

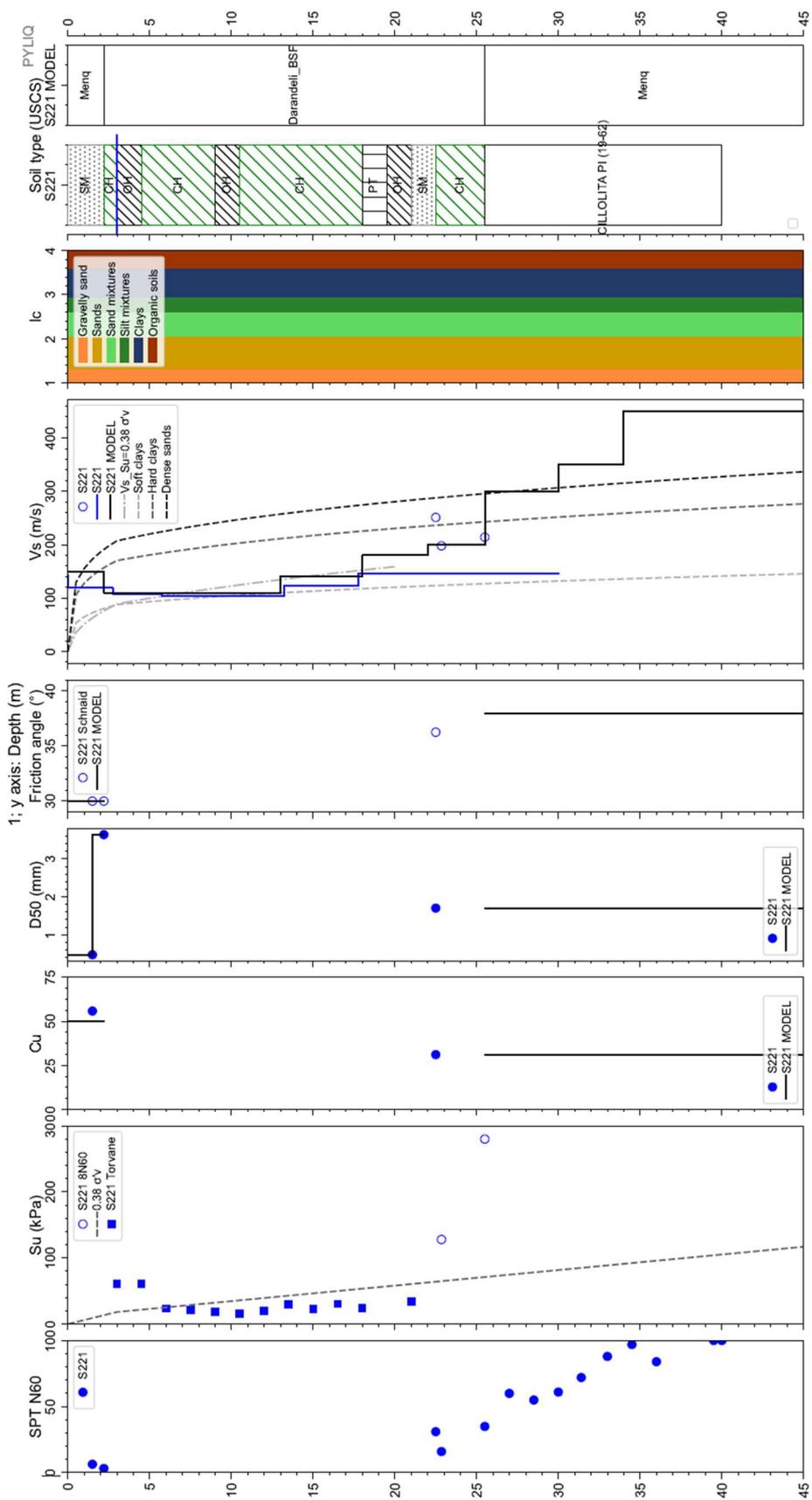
V_s : Velocidad de onda de corte

f : Frecuencia del estrato

H : Espesor del estrato

Así, con las columnas de suelo definidas, se procede a obtener las curvas dinámicas de los diferentes estratos del subsuelo, empleando los modelos previamente descritos para materiales finos y friccionantes. Del estudio de microzonificación sísmica por Vera-Grunauer et al., (2014), se encontró una relación por efectos de la cementación por pirita en las arcillas de Guayaquil (debido a esto, el amortiguamiento se reduce) en la respuesta dinámica de la superficie, por lo que se efectuó un ajuste al modelo de Darendeli (2001) en suelos arcillosos y limosos de alta plasticidad. (López, 2019)

Figura 6.
Ejemplo modelo de suelo sitio S221

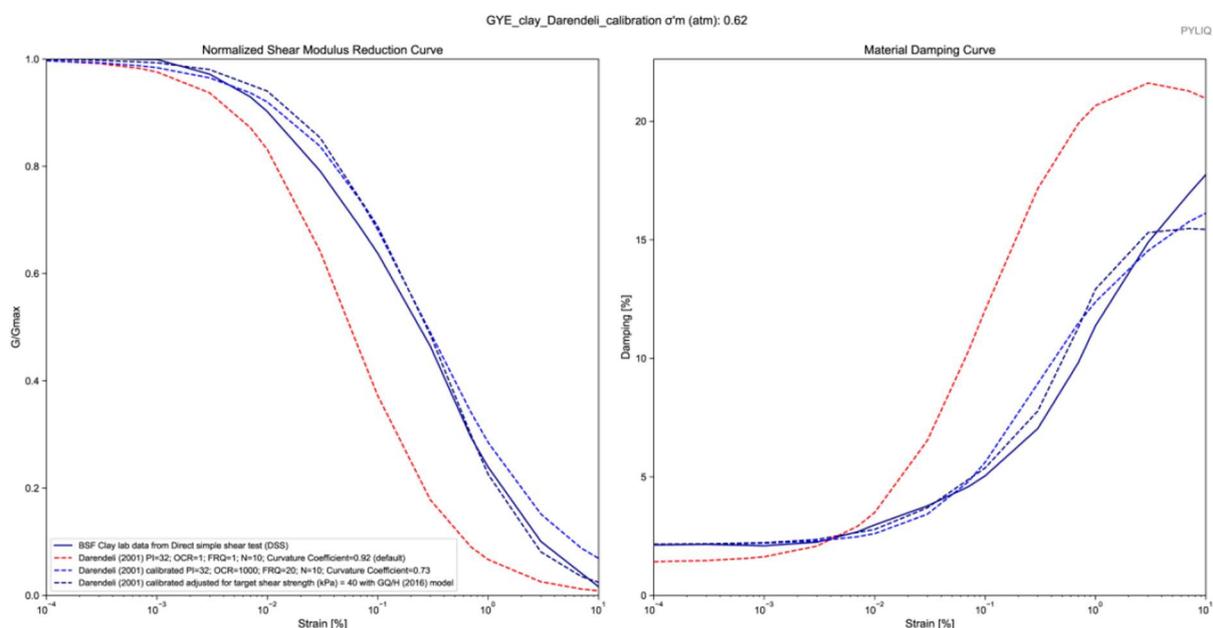


Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

La calibración del método de Darendeli (2001) se la efectuó con las curvas dinámicas obtenidas de ensayos de laboratorio en suelos de Guayaquil donde se presentaba la cementación por piritita como la Cancha de Béisbol Kennedy “BSF”, manteniendo la micro-estructura original de la arcilla rompiendo la micro-estructura original de la arcilla, para esfuerzos confinantes de 0.62 atm y un IP de 51 (Figura 7). (López, 2019)

Figura 7.

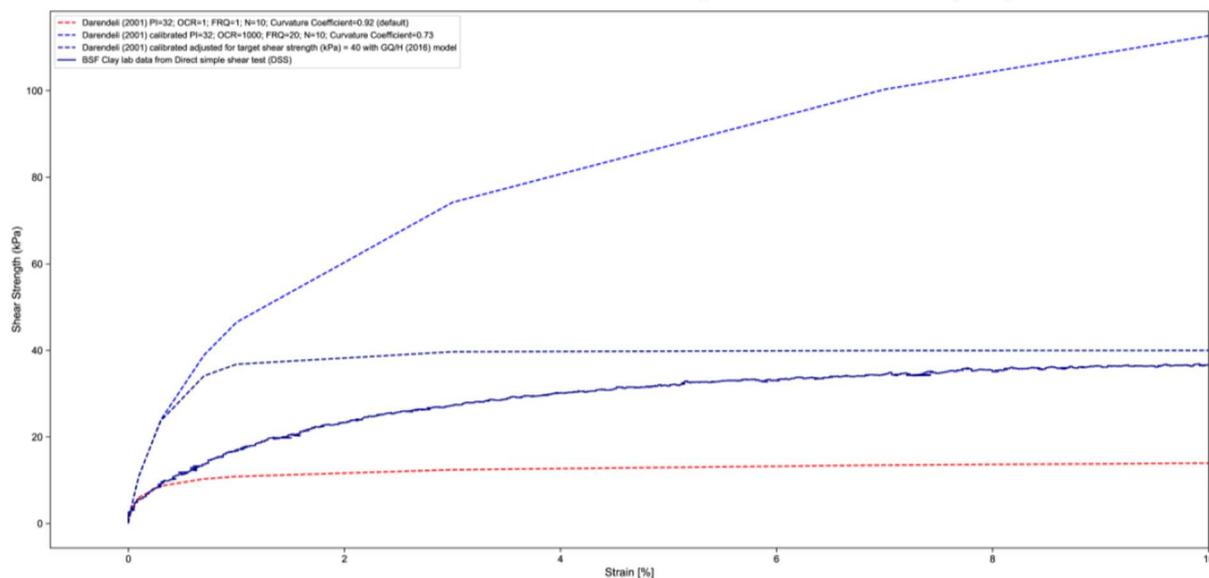
Curvas dinámicas de la degradación del módulo de rigidez y de la razón de amortiguamiento del sitio BSF



Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

De la (Figura 7) se observa que la curva de color rojo corresponde al modelo de Darendeli (2001) sin ajuste paramétrico, la curva de color azul es el modelo de Darendeli (2001) aplicando la calibración por cementación pero sin ajuste por la resistencia a corte, y la curva de línea azul oscura es el modelo de Darendeli (2001) con la calibración por cementación de piritita y con el ajuste por la resistencia a corte para grandes deformaciones con el modelo general cuadrático/hiperbólico GQ/H (Groholski et al., 2016) (Figura 8). (López, 2019)

Figura 8.
Curvas de la resistencia al corte sin calibrar/calibrada por la cementación por pirita

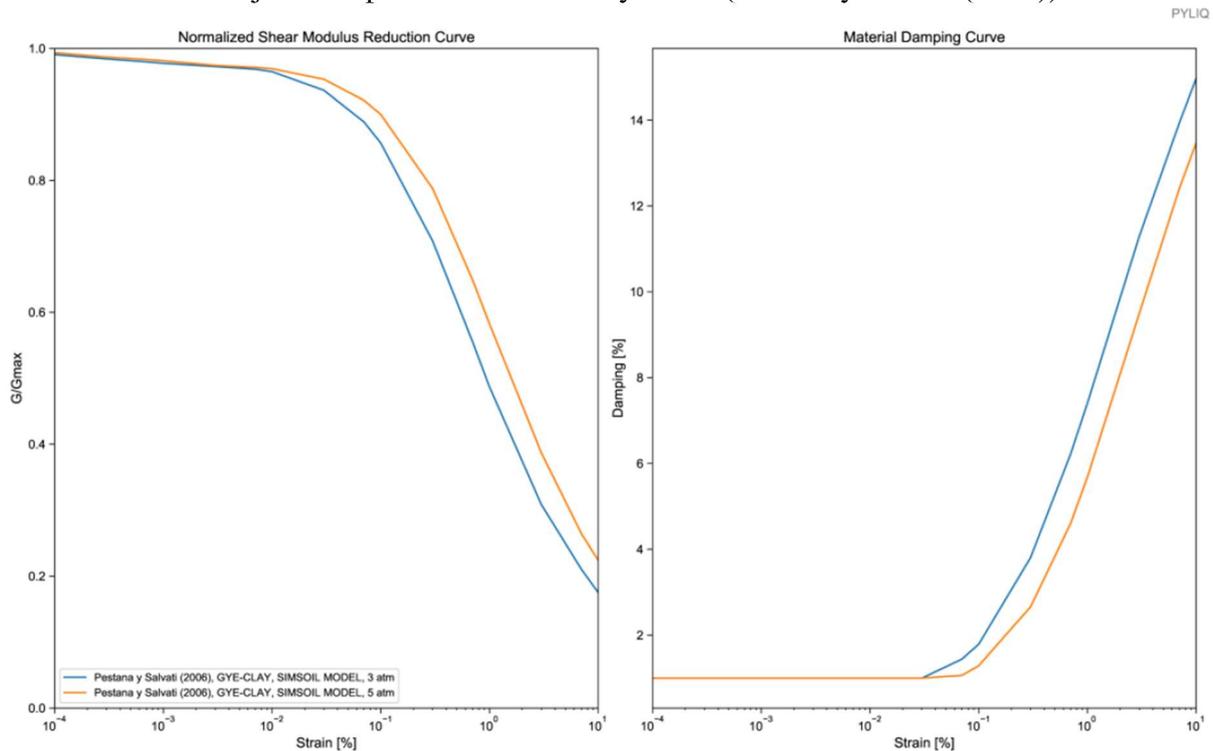


Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

Para suelos finos con esfuerzos de confinamiento (σ'_m) entre 3 a 5 atm, se procedió a una calibración de las curvas ajustando los modelos SimSoilCementedClays propuestos por Pestana y Salvati (2006) por Vera-Grunauer et al., (2014) (Figura 9). (López, 2019)

El esfuerzo efectivo de confinamiento medio es un parámetro del que dependen las curvas de comportamiento no lineal de los geo-materiales, y éste a su vez es definido por el coeficiente de empuje lateral en reposo (K_0) que para suelos finos fue estimado del K_0 representativo para cada zona geotécnica a partir de sondeos CPTu.

Figura 9.
Curvas dinámicas ajustadas para esfuerzos de 3 y 5 atm (Pestana y Salvati (2006))



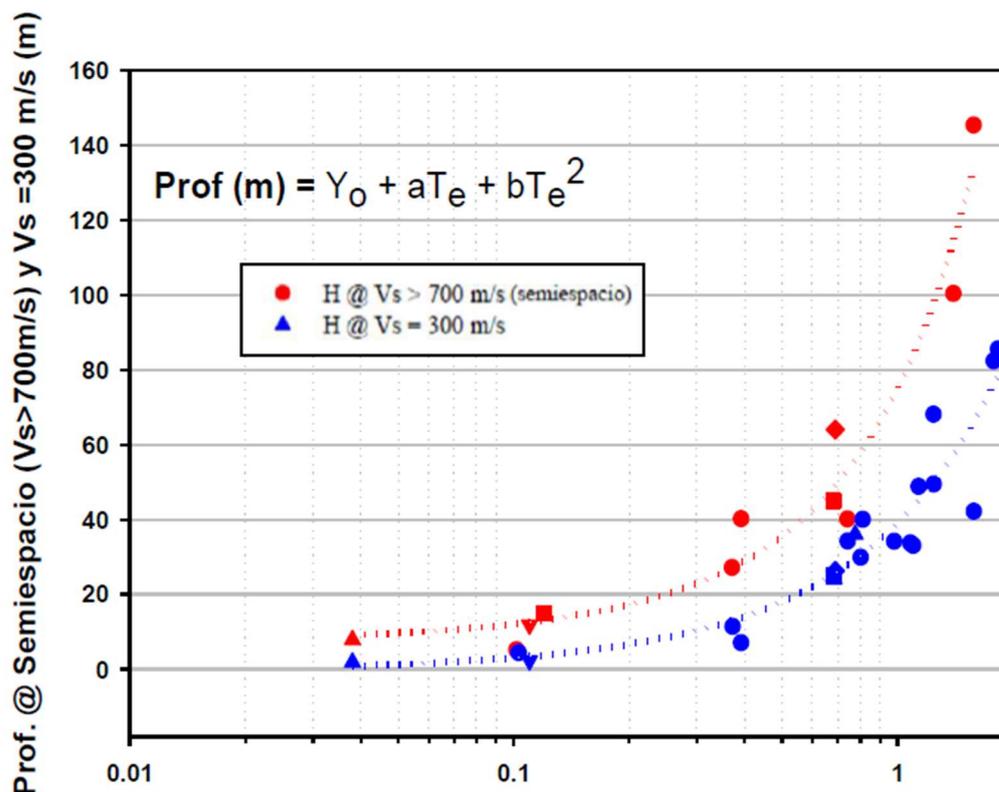
Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

3.6. Profundidad del semi-espacio

Evaluar las variables de profundidad y rigidez del semiespacio (estrato rocoso) también es de importancia dado que incide considerablemente en la respuesta dinámica. La profundidad del semiespacio fue definida a través de curvas y expresiones empíricas que la correlacionan con el período elástico del sitio. De acuerdo con Vera-Grunauer et al., (2014), las correlaciones empíricas para estimar la profundidad del estrato competente, y que se ajustaron a la información obtenida de los sondeos geotécnicos y periodos elásticos corresponden a una curva parabólica (Figura 10). (López, 2019)

Figura 10.

Curvas de tendencia profundidad semiespacio vs. período elástico



Periodo elástico de sitio en base al enfoque del cuarto de longitud de onda, T_e (seg).

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

Los coeficientes de las curvas ajustadas según Vera-Grunauer et al., (2014) se detallan en la (Tabla 8).

Tabla 8.

Coeficientes para correlaciones profundidad semiespacio vs. periodo elástico

Estrato	Y_0	a	b	R^2
$V_s \approx 300$ m/s	-0.44	34.87	4.54	0.8713
$V_s > 700$ m/s	7.349	45.23	22.28	0.9518

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

Así mismo, Vera-Grunauer et al., (2014) generaron una regla general para establecer la velocidad de onda de corte del semiespacio a partir del período elástico del subsuelo, y otros parámetros geotécnicos y geológicos (Tabla 9). Los valores detallados se han calibrado en base a los sitios Campo de Béisbol del sector Kennedy y del Estadio Ramón Unamuno. Para la

caracterización del semiespacio se verificó que; por medio de información geológica, el contraste de impedancia entre el suelo y el semiespacio sea inferior a 0.05. (López, 2019)

Tabla 9.

Velocidad de onda del semiespacio en base a la profundidad estimada

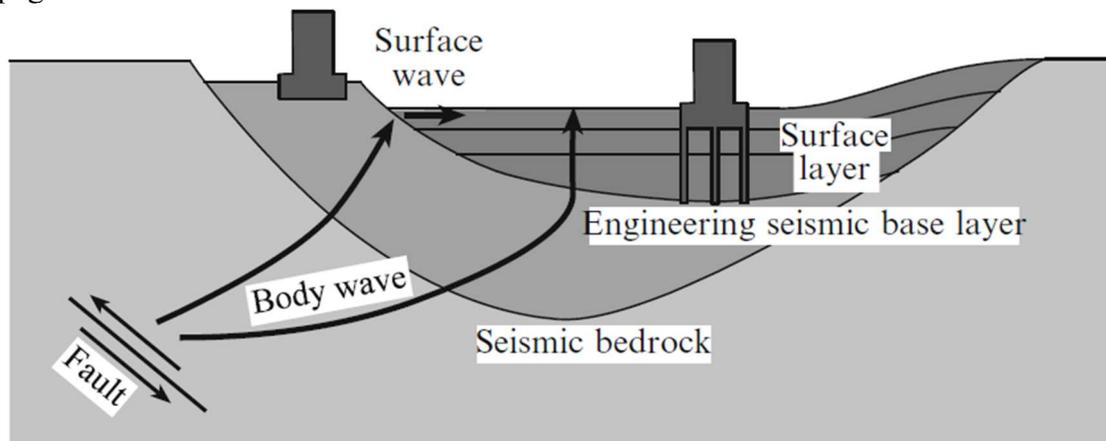
H [m]	Minimum Halfspace V_s [m/s]	Basado en
≤ 70	700	-
70 – 90	800	-
90 – 130	1000	BSF2 calibrated site
> 130	2000 – 2800	ERU calibrated site

Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

ASPECTOS RELEVANTES DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE SITIO

El objetivo del análisis de respuesta de sitio (ARS) es el estimar la demanda a nivel superficial para determinados niveles de amenaza, considerando el fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas debido a las condiciones y características de los diferentes estratos de suelo. Dicho análisis se genera mediante la simulación de la propagación de las ondas sísmicas desde la roca o semiespacio ($V_s \geq 760$ m/s) hasta la superficie, a través de un modelo de columna de suelo característico del sitio (Figura 11). (López, 2019)

Figura 11.
Propagación de ondas sísmicas



Fuente: (Yoshida, 2015)

Como se describió en el capítulo anterior, es de suma importancia el caracterizar los distintos materiales que componen la columna de suelo por donde se propagarán las ondas sísmicas, así también como la rigidez y profundidad del semiespacio, que corresponde al límite inferior de la columna y desde donde se propagarán dichas ondas hasta la superficie.

Mediante el análisis de respuesta de sitio se logran obtener registros de aceleración-tiempo, espectros de respuesta superficiales y/o factores de amplificación espectral, todos ellos ya modificados por la respuesta dinámica; y de acuerdo a las características locales del sitio.

De acuerdo a Romo et al., (2000), los factores principales que influyen en el efecto de sitio son:
(Tabla 10)

Tabla 10.
Factores principales que influyen en el efecto de sitio

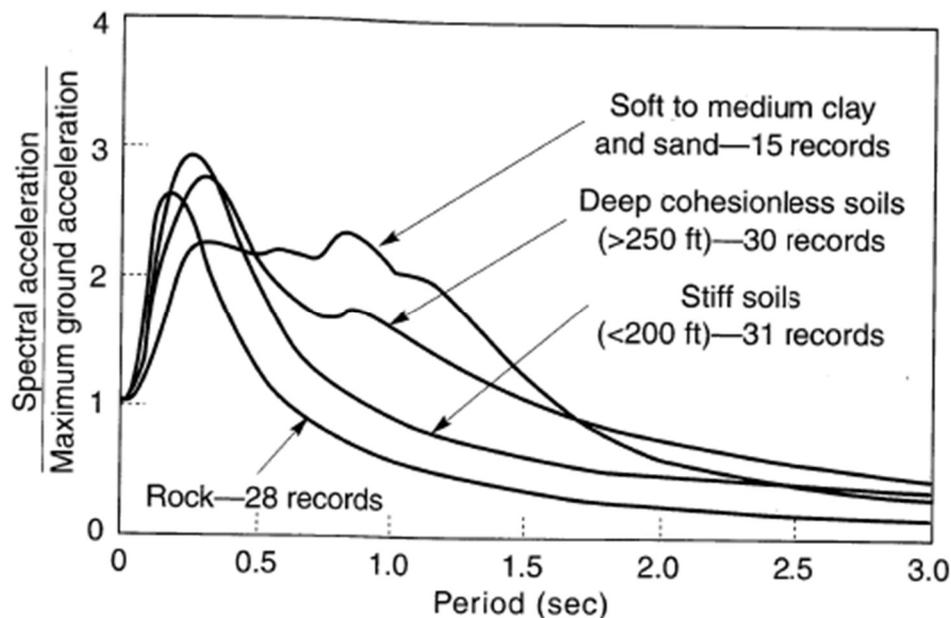
Sismológicos	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Intensidad y contenido de frecuencias del movimiento en roca basal ▪ Duración del movimiento en roca basal
Geológicos	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Estructura geológica local ▪ Tipo de roca subyacente ▪ Espesor de los depósitos de suelo ▪ Características estratigráficas ▪ Tipos de suelos en la estratigrafía
Geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Características de vibración elástica de los depósitos de suelo ▪ Contraste de impedancia entre la roca y los materiales subyacentes de suelo ▪ Comportamiento no lineal en la estratigrafía, incluyendo efectos tipo de fatiga de la duración del movimiento.
Geométricos	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Capas de depósitos de suelo no horizontales ▪ Topografía de la roca subyacente ▪ Configuración de la cuenca ▪ Otras inclusiones que dan lugar a geometrías bidimensionales y tridimensionales

Fuente: (Romo et al., 2000)

Según Seed, (1976), las características locales afectan el contenido de frecuencias del movimiento en superficie, y por consiguiente el espectro de respuesta. Así, a partir de registros del movimiento de suelo, obtuvo espectros para diferentes condiciones locales como: roca, suelos rígidos (menores a 61m de profundidad), suelos cohesivos profundos (profundidades mayores a 76m), y depósitos de arcillas blandas o medianamente rígidas, y posteriormente los normalizó para PGA con el objetivo de identificar las formas y visualizar los efectos de sitio (Figura 12). Es evidente la amplificación de la respuesta para suelos blandos y profundos con respecto a la roca, y que no es suficiente con determinar una misma forma de espectro para varias condiciones de sitio. (Kramer, 1996)

Figura 12.

Espectros de respuesta normalizados para varias condiciones locales de sitio ($\xi=5\%$)



Fuente: (Seed, 1976)

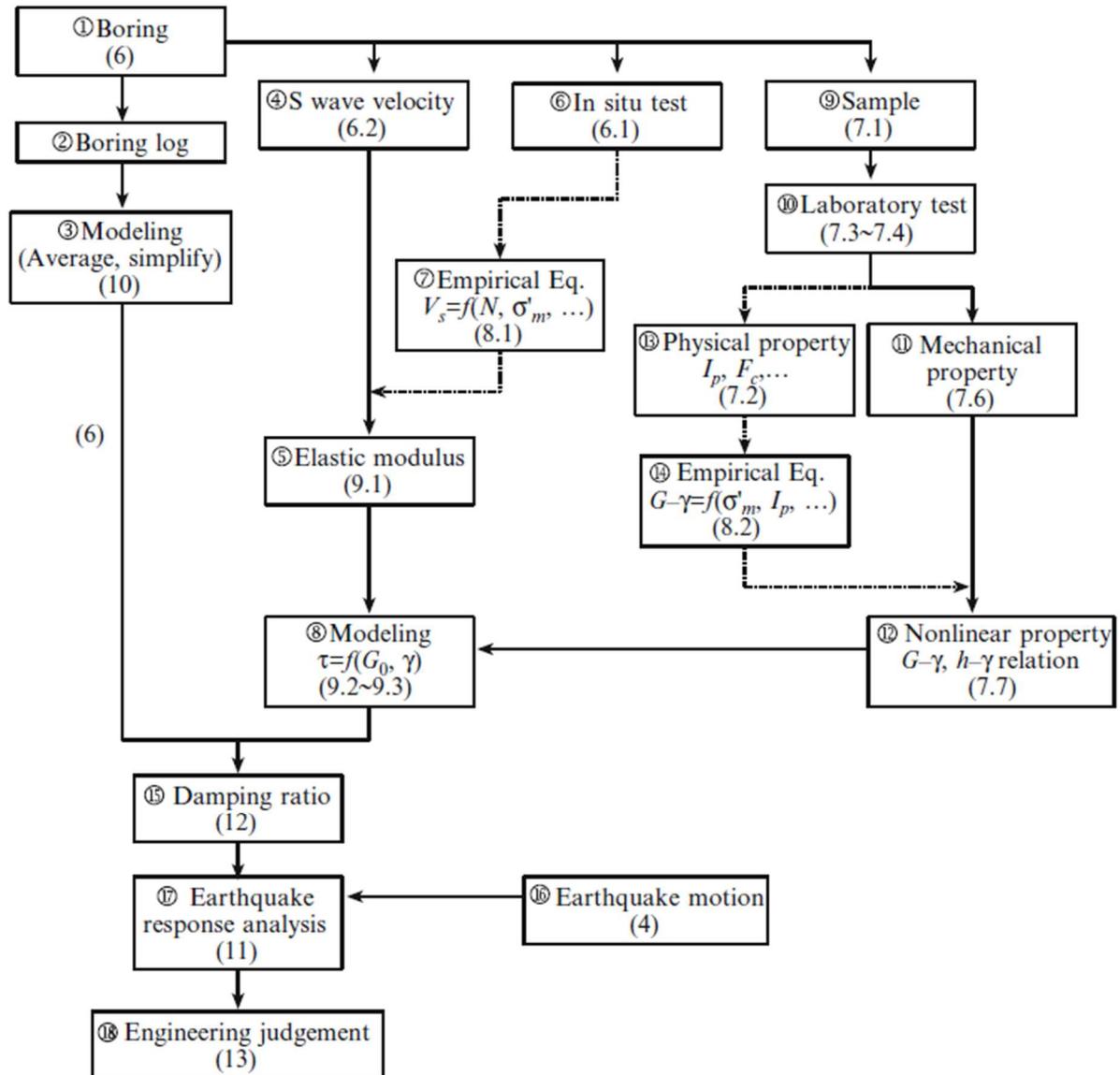
El procedimiento básico para realizar el análisis de respuesta de sitio es recopilar datos, modelarlos en programas informáticos, ejecutar dichos programas, e interpretar los resultados. Yoshida, (2014), ha plasmado el procedimiento para realizar el ARS bajo un flujograma (Figura 13), de donde los parámetros de entrada son: la configuración geológica o topológica (perfiles de suelo), propiedades dinámicas del suelo, movimiento sísmico de entrada, parámetros de control para el flujo del software o el método de análisis.

En cuanto a la excitación sísmica, ésta se origina en una falla y propaga las ondas hacia el sitio de interés, como se puede observar en el esquema (Figura 11), existen dos tipos de ondas, de cuerpo y superficiales. Para el diseño sísmico las ondas de cuerpo son las más importantes, y las cuales se dividen en dos tipos, ondas P (primarias, longitudinales o de compresión) y las ondas S (secundarias, transversales o de corte). Las ondas P son paralelas a la dirección de propagación y las ondas S son perpendiculares de la dirección de la propagación

(Figura 14). Cuando las partículas se mueven en dirección del plano de la propagación de la onda las ondas S se denominan ondas SV, y cuando se mueven fuera del plano se denominan ondas SH. En análisis unidimensionales se emplea frecuentemente la onda SH. (Yoshida, 2015)

Figura 13.

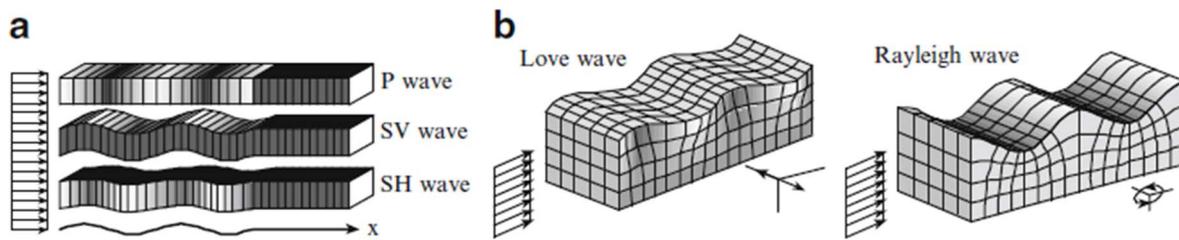
Flujograma del procedimiento del análisis de respuesta de sitio



Fuente: (Yoshida, 2015)

Figura 14.

Tipos de ondas sísmicas (a) Ondas de cuerpo (b) Ondas superficiales



Fuente: (Yoshida, 2015)

Es común el ingresar en el análisis las componentes horizontales de los registros sísmicos, dado que; se aplica una aproximación en la cual la propagación de ondas tiende a una trayectoria vertical cuando se aproxima a la superficie; de acuerdo a lo descrito en la ley de Snell. Así, las ondas P producirán una vibración vertical que será poco sensible ante la variación de impedancia de los materiales superficiales, y las ondas S una vibración horizontal que estará directamente relacionada con la rigidez de los materiales, dado esto, las ondas S serán de mayor importancia para el diseño sísmico. Si bien, el movimiento vertical no es exclusivo de la onda P y el movimiento horizontal de la onda S, es también cierto que para el movimiento vertical es predominante la onda P y para el horizontal; la onda S. (Yoshida, 2015)

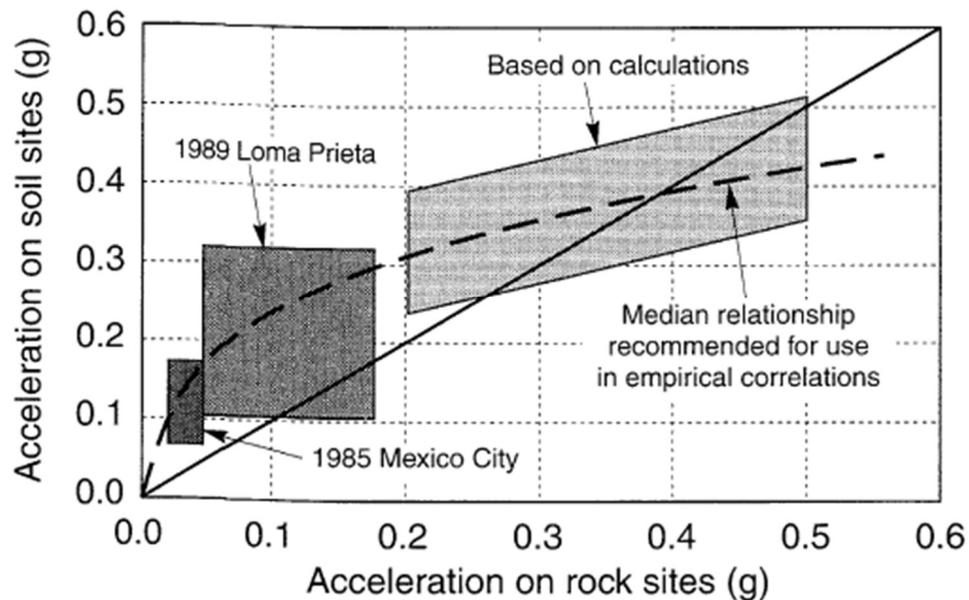
Las ondas superficiales son generadas debido a la irradiación de las ondas de cuerpo sobre el campo libre, por lo general se inician en el borde de una cuenca (Figura 11) y se propagan en dirección horizontal. Existen dos tipos de ondas superficiales, una con vibración perpendicular al plano de propagación de ondas llamadas ondas Love y otras con vibración en el plano de propagación de ondas llamadas ondas Rayleigh (Figura 14). (Yoshida, 2015)

Idriss, (1991), puntualizó que en suelos blandos las aceleraciones a nivel de roca menores a 0.4g; incrementan las amplificaciones de PGA en superficie, y a su vez; para

aceleraciones mayores a 0.4g, se incrementa el amortiguamiento, esto explica el comportamiento no lineal de los suelos (Figura 15).

Figura 15.

Variación del PGA horizontal en suelos blandos versus el PGA en roca



Fuente: (Idriss, 1991)

Kalkan & Chopra, (2010), determinaron que la selección de los registros sísmicos para el ARS se deben evaluar con ciertos parámetros que afectan la respuesta espectral como:

- Rangos de magnitudes sísmicas esperadas.
- Distancia desde las fallas activas sísmicamente hasta el sitio de estudio.
- Condiciones de sitio (caracterización mediante métodos geofísicos de parámetro V_{S30} y T_e).
- Efectos de cuenca sedimentaria.
- Efectos de directividad.

De los cuales tienen mayor incidencia las tres primeras, por lo que la selección de sismos debe ser basada en a) las magnitudes de los sismos deben ser similares a las que se presentarán en el

sitio de análisis, b) las distancias epicentrales que deben estar relacionadas con la desagregación del espectro de peligro uniforme (UHS), y c) las condiciones de sitio.

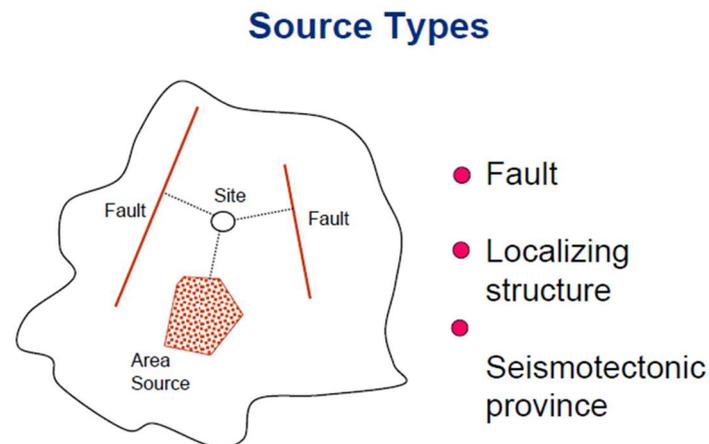
Los rangos de magnitud y distancias epicentrales deben ser obtenidos mediante la desagregación de los análisis probabilísticos de peligro sísmico (PSHA) para distintos períodos estructurales y periodos de retorno, además, se tiene que observar la mayor contribución de acuerdo al tipo de fuente sísmica como campo cercano ($R_{rup} < 50\text{km}$) o campo lejano ($R_{rup} > 50\text{km}$) e identificar el comportamiento modal o bimodal en las mismas. (López, 2019)

Inicialmente se deben identificar las características de las fuentes sísmicas para lo cual se tiene que considerar la geometría de las fuentes, la distribución de los sismos dentro de las fuentes, distribución del tamaño y ocurrencia de los mismos en el tiempo. Las zonas donde ocurren los sismos con una tasa uniforme por unidad de tiempo y volumen es delimitada por un polígono llamado provincias tectónicas o regiones sismo genéticas (Figura 16). La geometría de la fuente es identificada de acuerdo a los tipos de fuente idealizadas por Cornell (1968) las cuales son: fuentes puntuales, fuentes lineales, fuentes de área. (López, 2019)

La influencia de las condiciones de sitio es importante ya que; aunque se escojan registros sísmicos de otros lugares, estos deben poseer características similares a las del semi espacio del sitio. Con el objetivo de tener registros con un buen contenido de frecuencias que no han sufrido atenuaciones por efectos de sitio, es recomendable que éstos sean en suelos tipo A o B ($V_{s30} > 760 \text{ m/s}$). Adicionalmente a esto, en ciertos lugares como Japón, se caracteriza el sitio mediante el período elástico. (López, 2019)

Figura 16.

Esquema de identificación y caracterización de fuentes sísmicas



Instructional Material Complementing FEMA 45f, Design Examples

Seismic Hazard Analysis 5a - 7

Fuente: http://www.ce.memphis.edu/7119/PDFs/FEAM_Notes/Topic05a-SeismicHazardAnalysisNotes.pdf

La interacción entre el campo de propagación de las ondas sísmicas y las irregularidades del terreno o de los estratos, ya sean superficiales o sub superficiales; inciden considerablemente en el efecto de sitio. Las irregularidades superficiales se relacionan con la topografía del terreno y las sub superficiales se dan ante discontinuidades estratigráficas, fallas geológicas y morfología del basamento rocoso. (López, 2019)

Si bien la respuesta del sitio sufre variaciones si una estructura se ubica sobre una ladera o sobre un valle, los efectos de amplificación o de-amplificación por irregularidades topográficas dependen básicamente del ángulo de incidencia de las ondas sísmicas y de la superposición destructiva y no destructiva de las ondas sísmicas en acañamientos o filos de relieve. A su vez, las irregularidades sub superficiales presentan amplificaciones dinámicas y geométricas. La amplificación dinámica (llamada también efecto de resonancia), se produce si la frecuencia de las ondas sísmicas se aproxima a la frecuencia natural del depósito, incrementando la respuesta de manera importante. Las características que contribuyen a dicha amplificación de la señal sísmica se relacionan directamente con las velocidades de onda de

corte del depósito, tal como se puede ver mediante la ecuación del cuarto de onda descrita en el capítulo anterior.

$$f_n = \frac{V_s}{4H}$$

A su vez, la amplificación geométrica se da debido al contraste de impedancia entre dos materiales en contacto, obteniéndose mediante la expresión:

$$I_c = \frac{1}{\alpha} = \frac{\rho_b \cdot V_b}{\rho_s \cdot V_s}; V_b > V_s$$

Donde:

ρ_b : Densidad de la roca base o semiespacio

ρ_s : Densidad del suelo

V_b : Velocidad de onda de corte en la roca base

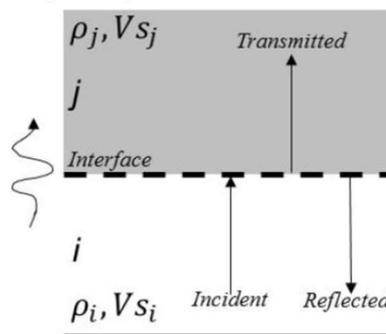
V_s : Velocidad de onda de corte del suelo

α : Relación de impedancia

Identificar las capas de suelo no horizontales modifica importantemente la respuesta de sitio, ya que; si el límite de dos capas no es perfectamente perpendicular a la dirección de propagación de las ondas, ya sean ondas P o S, las mismas son reflejadas; aunque la onda incidente sea P o S (Figura 17). (Yoshida, 2015)

Figura 17.

Esquema de ondas incidentes, reflejadas y transmitidas



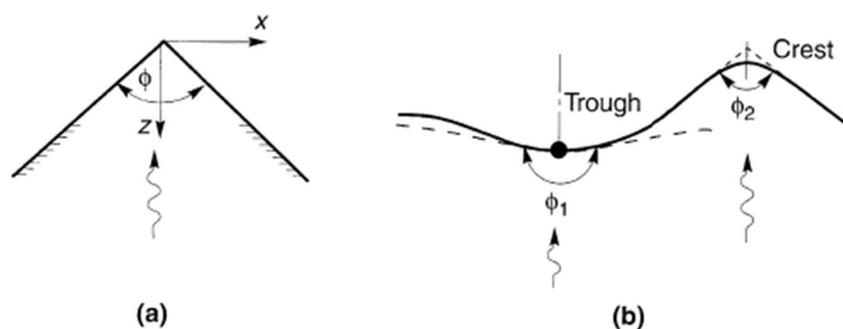
Fuente: (Kramer 1996)

Las irregularidades topográficas y la geometría de la cuenca causan efectos significativos en la respuesta del sitio. Donde se encuentran valles aluviales rellenos con suelos blandos, el análisis unidimensional de la respuesta del suelo captura bien las características más importantes de la respuesta, pero no logra identificar los complejos campos de ondas y las largas duraciones que se producen por las múltiples reflexiones de estas cuencas. (Kramer, 1996)

Las irregularidades topográficas pueden producir interacciones de ondas que causan patrones complejos de amplificación o de-amplificación; los mismos que dependen de la geometría de la irregularidad y del tipo, de las frecuencias y ángulos de incidencia de las ondas de entrada, por esto, el análisis de estas irregularidades es un problema complicado. (Kramer, 1996)

Según Aki, (1988), se puede estimar la amplificación en irregularidades simples mediante idealizaciones como por ejemplo en una cuña infinita sujeta a ondas SH, los desplazamientos en la cúspide de la cuña son amplificados por un factor de $2\pi/\phi$, donde ϕ es el ángulo de la cuña (Figura 18a) y de allí obtener una aproximación de los efectos topográficos en ciertos casos como depresiones y cimas (Figura 18b). (Kramer, 1996)

Figura 18.
Caracterización de irregularidades topográficas simples

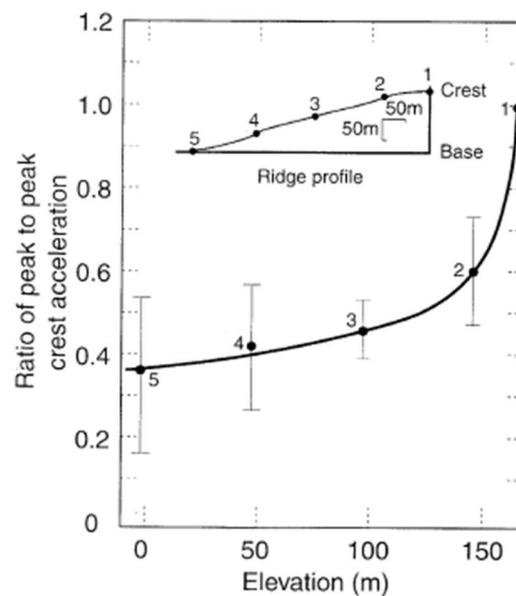


Fuente: (Kramer, 1996)

Jibson, (1987) registró los incrementos de amplificaciones en varios puntos de una estribación a partir de cinco sismos en Matsuzaki, Japón (Figura 19), donde se muestran los PGA normalizados a cada punto a lo largo de la estribación. Se puede apreciar una amplificación de hasta 2.5 veces el promedio de la aceleración en la base. (Kramer, 1996)

Figura 19.

PGA's normalizados (medias y barras de error) registrados en Matsuzaki, Japón



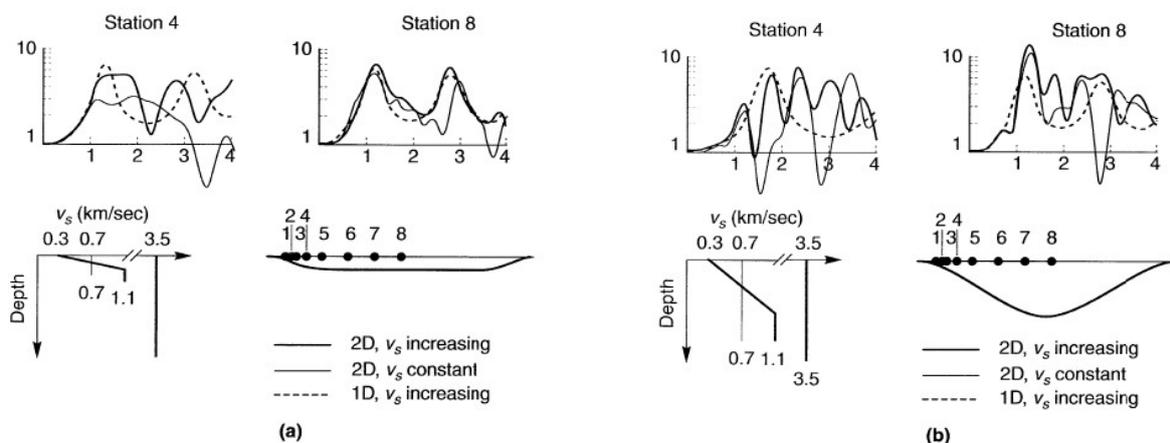
Fuente: (Jibson, 1987)

La geometría de la cuenca toma importante relevancia en la respuesta de sitio ya que puede producir atrapamientos de las ondas de cuerpo en cuencas que poseen curvaturas y sobre las cuales se depositan suelos blandos, así, se pueden ocasionar ondas de cuerpo incidentes que se propagarán a través de los suelos como ondas superficiales las cuales producirán movimientos más fuertes y duraciones más largas que pueden ser estimadas mediante análisis unidimensionales considerando únicamente ondas verticales S en zonas centrales de dichos depósitos. Bard & Gariel, (1986), mediante métodos analíticos efectuaron una comparación entre funciones de amplificación unidimensionales y bidimensionales, y demostraron que tanto para valles superficiales y profundos, en el centro de los mismos ambos tipos de funciones

presentan valores muy cercanos a diferencia de en los bordes del valle, aunque en valles profundos no se presenta una estimación tan cercana como en las superficiales (Figura 20). La diferencia en la respuesta dinámica en distintos puntos de los valles implica desplazamientos diferenciales que causan graves daños en estructuras de vanos largos. (Kramer, 1996)

Figura 20.

Comparación de funciones de amplificación en una y dos dimensiones, (a) Cuencas superficiales (b) Cuencas profundas



Fuente: (Bard & Gariel, 1986)

En ciertos casos se requieren de análisis en dos y tres dimensiones para estimar los efectos topográficos e irregularidades sub superficiales que frecuentemente son complejos, estos tipos de análisis consumen considerablemente tiempo y requieren de información detallada. Silva, (1988), resumió los efectos por topografía e irregularidades sub superficiales donde detalla la capacidad de predicción (Tabla 11).

Tabla 11.

Efectos topográficos e irregularidades sub superficiales

Estructura	Condiciones	Tipo	Medida	Capacidad de predicción
Topografía superficial	Sensible a la relación de forma, más grande para relaciones entre 0.2 y 0.6; más	Amplificación en la cima de la estructura, amplificación y de amplificación en la base,	Varía hasta un factor de 30 pero generalmente entre 2 a 10	Pobre: valor generalmente subestimado; puede ser debido a la interacción cima-cima y a

	pronunciada cuando $\lambda \approx$ ancho de la montaña	cambios rápidos en fase de amplitud a lo largo de la pendiente		efectos tridimensionales
Depósitos sedimentarios en valles	Cambios locales en el espesor de sedimentos poco profundos	Mayor duración	La duración de movimientos importantes se pueden duplicar	Razonable
	Generación de ondas superficiales de largo periodo de a partir de ondas de cuerpo en ángulos de incidencia poco profundas	Mayor amplificación y duración debido a ondas superficiales atrapadas	Duración y amplificación de movimientos importantes pueden incrementarse en proyecciones unidimensionales	Buena a periodos mayores a 1s
Depósitos sedimentarios superficiales y extensos (prof/ancho < 0.25)	Efectos más pronunciados cerca de los bordes; en gran parte propagando verticalmente ondas de corte lejos de los bordes	Amplificación de banda ancha cerca de los bordes debido a la generación de ondas superficiales.	Los modelos unidimensionales pueden subestimar a frecuencias más altas en aproximadamente 2 bordes cercanos	Buena: lejos de los bordes, una dimensión funciona bien, en bordes cercanos extender una dimensión a frecuencias más altas
Depósitos sedimentarios profundos y estrechos (prof/ancho > 0.25)	Efectos en todo el ancho del valle	Amplificación de banda ancha en todo el valle debido a los modos de todo el valle	los modelos unidimensionales pueden subestimar para un ancho de banda amplio en aproximadamente 2 a 4; frecuencias resonantes varían a partir de una dimensión	Razonable: dada una descripción detallada de los cambios verticales y laterales en las propiedades del material

Fuente: (Silva, 1988)

Dentro del análisis, es importante la división de las capas que poseen las mismas características mecánicas, para lo cual; generalmente el perfil requiere que el suelo sea clasificado como arena, limo, arcilla; además, considerar su edad geológica y/o las condiciones de deposición y el tipo de análisis. A partir de la clasificación SUCS, también deben tomarse en consideración parámetros de gran incidencia como la presión efectiva de confinamiento y el índice de plasticidad. Adicionalmente, mediante un análisis multidimensional se deben

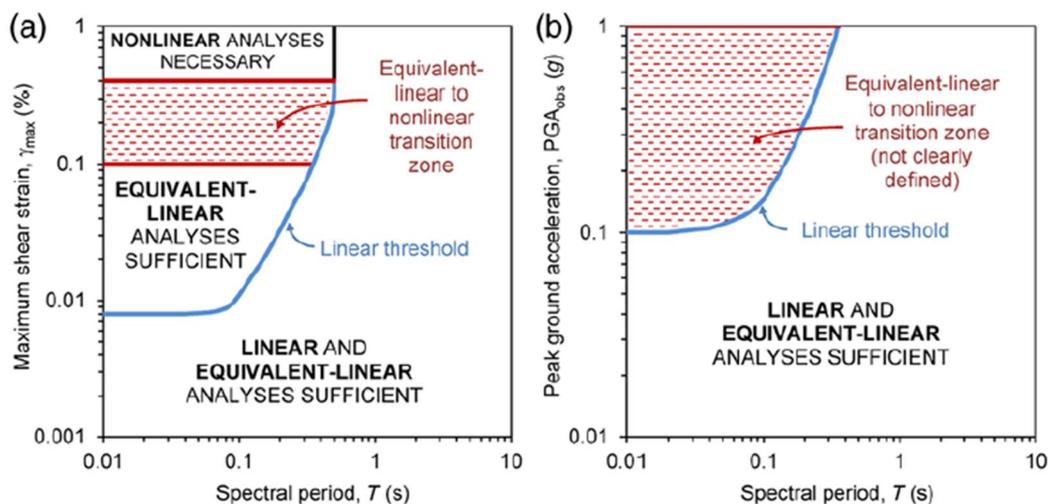
establecer los límites laterales y condiciones de contorno. Como se anotó en capítulos anteriores, el módulo de corte y la resistencia al corte varían con la profundidad, para lo cual se definen valores representativos para cada capa, discretizados con la profundidad.

La predicción del movimiento obtenida a partir de la respuesta dinámica de sitio puede ser estimada mediante dos métodos, aproximación lineal y aproximación no lineal. El criterio de aplicación del método de análisis dependerá primordialmente del nivel de deformación cortante esperado, así, para bajas deformaciones será suficiente con un análisis lineal dado que el comportamiento del suelo será netamente elástico, mientras que para grandes deformaciones se requerirá de un análisis no lineal ya que se incursionará en deformaciones inelásticas donde se producirá degradación del módulo de rigidez (Figura 4). (López, 2019)

Kaklamanos et al., (2013), planteó un método por el cual es posible determinar de entrada el tipo de análisis requerido para obtener la respuesta dinámica del sitio adecuada mediante las máximas deformaciones cortantes esperadas, PGA esperado y los periodos de interés (Figura 21).

Figura 21.

Umbral para tipo de análisis ARS dependientes de T_e y a) γ_{\max} b) PGA registrado



Fuente: (Kaklamanos et al., 2013)

4.1. Método de equivalente lineal

Es un método aproximado que estima la respuesta cíclica no lineal del suelo en el dominio de la frecuencia usando funciones de transferencia. El análisis de respuesta de sitio equivalente-lineal (EQL) modela la respuesta dinámica del suelo empleando la propagación de onda unidimensional lineal-elástica a través de medios estratificados. El software SHAKE desarrollado por Schnabel et al., (1972) maneja uno de los modelos equivalentes-lineales más conocidos y calibrados (análisis en esfuerzos totales), el cual calcula la respuesta asociada con la propagación vertical de ondas de corte a través de estratos horizontales lineales viscoelásticos que se extienden hacia el infinito en la dirección horizontal y tienen como límite el semiespacio en la capa inferior. De la base de este paquete computacional, se han desarrollado la mayoría de programas para ARS. (López, 2019; Schnabel et al., 1972)

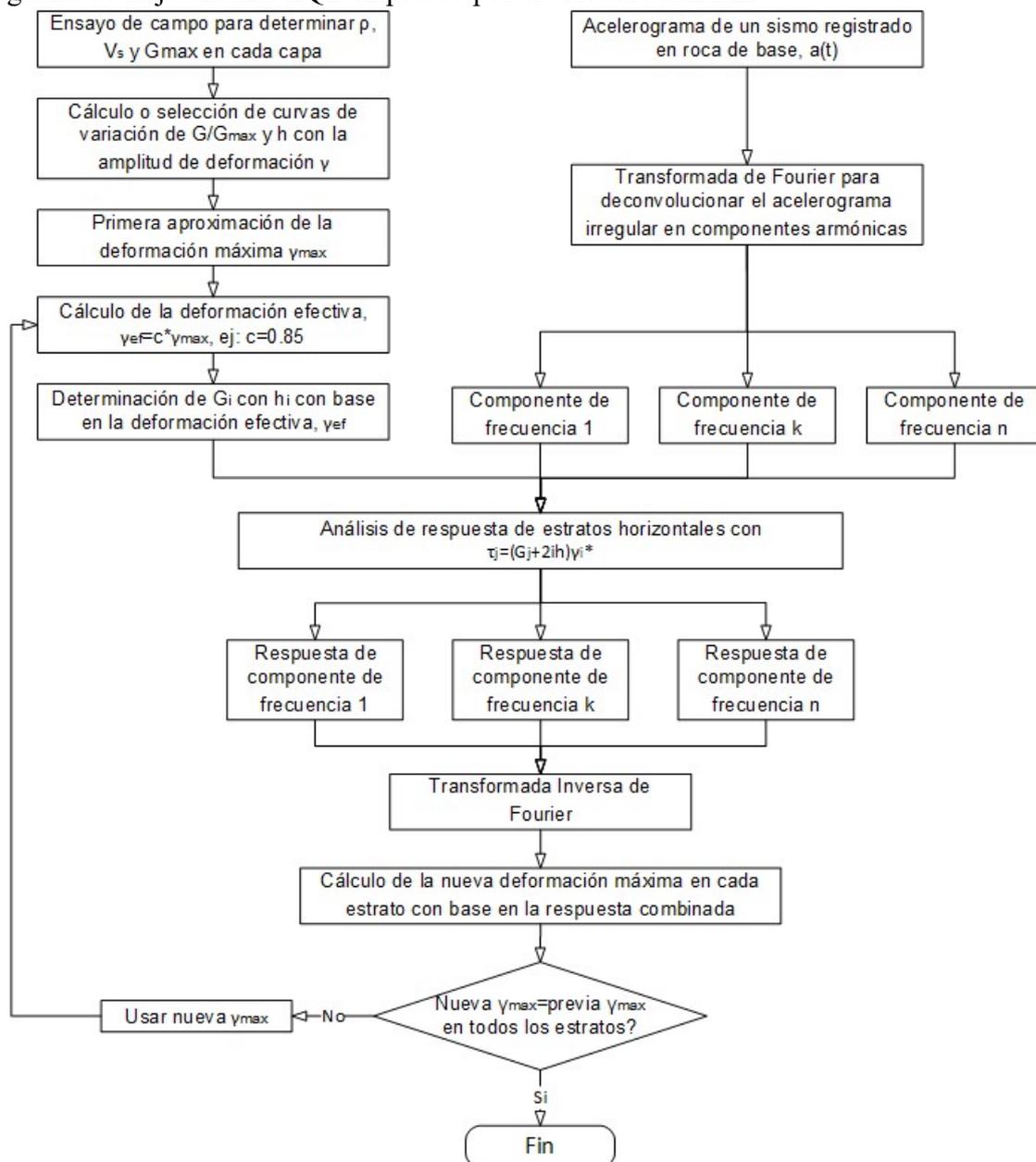
Las propiedades del suelo se definen mediante la compatibilidad de deformación de cada capa de suelo con los cual se introduce el efecto de no linealidad del suelo. A partir de la curva histerética del suelo (Figura 5) obtenida a partir de una carga cíclica, para un nivel de deformación dado se puede caracterizar el suelo por medio de un módulo de secante (G) y una razón de amortiguamiento (D), relacionada con el tamaño de la histéresis. La variación de los valores del módulo de cortante y razón de amortiguamiento con la deformación por corte, se detallan en las curvas de reducción de módulo de corte y de amortiguamiento (Figura 4). (Subcomisión de “Peligro Sísmico,” 2019)

Dado lo anteriormente descrito, es de suma importancia el determinar las propiedades del suelo (G y D) para cada estrato de acuerdo al nivel de deformación de corte inducido por el movimiento de entrada en roca. Es así, que se requiere de un proceso iterativo para obtener dichas propiedades, empleando un nivel de deformación de corte efectivo (γ_{eff}) que

generalmente se aproxima al 65% de la deformación máxima por corte, γ ; a partir de allí, halladas las propiedades G y D , el método EQL las mantiene constantes en el dominio del tiempo. (López, 2019)

Figura 22.

Diagrama de flujo análisis EQL empleado por el software SHAKE



Fuente: (Universidad de Costa Rica (UCR), 1999)

Dado que la solución se basa en la ecuación de onda propuesta por Kanai, (1951) (para ondas armoniosas), la propagación de ondas requiere que la entrada se convierta al dominio de

la frecuencia empleando la Transformada Rápida de Fourier (FFT) y calculando la propagación de onda mediante la multiplicación de las amplitudes de Fourier de valor complejo del movimiento por la función de transferencia de valor complejo. Luego, la respuesta en la superficie en función del tiempo se obtiene aplicando la FFT inversa. Dichas funciones de transferencia cuantifican la cantidad de frecuencia que se transfiere de un estrato a otro debido al cambio de rigidez y amortiguamiento de cada capa. Lo previamente expuesto hace que el método EQL que usa cálculos en el dominio de la frecuencia sea una herramienta muy eficiente para estimar la respuesta de sitio. (López, 2019; Subcomisión de “Peligro Sísmico,” 2019)

4.2. Método no lineal

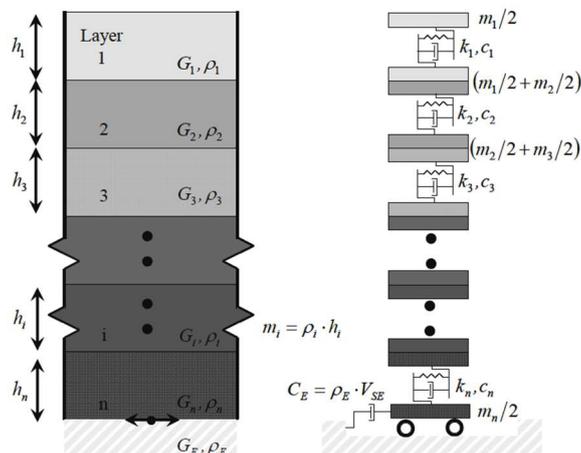
Dado que, ante la presencia de altas deformaciones a cortante; el análisis lineal equivalente no logra estimar con precisión el comportamiento no lineal del suelo ya que se obtienen resultados a partir de una deformación referencial, se requieren de otros métodos que logren captar la respuesta más aproximada. Así, mediante un análisis no lineal se puede evaluar las deformaciones permanentes que ocurren durante el período del evento. A partir de este análisis se logran obtener soluciones en el dominio del tiempo con el cual se puede representar la variación del módulo de corte y amortiguamiento en cada instante de tiempo, sin incorporar propiedades compatibles con la deformación. (Caisapanta, 2019; Subcomisión de “Peligro Sísmico,” 2019)

Bajo el análisis no lineal, la respuesta de sitio es obtenida mediante la idealización de una columna de suelo unidimensional compuesta por estratos individuales donde se emplea un modelo de múltiples grados de libertad (MDOF) o elementos finitos con masas agrupadas/concentradas conectadas a resortes no lineales sometidos a excitaciones verticales

de entrada en roca (Figura 23). (Hashash & Groholski, 2010; Subcomisión de “Peligro Sísmico,” 2019)

Figura 23.

Modelo de MDOF de masas concentradas con excitación en la base



Fuente: (Hashash & Groholski, 2010)

En el análisis no lineal se requiere resolver la ecuación dinámica del movimiento en donde las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez son ensambladas mediante la respuesta de suelo incremental, y resolviendo la ecuación de equilibrio dinámica en cada instante de tiempo usando métodos de integración numérica. (Hashash & Groholski, 2010)

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

Donde:

[M]: Matriz de masas

[C]: Matriz de amortiguamiento viscoso

[K]: Matriz de rigidez

$\{\ddot{u}\}$: Vector nodal de aceleraciones relativas

$\{\dot{u}\}$: Vector nodal de velocidades relativas

$\{u\}$: Vector nodal de desplazamientos relativos

\ddot{u}_g : Aceleración en la base de la columna de suelo

$\{I\}$: Vector unitario

La aproximación no lineal se basa en una curva esqueleto esfuerzo-deformación en corte y reglas de descarga y recarga (por ejemplo, reglas de Masing) que definen un modelo constitutivo; con el objetivo de determinar la respuesta histerética del suelo bajo cargas cíclicas. La curva esqueleto; que generalmente es evaluada mediante el modelo MKZ (Matasovic & Vucetic, 1993) y que dibuja una hipérbola modificada (Figura 24a) que requiere de α , γ_r y s ; que son parámetros de ajuste y G_{max} ; que es obtenido para cada estrato a partir de V_s , la curva se evalúa mediante: (Kottke, 2010)

$$\tau = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{1 + \alpha \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^s}$$

Debido a que las relaciones G- γ y D- γ se obtienen por separado, es natural que la curva esqueleto y la curva de histéresis se obtengan de igual manera. La obtención matemática de la curva de histéresis no es simple para cargas sísmicas ya que existen ondas con diferente amplitud, dado esto se aplican las reglas de histéresis para la determinar la misma bajo cargas cíclicas. A veces las reglas de histéresis no son suficientes para describir todos los patrones cuando el modelo constitutivo es desarrollado considerando solo un patrón como para una carga de amplitud constante. (Yoshida, 2015)

Mediante la regla de Masing se puede generar la respuesta de descarga/recarga para cargas cíclicas desde la curva esqueleto, y de donde los lazos de histéresis representan varios niveles de amortiguamiento. Considerando el recorrido O-A-B-A de la curva esfuerzo-deformación (Figura 24b) que incluye el efecto de descarga y recarga, cuando la curva esqueleto ha sido expresada como función de la deformación como: (Yoshida, 2015)

$$\tau = f(\gamma)$$

Según la regla de Masing, la curva de histéresis después de (τ_r, γ_r) es determinada por:

(Yoshida, 2015)

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right)$$

Park & Hashash, (2004), propusieron una expresión que proporciona una relación entre el módulo con la presión de confinamiento: (López, 2019)

$$\gamma_r = a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{ref}} \right)^c$$

Donde:

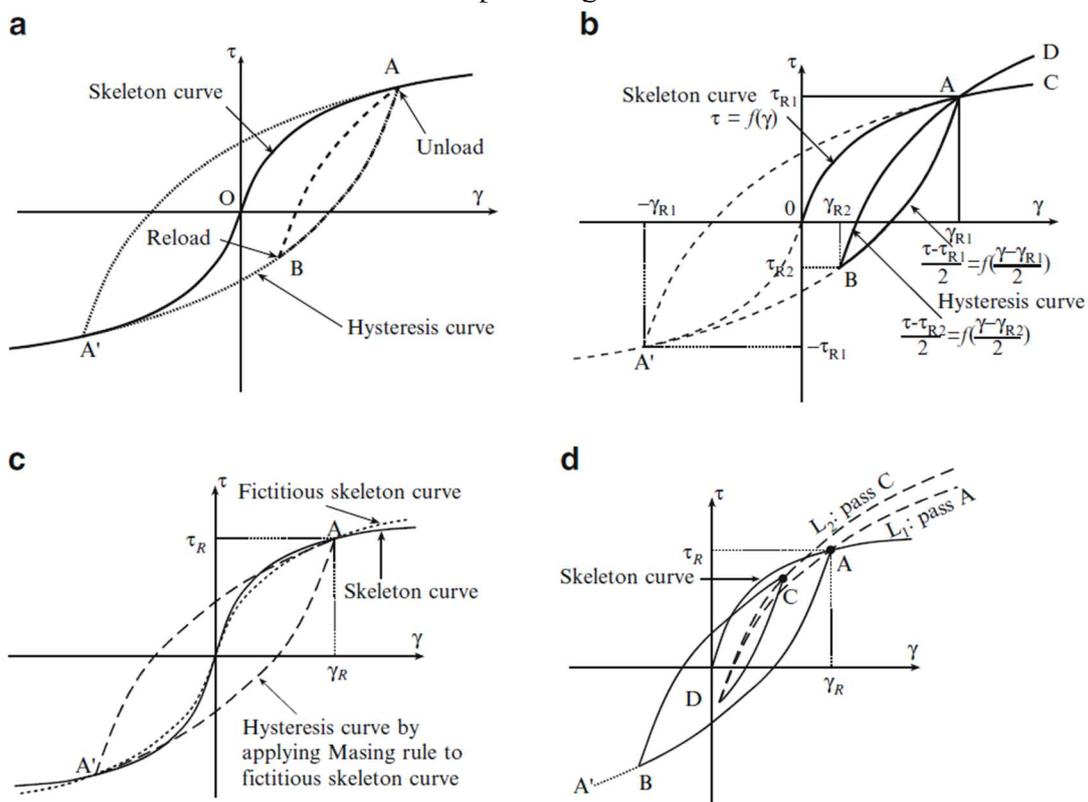
a y c: Escalares dependientes del tipo de suelo en base a determinación en laboratorio

σ' : Esfuerzo vertical efectivo

σ_{ref} : Esfuerzo de referencia

Figura 24.

Modelos de curvas esfuerzo-deformación para cargas cíclicas



Fuente: (Yoshida, 2015)

Hay que anotar que, para deformaciones muy pequeñas donde el amortiguamiento histerético es prácticamente cero y no representativo del suelo, se requiere de un amortiguamiento viscoso adicional (D_{\min}) para considerar la disipación de energía. Según Phillips (2013), los modelos que se ajustan a las reglas de Masing sobreestiman el amortiguamiento a medianas y grandes deformaciones por corte, esto se da cuando los parámetros del modelo constitutivo se calibran únicamente con base a la curva de reducción de rigidez de Darendeli (2001), procedimiento conocido como MR (Modulus Reduction), el cual genera una subestimación en el perfil de deformaciones por corte. En diversas investigaciones se han presentado factores de reducción o procedimientos para modificar las reglas de Masing para corregir lo anterior: (Kottke, 2010)

- Ajuste MR: Se logra un ajuste adecuado entre la curva de rigidez utilizada y la objetivo, pero no se logra lo mismo en la curva de amortiguamiento; esto debido a la limitación inherente al criterio de Masing.
- Ajuste MRD: Se logra un ajuste balanceado en las curvas de rigidez y la de amortiguamiento.
- Ajuste DC: Se logra un ajuste adecuado entre la curva de amortiguamiento utilizada y la objetivo, más no en la curva de rigidez.

Adicionalmente, Darendeli (2001) a partir de resultados en pruebas dinámicas, propuso un procedimiento empírico (MRDF) para el ajuste de las curvas de rigidez y amortiguamiento que modifican las reglas de Masing para rangos de altas deformaciones. Esta solución permite reducir el amortiguamiento en un 40% para deformaciones pequeñas y en un 70% para deformaciones mayores, con lo que se logra obtener magnitudes de amortiguamiento aproximadas a las de laboratorio, sin embargo; para grandes deformaciones los resultados son inconsistentes.

Phillips (2013), desarrolló un procedimiento basado en el planteamiento de Darendeli (2001) que mejora el ajuste denominado MRDF-UIUC, el cual se encuentra implantado en el software DEEPSOIL.

Existen varios paquetes computacionales que emplean otros tipos de representación de masas o modelos constitutivos como se detalla a continuación:

Tabla 12.

Representación de masas y modelos constitutivos usados en códigos no lineales

Nonlinear Code	Mass Representation	Constitutive Model
D-MOD_2	Lumped Mass	MKZ
DEEPSOIL	Lumped Mass	Extended MKZ
OpenSees	Distributed Mass	Multi-yield surface plasticity
SUMDES	Distributed Mass	Bounding Surface plasticity and other models
TESS	Distributed Mass	HDCP

Fuente: (Stewart & Kwok, 2008)

Para los análisis de respuesta de sitio, análisis lineal equivalente y no lineal, se utilizó el programa DEEPSOIL.

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD PSEUDO ESTÁTICOS LATERALES DE PILOTES

Previo al desarrollo del método simplificado que estimará los perfiles de desplazamientos en campo libre, se evaluará la incidencia; que ciertas variables producirán sobre la respuesta de un pilote sometido a los desplazamientos laterales del suelo, así, se podrá determinar qué tan sensible es una variable respecto a otra. Las variables consideradas se detallan a continuación:

Tabla 13.
Variables empleadas en el análisis de sensibilidad

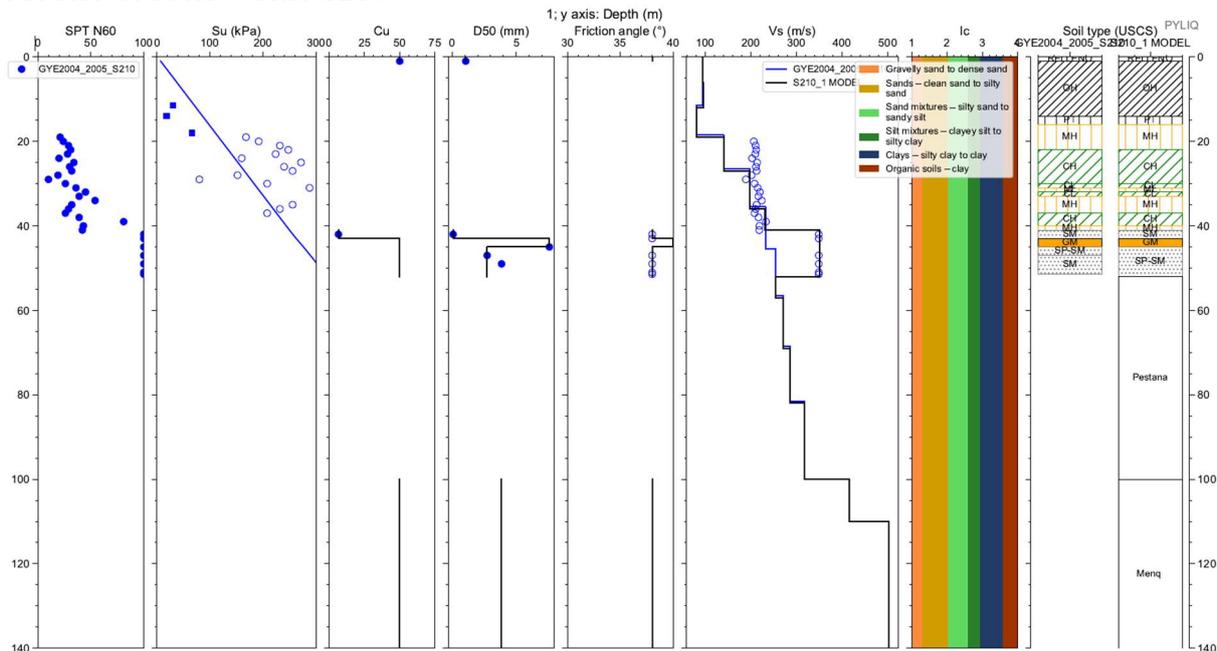
Variables	Valores
Período de retorno de los registros sísmicos (Tr)	43 años
	475 años
	1000 años
	2500 años
Fuente de los registros sísmicos	FF (lejana)
	NF (cercana)
Condición de borde de la cabeza de pilote	Fixed (Empotrada)
	Pinned (Articulada)
Análisis de determinación del perfil de desplazamientos	EQL (Lineal Equivalente)
	NL-TE (No Lineal)
Tipo de análisis del pilote	Lineal
	No Lineal (Cuantía ref. 1.0%)
	No Lineal (Cuantía ref. 1.5%)
	No Lineal (Cuantía ref. 2.0%)
Carga axial en el pilote	P = 0 [kN]
	P = 500 [kN]
	P = 1000 [kN]
Resistencia al corte sin drenaje (Su)	0.38 σ'_v [kPa]
	0.67 σ'_v [kPa]
	0.96 σ'_v [kPa]
Inercia de la sección transversal del pilote (Ig: 45x45cm)	0.5 Ig
	1.0 Ig
	2.0 Ig

Fuente: Elaboración propia

Para efectos de realizar el análisis de sensibilidad, se han considerado tres sitios de los descritos en el capítulo 3, los cuales son: S210, S216, y S221. De acuerdo a estos sitios, se tomaron los modelos de suelo obtenidos por Vera-Grunauer et al., (2014), de donde se

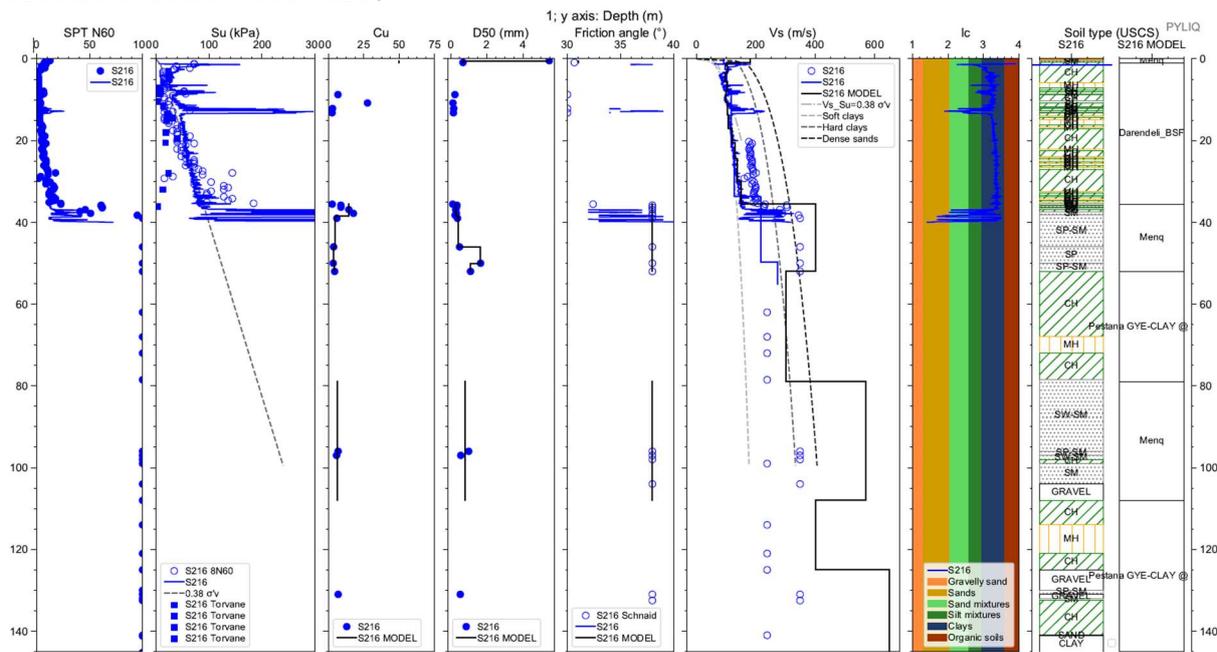
extrajeron los parámetros geotécnicos necesarios para realizar la evaluación de la respuesta del pilote. Los modelos de los sitios considerados son:

Figura 25.
Modelo de suelo – Sitio S210



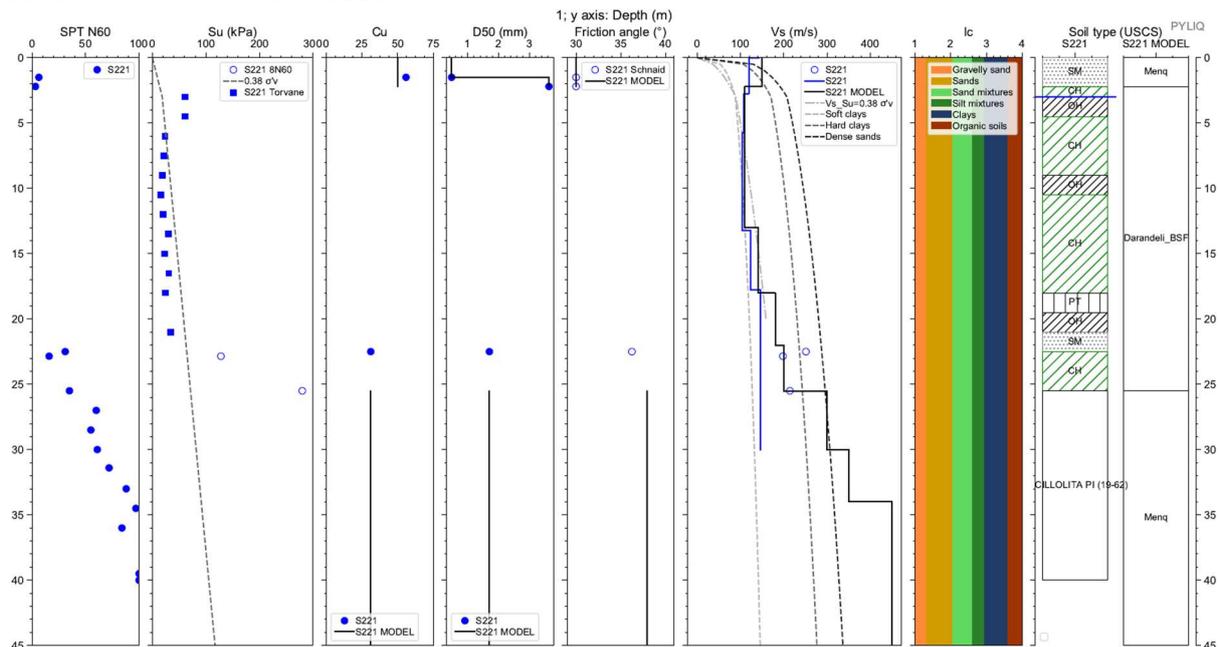
Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

Figura 26.
Modelo de suelo – Sitio S216



Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

Figura 27.
Modelo de suelo – Sitio S221



Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

De los datos obtenidos de suelo para los sitios considerados, se han obtenido ecuaciones de estimación de la resistencia al corte no drenado (S_u) que varían linealmente con la profundidad, así, para el sitio S210 la expresión que arroja el valor estimado de S_u es:

$$S_u = 0.96\sigma'_v [kPa]$$

Para el suelo de los sitios S216 y S221 se estima la resistencia al corte no drenado mediante la expresión:

$$S_u = 0.38\sigma'_v [kPa]$$

Para fines prácticos en el análisis de sensibilidad, se considera un valor intermedio a las dos ecuaciones descritas previamente, mediante:

$$S_u = 0.67\sigma'_v [kPa]$$

Adicional, otra propiedad del suelo requerida para el cálculo de pilas bajo cargas laterales es la deformación unitaria ϵ_{50} , que es la deformación unitaria al 50% del esfuerzo

máximo y ha sido tomada de los valores recomendados de la Tabla 14 para arcillas y que se encuentra en función de la resistencia a corte no drenado.

Tabla 14.

Valores de ϵ_{50} recomendados para arcillas

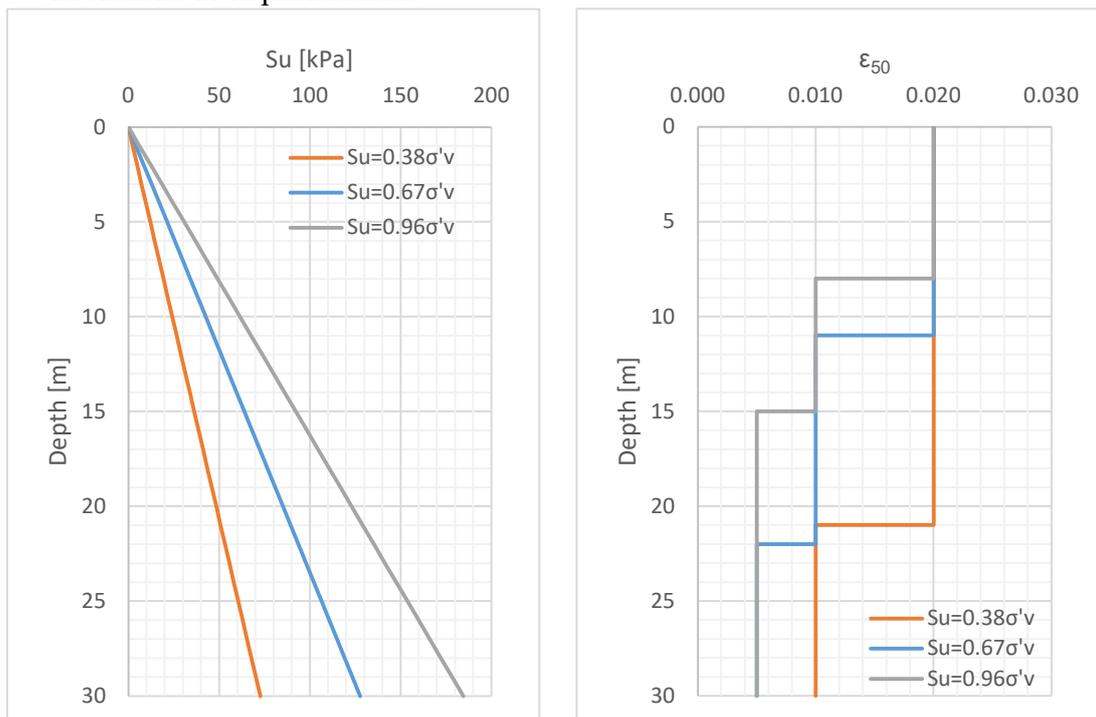
Undrained Shear Strength, kPa	ϵ_{50} (decimal)
Soft Clay in the presence of free water (Matlock, 1970)	
<50	0.020
50 – 100	0.010
100 – 200	0.005
Stiff Clay A (Reese et. al., 1975)	
50 – 100	0.007
100 – 200	0.005
200 - 400	0.004
Stiff Clay B (Reese and Welch, 1975)	
Obtain ϵ_{50} from laboratory stress-strain curve, otherwise use 0.010 or 0.005. (Refer Reese and Van Impe (2001), p. 82.)	

Fuente: (Matlock, 1970)(Reese & Welch, 1975)(Reese & Van Impe, 2001)

Así, se fija una longitud de pilote de 30m, en donde las propiedades del suelo usadas para el presente análisis de sensibilidad en función de la profundidad son:

Figura 28.

Su y ϵ_{50} en función de la profundidad

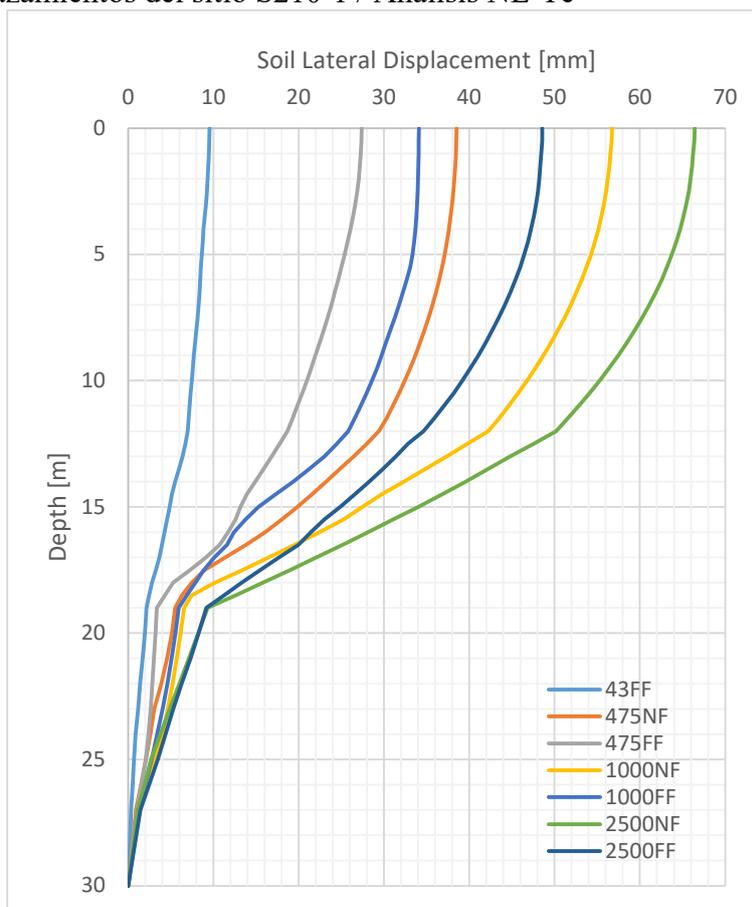


Fuente: Elaboración propia

Los perfiles de desplazamientos que se ingresaron han sido los obtenidos por Vera-Grunauer et al., (2014) para cada uno de los períodos de retorno y fuentes descritas previamente; en los sitios bajo consideración. Como ejemplo se detallan los perfiles de desplazamientos promedio del sitio S210-1.

Figura 29.

Perfiles de desplazamientos del sitio S210-1 / Análisis NL-Te



Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de la respuesta de los pilotes ante los desplazamientos laterales del suelo se utilizará el paquete computacional LPILE (Analysis and Design of Deep Foundations Under Lateral Loads), es un software de propósito especial para analizar pilotes individuales bajo cargas laterales usando el método de las curvas p-y; esto implica el uso curvas de transferencia de carga lateral (curvas p-y) basadas en publicaciones de recomendaciones para varios tipos de

suelos y rocas. Este evalúa la deformación lateral, momento flexionante, fuerza cortante, y respuesta del suelo sobre la longitud del pilote en suelos no lineales. (Isenhower & Wang, 2015)

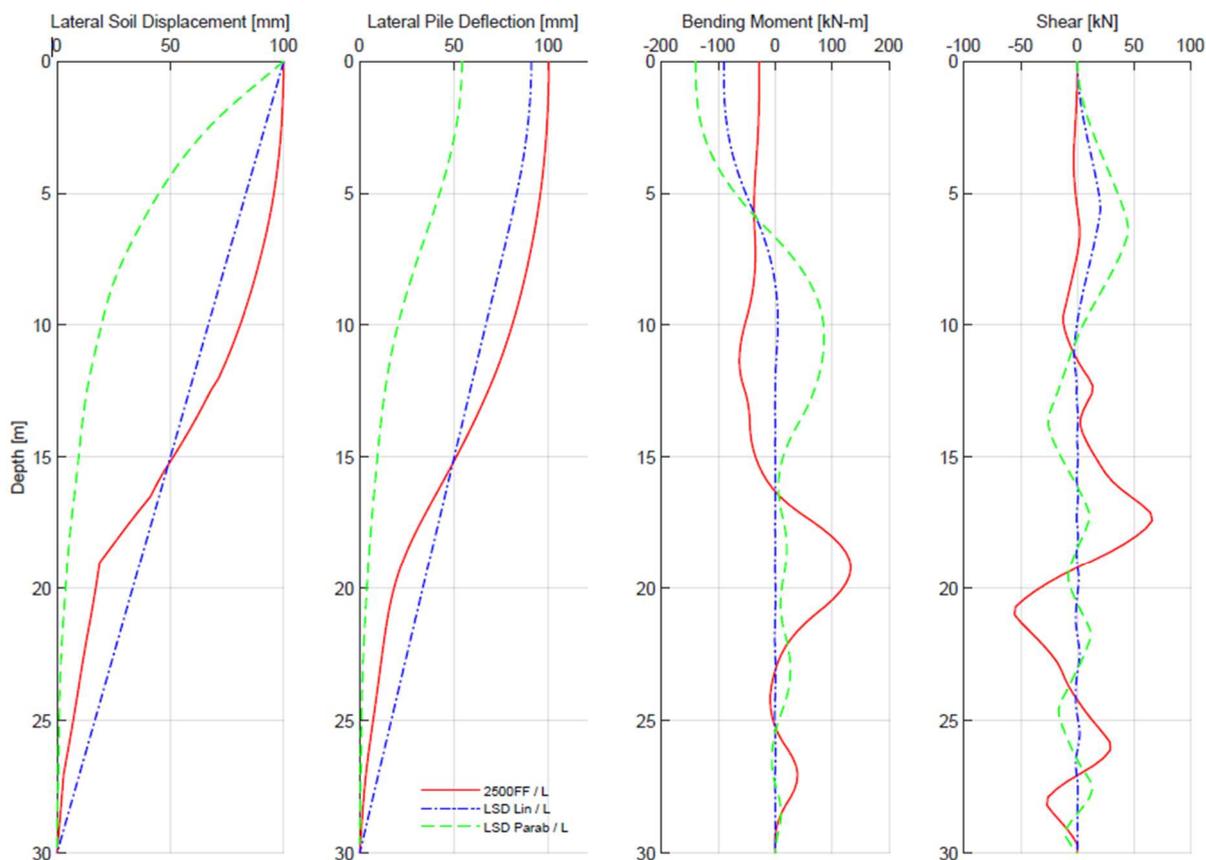
5.1. Incidencia de la forma del perfil de desplazamientos

Inicialmente se normalizaron los perfiles de desplazamientos para PGD; y se escalaron a un valor de desplazamiento máximo de 100mm, con el fin de comparar los mismos con dos perfiles teóricos, uno lineal y otro parabólico. Con esto, se podrá visualizar claramente la importancia de conocer el perfil de desplazamientos para conocer las demandas máximas que se presentarán en el pilote por la interacción dinámica suelo-estructural inercial. En la Figura 30, se presentan el perfil real que ha sido obtenido mediante un análisis no lineal (NL-Te).

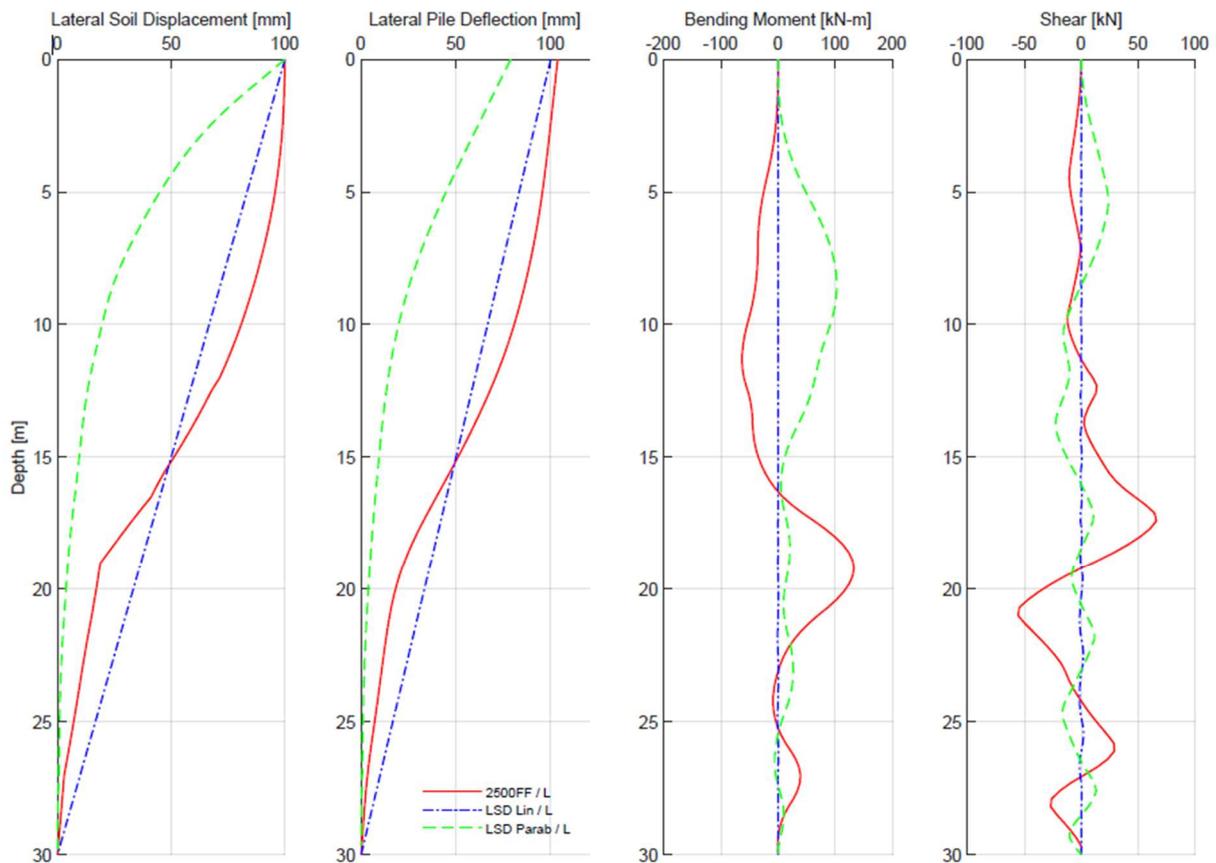
Figura 30.

Respuesta del pilote para varios perfiles de desplazamientos S210

[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / Pinned / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

De las gráficas previas, se concluye que el estimar que el suelo se deforma linealmente en su profundidad, subestima la respuesta tanto en momentos flectores como en fuerzas cortantes, a tal punto que la respuesta se reduce a cero.

Adicionalmente, dado que la pendiente del perfil de desplazamientos lineal en la cabeza del pilote forma un ángulo con la horizontal mayor que el perfil de desplazamientos real que es casi 90° , existe una sobre estimación del momento en cabeza de columna cuando este se encuentra empotrado. Esto es dado que la curvatura del pilote en su cabeza se incrementa para mantener su condición de empotramiento (restricción al giro).

Con respecto al perfil parabólico, la demanda máxima de este con respecto del perfil real normalizado, representa el 75%, mientras que el momento en la cabeza del pilote es un 350% mayor respecto del perfil real.

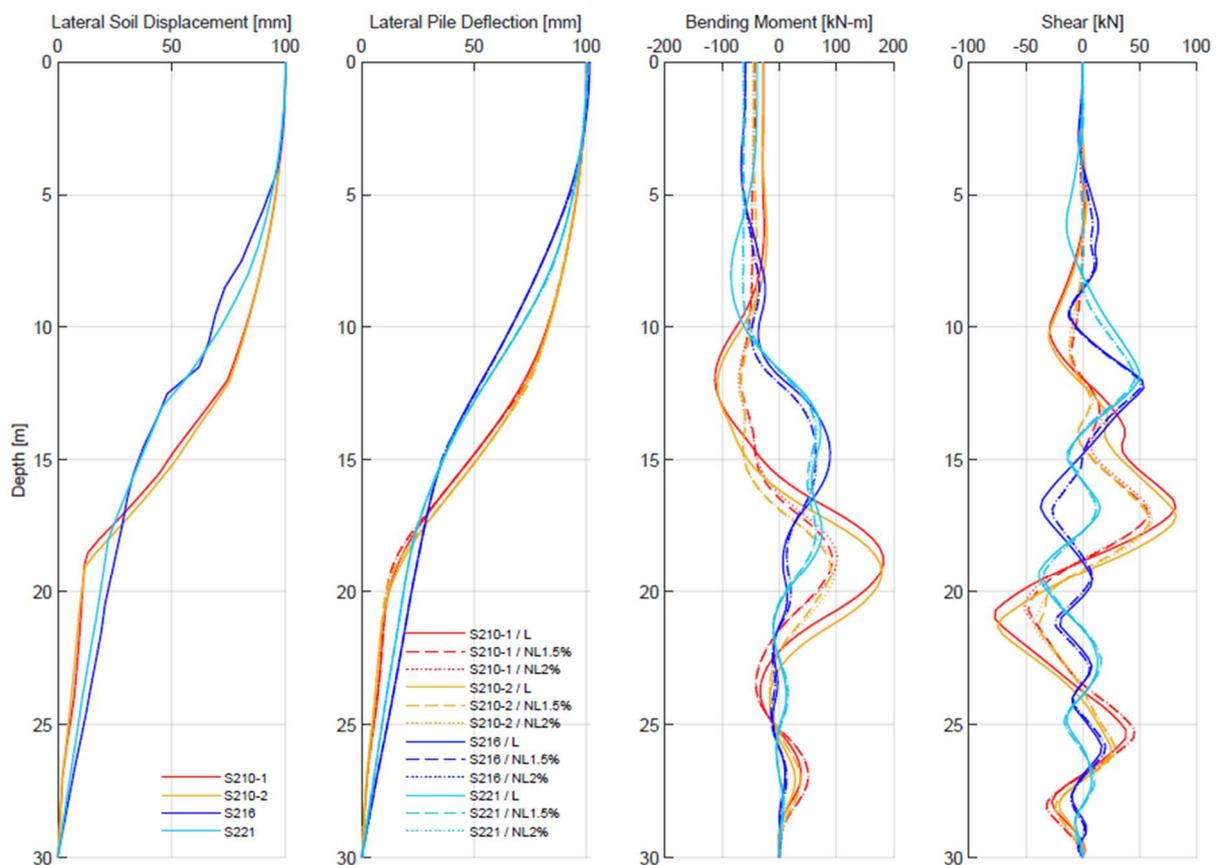
5.2. Tipo de análisis del pilote (lineal / no lineal)

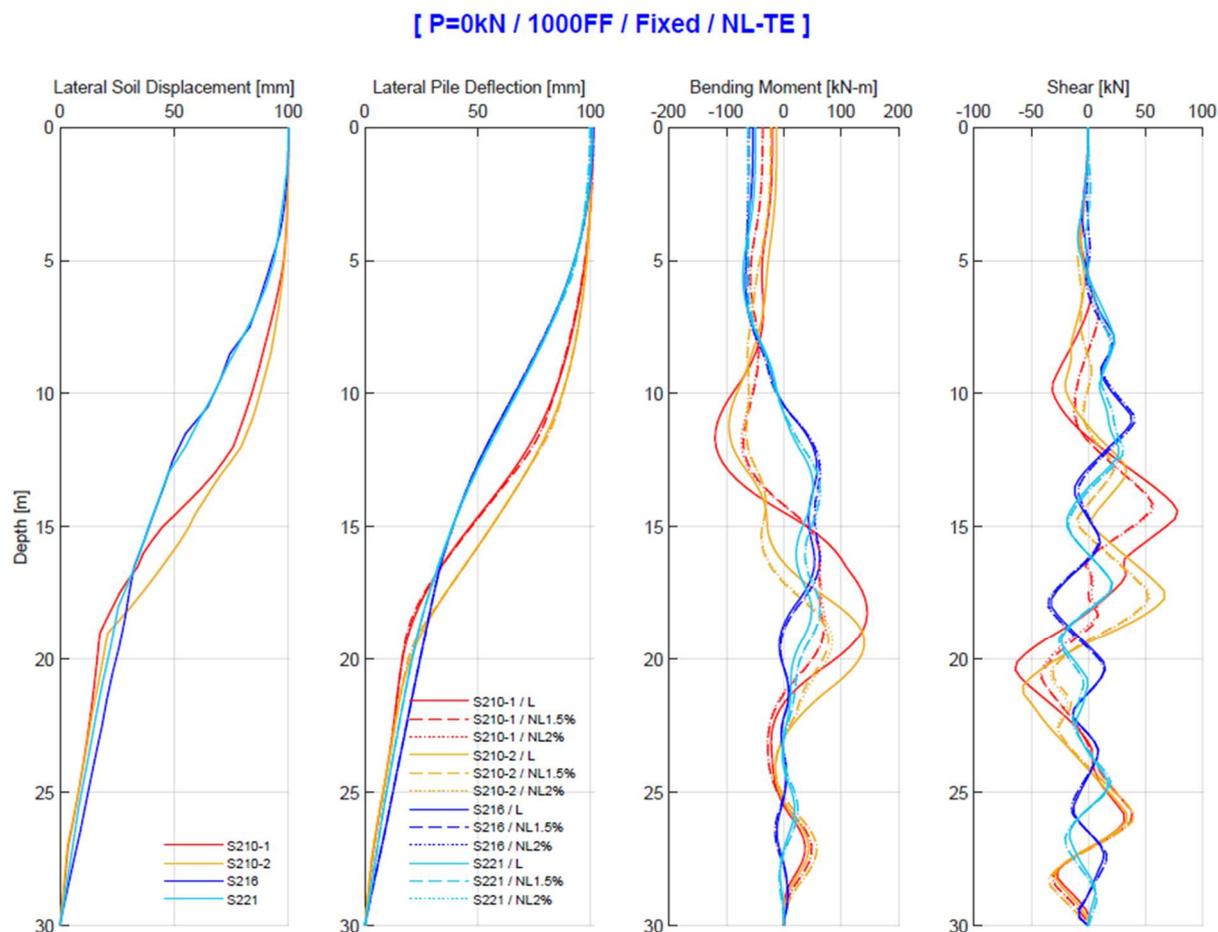
Primeramente, para la comparación de la respuesta se emplearán los perfiles de desplazamientos normalizados, con el fin de visualizar tendencias. Dado lo anterior, se evaluarán curvas de respuesta para análisis del pilote lineales y no lineales con cuantías de acero de refuerzo de 1.5% y 2.0%. En la Figura 31 se emplean perfiles de desplazamientos obtenidos mediante análisis no lineales (NL-Te) para los cuatro sitios bajo consideración.

Figura 31.

Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles normalizados

[P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]





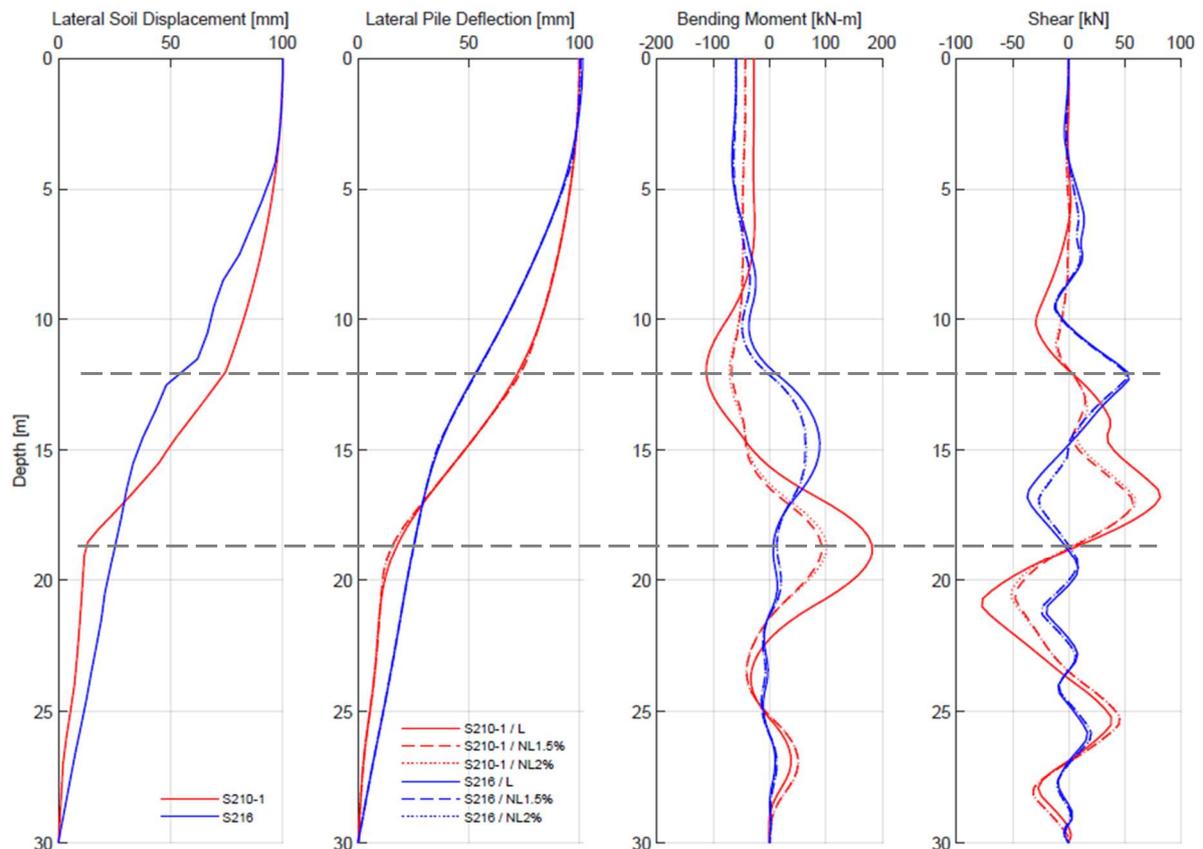
Fuente: Elaboración propia

Cabe anotar primeramente que, al normalizar los perfiles de desplazamientos; se pueden diferenciar dos tendencias en la forma de los perfiles, una es con los perfiles S210-1 y S210-2, y la otra es S216 y S221, además, se puede evidenciar que las respuestas de estos también guardan una tendencia marcada.

Dado lo anterior, y con el propósito de tener una mejor visualización, se toman dos sitios representativos de las dos tendencias encontradas, así, se consideran los sitios S210-1 y S216, y se representan las respuestas de dichos sitios en la Figura 32.

Figura 32.

Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles normalizados / Sitios S210-1 y S216
 [P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



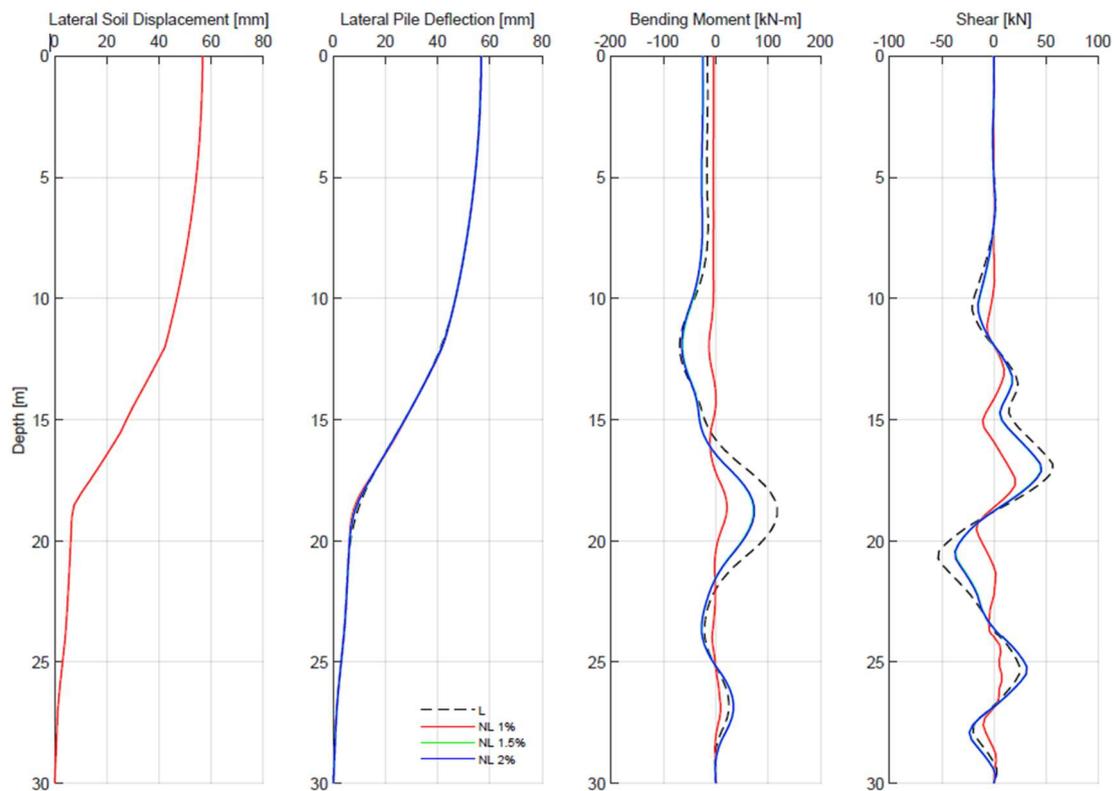
Fuente: Elaboración propia

De aquí podemos evidenciar que la deflexión lateral del pilote es prácticamente igual, sin importar el tipo de análisis que se utilice para el pilote, a diferencia de los momentos flectores y fuerzas cortantes; los cuales si presentan variación, encontrando que; para este caso con el análisis lineal se incrementan las solicitaciones en un 85% para momentos flectores y 50% para fuerzas cortantes en relación con el análisis no lineal. Adicionalmente, dentro del análisis no lineal, la respuesta del pilote, tanto en deflexión, momento flexionante y fuerza cortante es básicamente igual para las cuantías propuestas de 1.5% y 2.0%. Otro detalle importante a notar es que; las mayores magnitudes de momento se presentan en donde existen los cambios de pendiente en el perfil de desplazamientos y por ende los cortantes son cero.

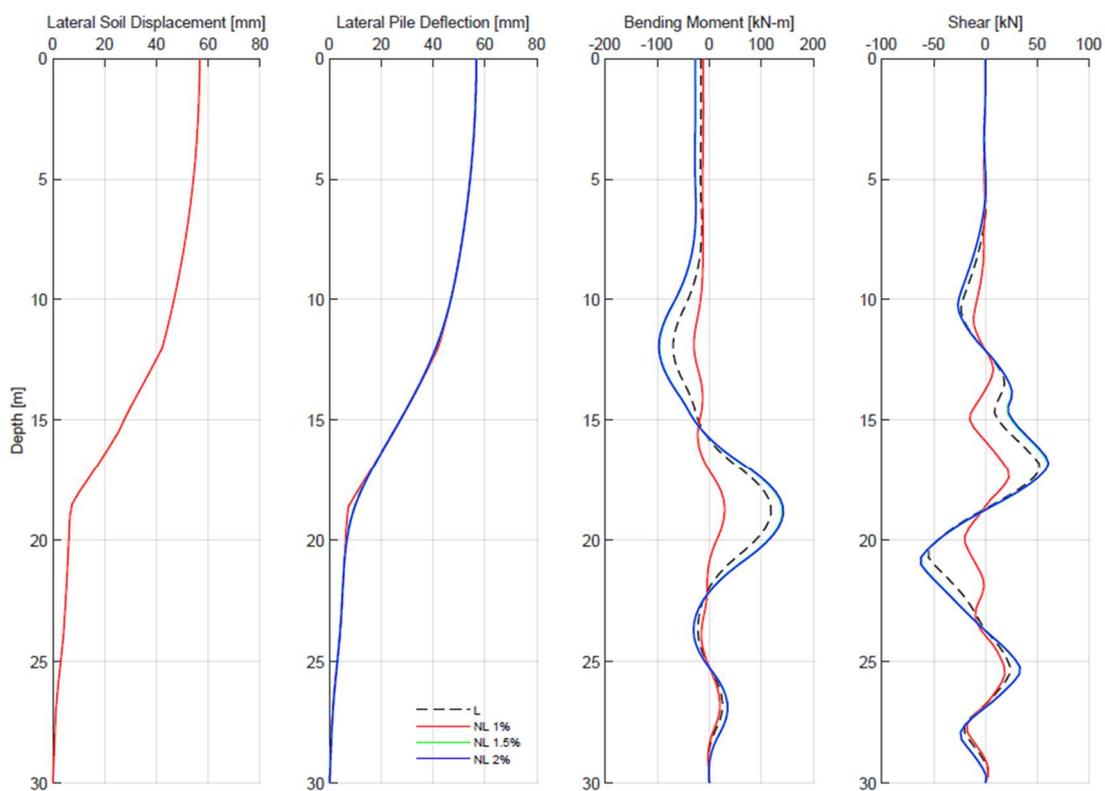
Figura 33.

Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles NL-Te / Sitio S210-1 / Fuente Cercana

[S210-1 / P= 0 kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 1000 kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



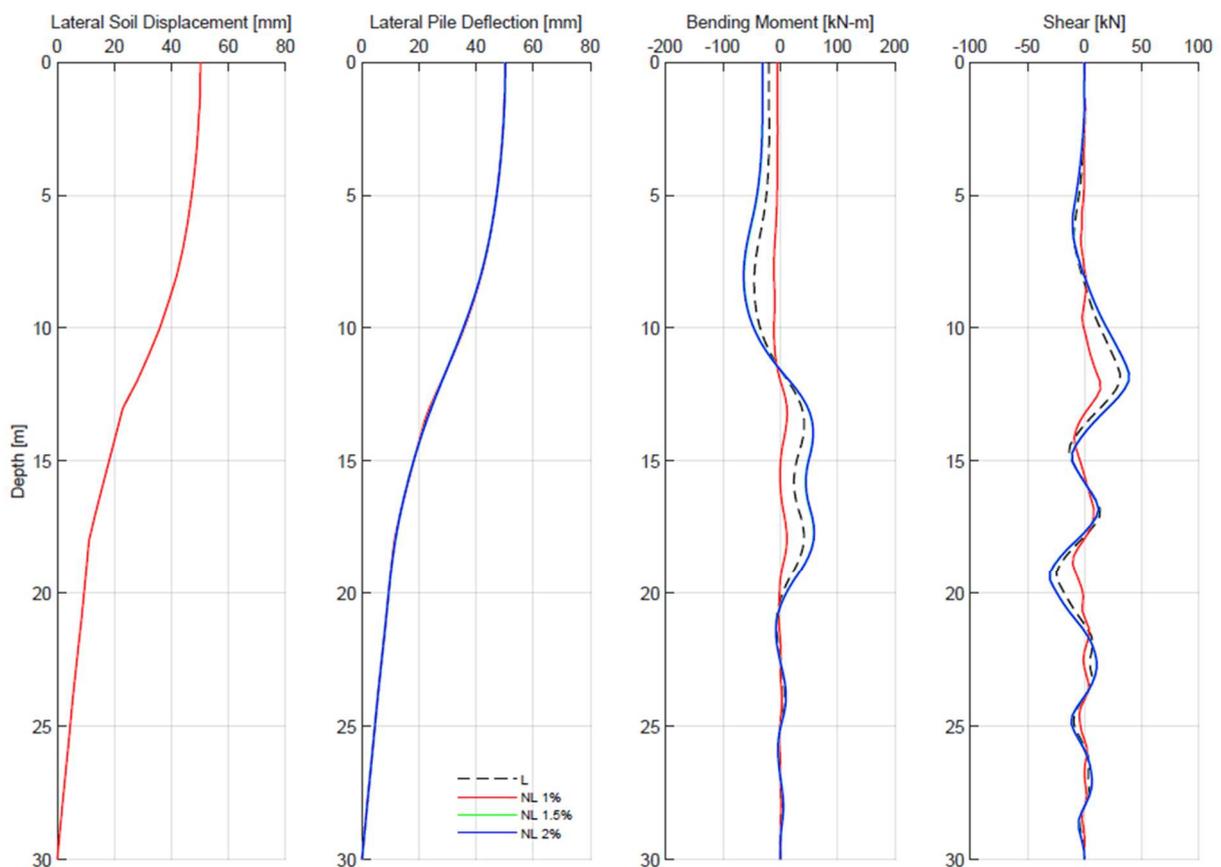
Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia, cuando la carga axial es 0, los momentos y cortantes son mayores para el análisis lineal, mientras que, al incrementar la carga axial, las demandas calculadas con el análisis no lineal se incrementan hasta sobrepasar los valores del análisis lineal. Esto se da básicamente por la consideración de los efectos de segundo orden como P- Δ dentro del análisis no lineal. Este resultado se da cuando se producen cambios bruscos en la deflexión del pilote, ya que al analizar las demandas del sitio S216 (Figura 34), el cual tiene un perfil de desplazamientos más suavizado, por esto, las solicitaciones del análisis no lineal son mayores en todos los casos.

Figura 34.

Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles NL-Te / Sitio S216 / Fuente Cercana

[S221 / P= 0 kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



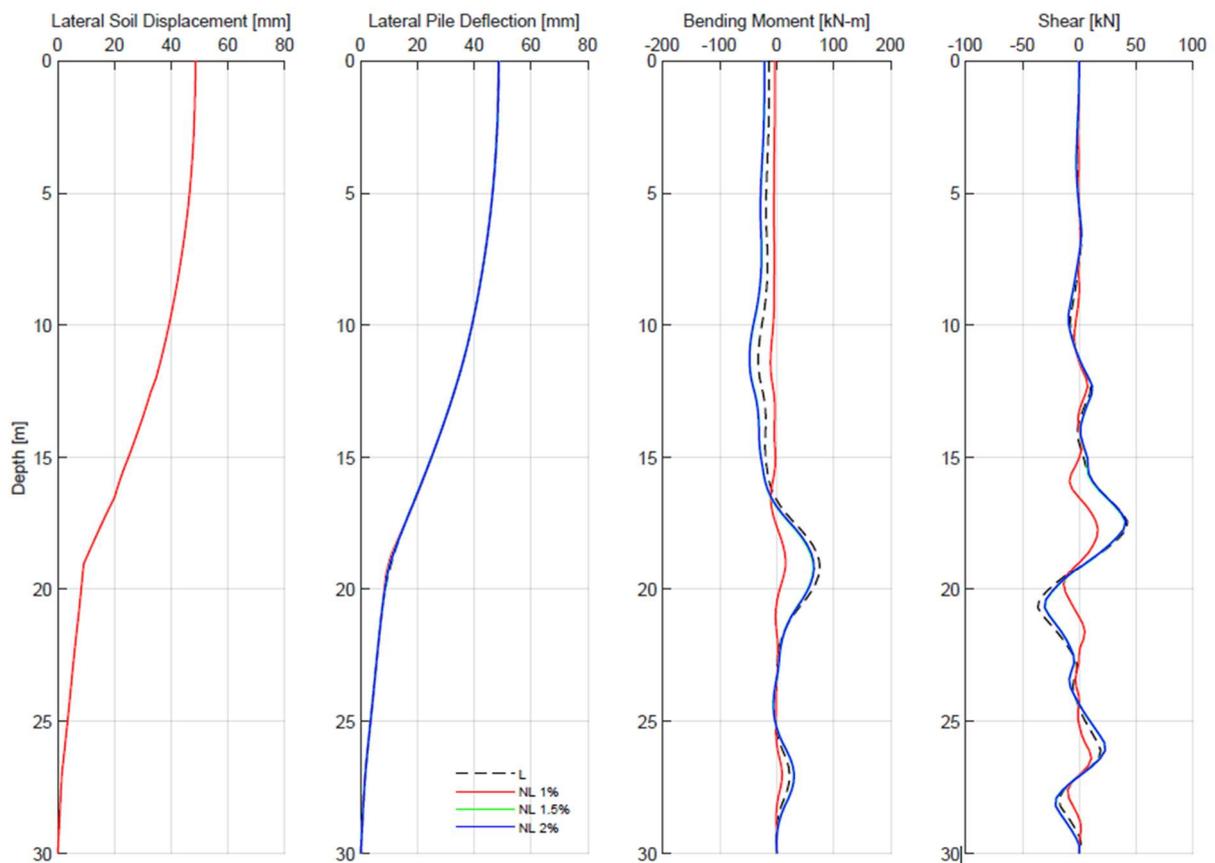
Fuente: Elaboración propia

Para el caso de fuente lejana, la respuesta del pilote es muy parecida para ambos tipos de análisis (lineal y no lineal) en momentos flectores y fuerzas cortantes (Figura 35). Además, en el análisis no lineal para 1.5% y 2% de cuantía, las magnitudes de momentos y cortantes son iguales.

Figura 35.

Respuesta del pilote según tipo de análisis / Perfiles NL-Te / Sitio S210-1 / Fuente Lejana

[S210-1 / P= 0 kN / 2500FF / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

Hay que notar además que, para cualquier caso, el análisis no lineal con una cuantía del 1%, siempre representa magnitudes de momentos y cortantes bajas en relación a las otras dos cuantías consideradas.

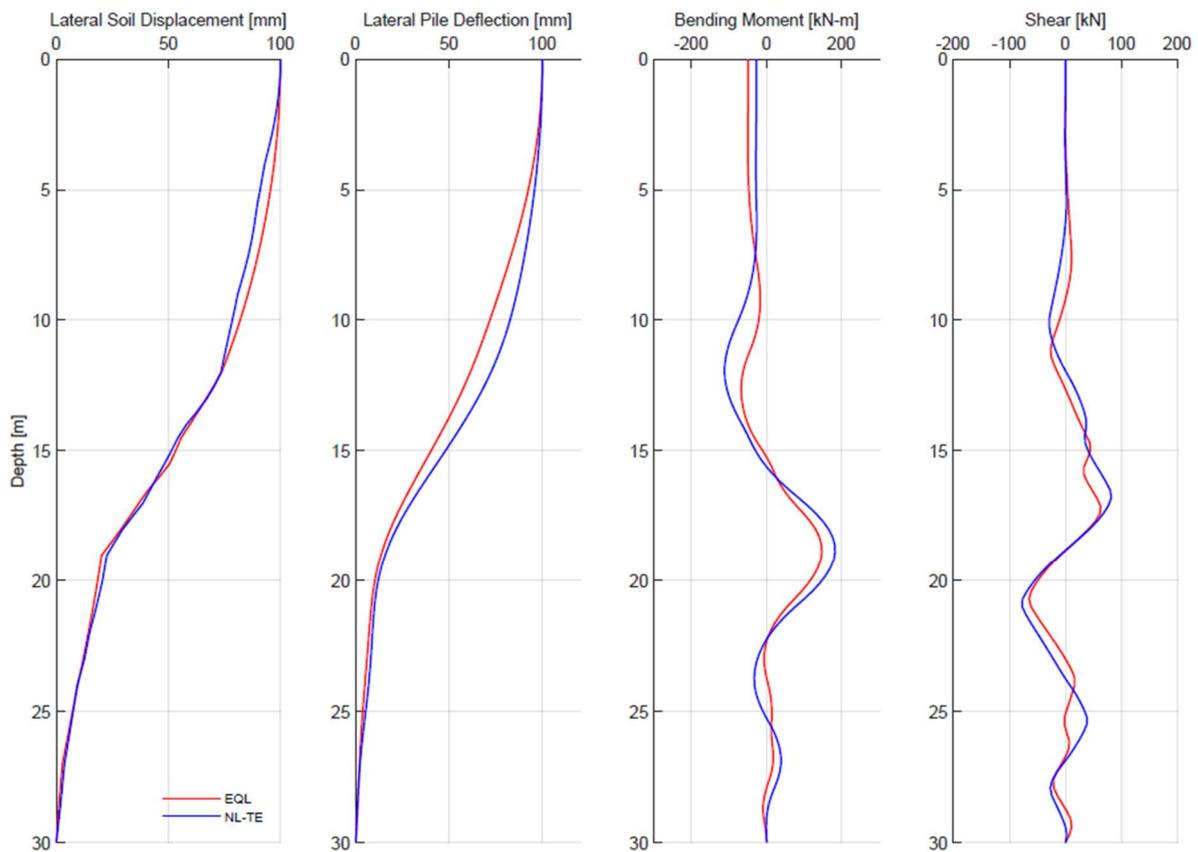
5.3. Tipo de análisis del perfil de desplazamientos (EQL / NL-Te)

Inicialmente se tratará de visualizar las tendencias para lo cual se han utilizado perfiles de desplazamientos normalizados para este análisis, y comparando los perfiles obtenidos mediante los métodos de análisis lineales equivalentes (EQL) y no lineales (NL-Te). En la Figura 36 se realiza la comparación de las respuestas del pilote ante la aplicación de los perfiles antes descritos para el sitio S210-1, para el resto de sitios se observa la misma tendencia.

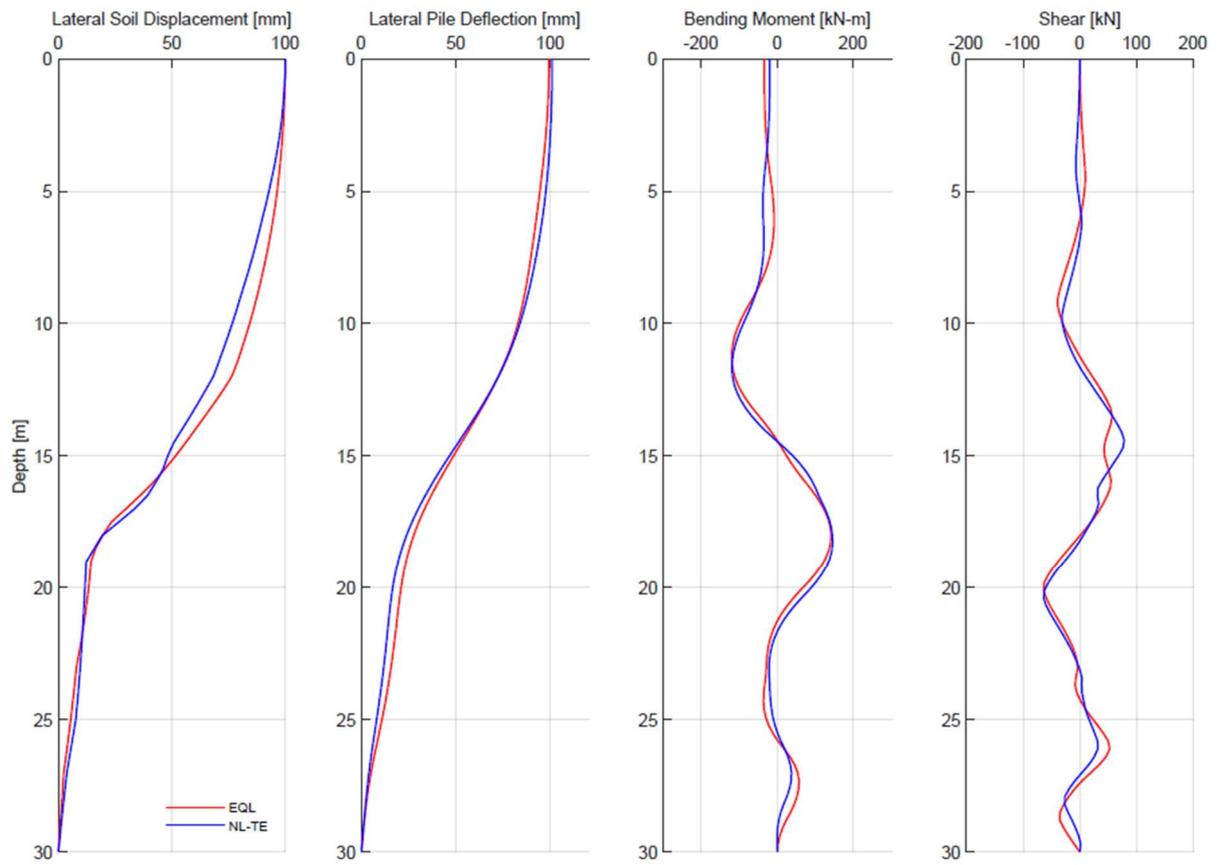
Figura 36.

Respuesta del pilote según tipo de perfil de desplazamientos / S210-1

[S210-1 / P=0kN / 1000NF / Fixed]



[S210-1 / P=0kN / 1000FF / Fixed]



Fuente: Elaboración propia

En los perfiles de desplazamientos y deflexión del pilote existen diferencias muy pequeñas, y por lo tanto los momentos flectores y fuerzas cortantes son muy parecidos en cuanto a magnitud y forma, teniendo variaciones no significativas.

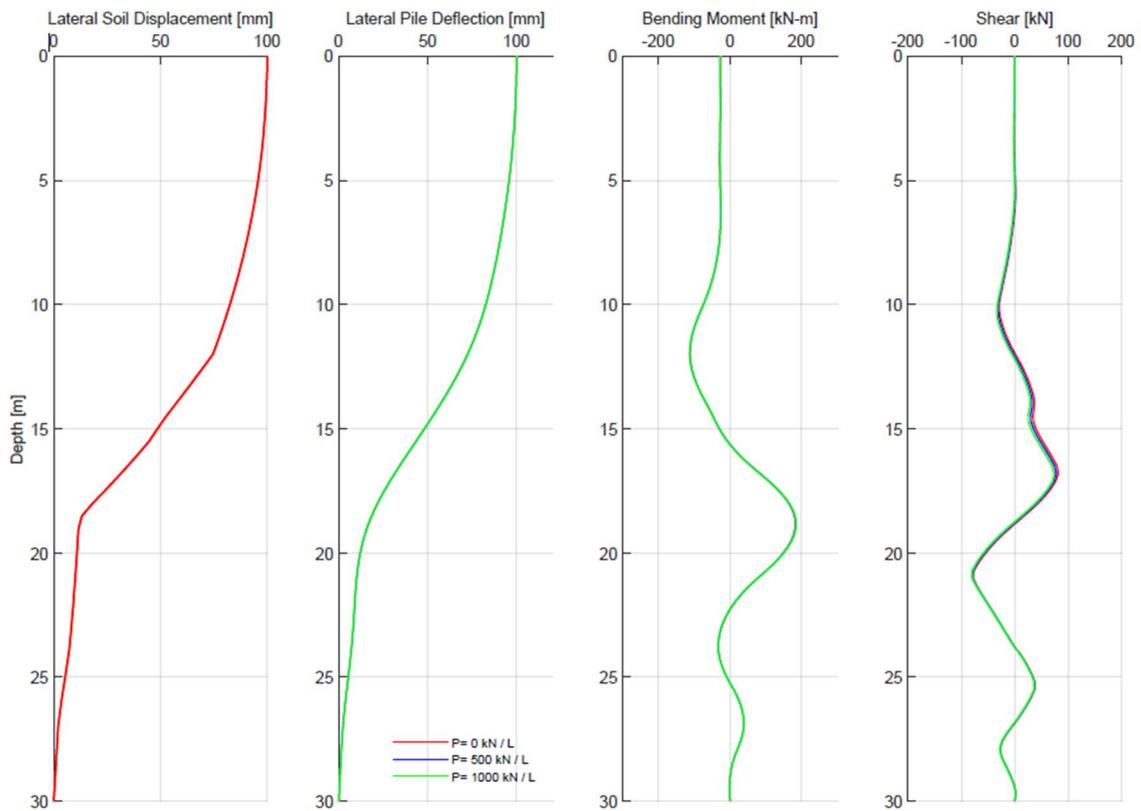
5.4. Carga axial (0 kN / 500 kN / 1000 kN)

Primeramente, se emplean perfiles normalizados con el objetivo de visualizar tendencias, así en la Figura 37 se presentan las respuestas para el sitio S210-1 para tres cargas axiales en cabeza de pilote (0, 500 y 1000kN) y para tres análisis, lineal, no lineal con cuantías 1% y 2%.

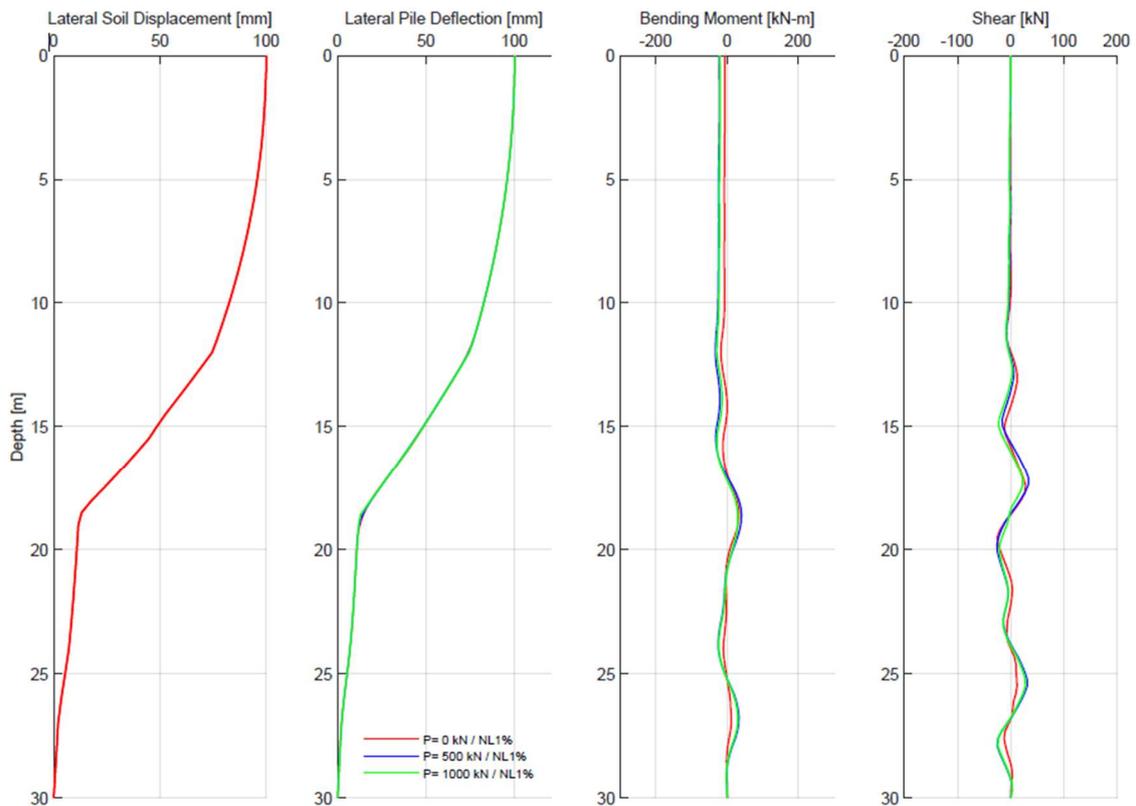
Figura 37.

Respuesta del pilote para diferentes cargas axiales / Perfil normalizado / S210-1

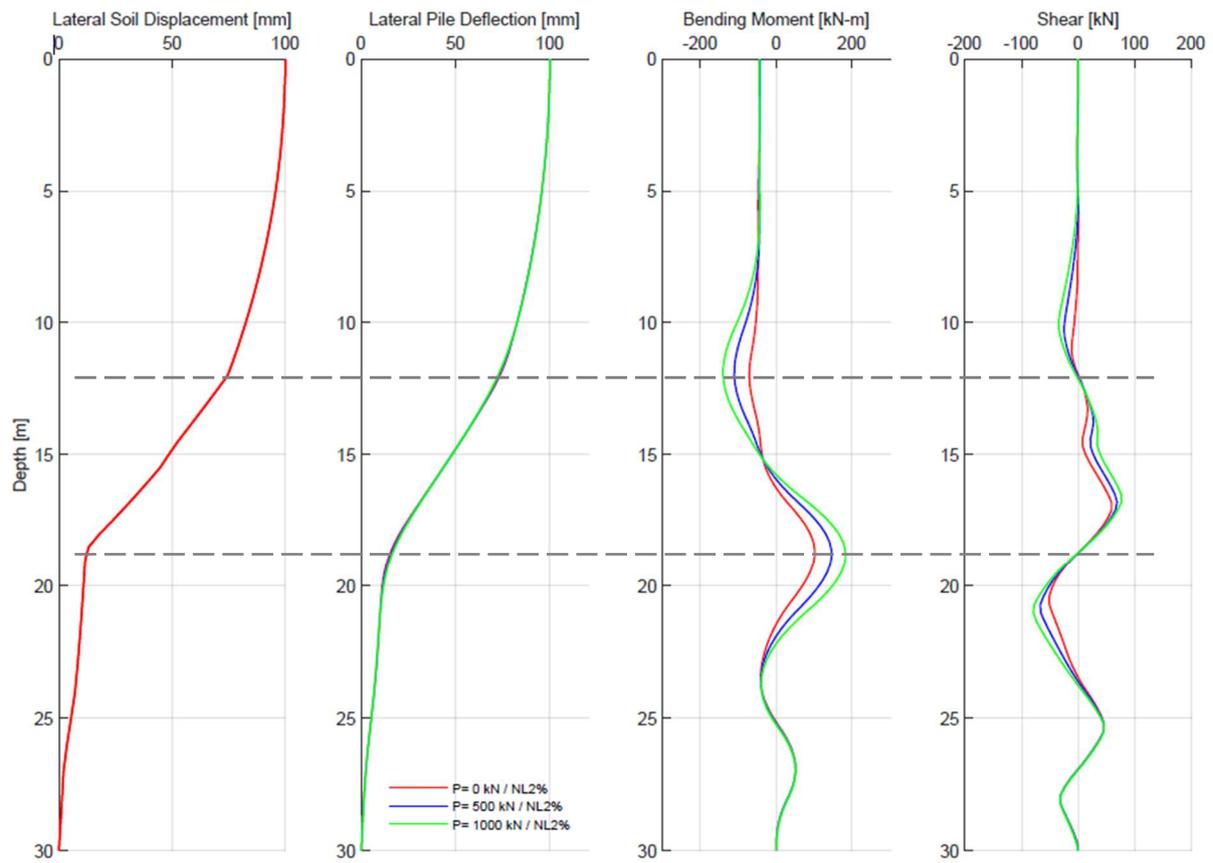
[S210-1 / 1000NF / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / 1000NF / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / 1000NF / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

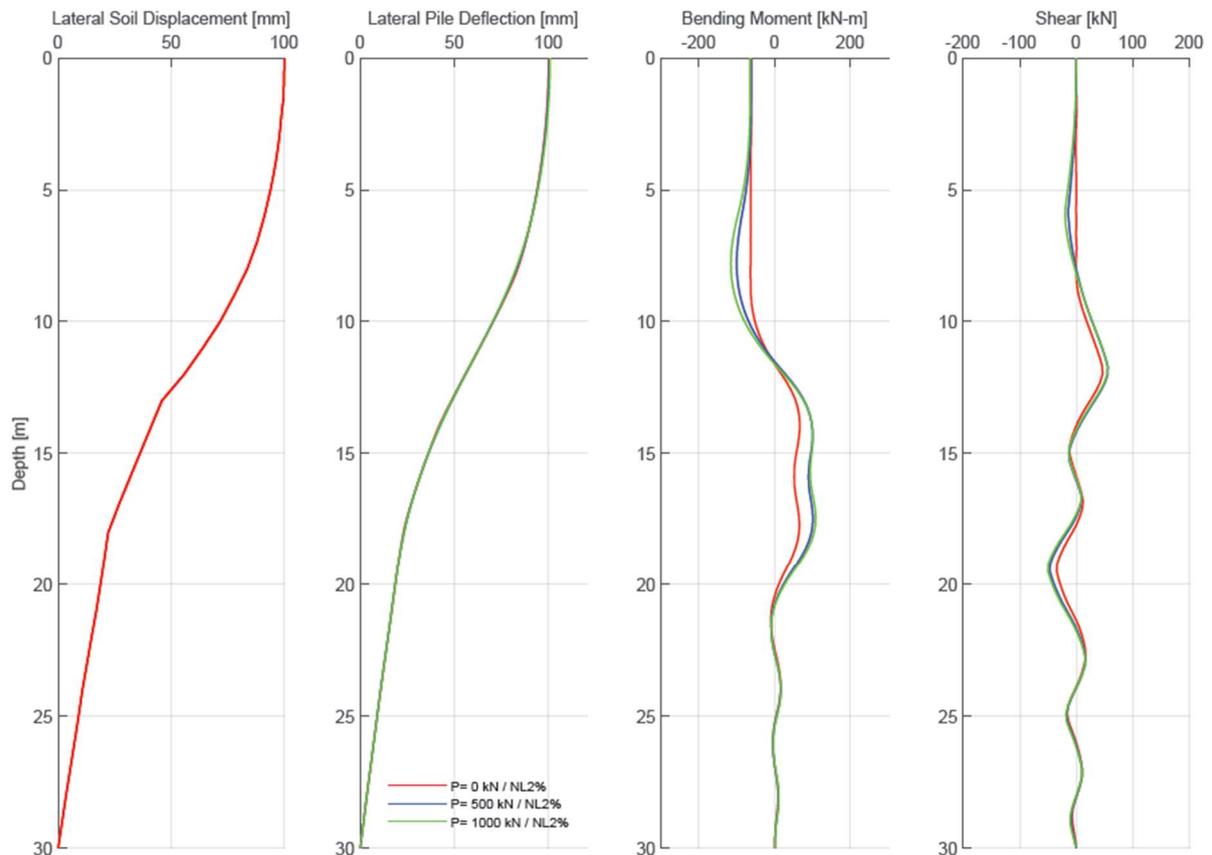
La deflexión del pilote no se ve afectada por la variación carga axial para ninguno de los análisis (lineal y no lineal).

Con respecto a momentos flectores y fuerzas cortantes, con el análisis lineal; la variación de carga axial no representa cambios, mientras que en el análisis no lineal si existen cambios, y son representativos mientras mayor es la cuantía del refuerzo, pues como se observa, para cuantías del 1%, las solicitaciones tienen variaciones muy pequeñas, pero para la cuantía del 2%, ya se encuentra un incremento de casi el 100% entre el momento para carga axial 1000kN y el de carga axial 0kN. Como se mencionó previamente, el incremento de carga axial en el pilote en análisis no lineal, se da por la consideración de efectos de segundo orden como $P-\Delta$.

Figura 38.

Respuesta del pilote para diferentes cargas axiales / Perfil normalizado / S221

[S221 / 1000NF / Fixed / NL-TE]



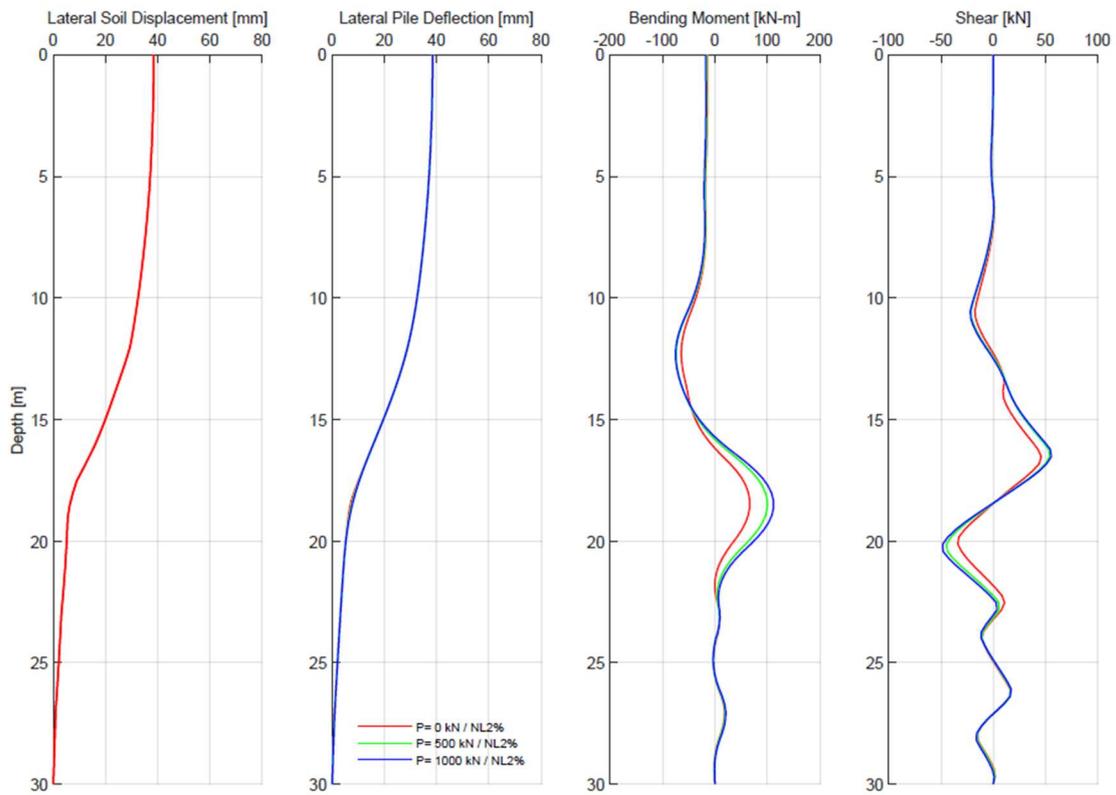
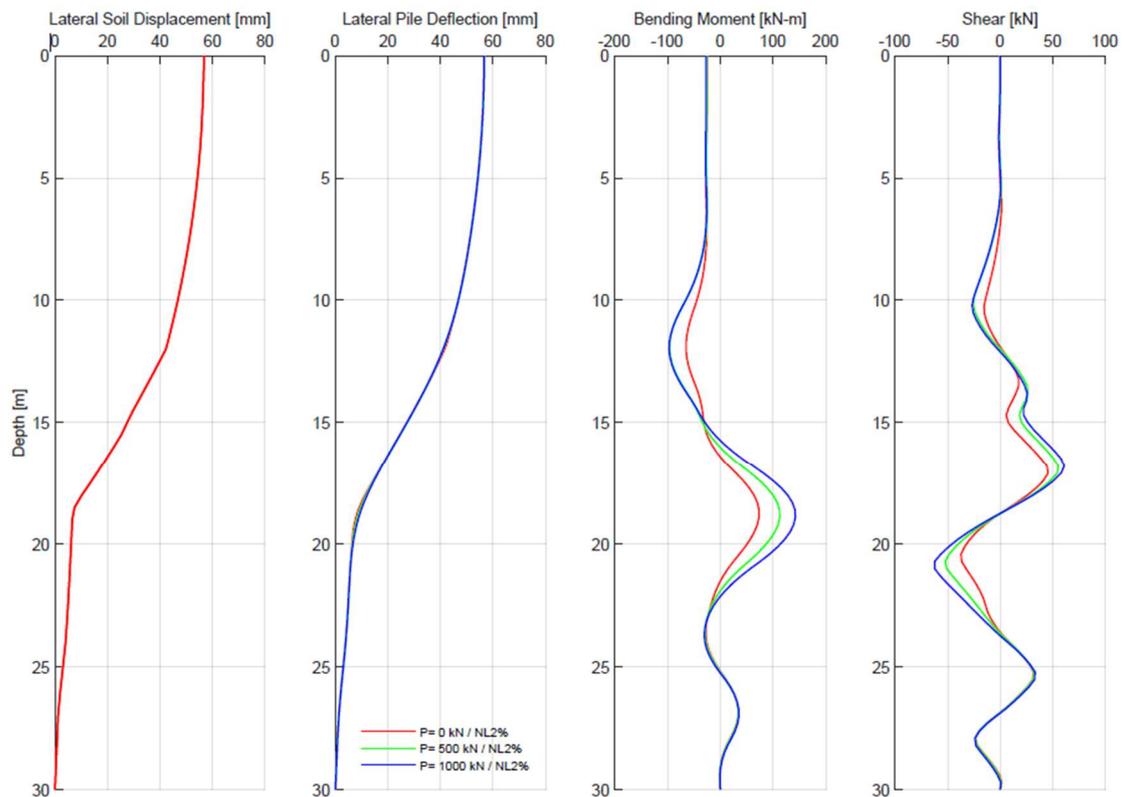
Fuente: Elaboración propia

Para el sitio S221, de igual manera que en el sitio S210-1 la deflexión del pilote no se afecta con diferentes cargas axiales. Y el momento y cortante tienen la misma tendencia del sitio S210-1, salvo que aquí existe menor diferencia entre el momento para carga axial 1000kN y 0kN, esto se debe a que el perfil de desplazamientos es más suavizado a diferencia del perfil del sitio S210-1 que tiene cambios de pendiente bruscos.

Ahora para perfiles de desplazamientos reales, se observarán las magnitudes para varias cargas axiales y con análisis no lineal con cuantía de refuerzo del 2%. En la Figura 39 se muestran las respuestas del pilote ante los perfiles de desplazamientos reales (NL-Te) y ante varias cargas axiales, para dos periodos de retorno 475 y 1000 años, y para fuente cercana.

Figura 39.

Respuesta del pilote para diferentes cargas axiales / S210-1

[S210-1 / 475NF / Fixed / NL-TE]**[S210-1 / 1000NF / Fixed / NL-TE]**

Fuente: Elaboración propia

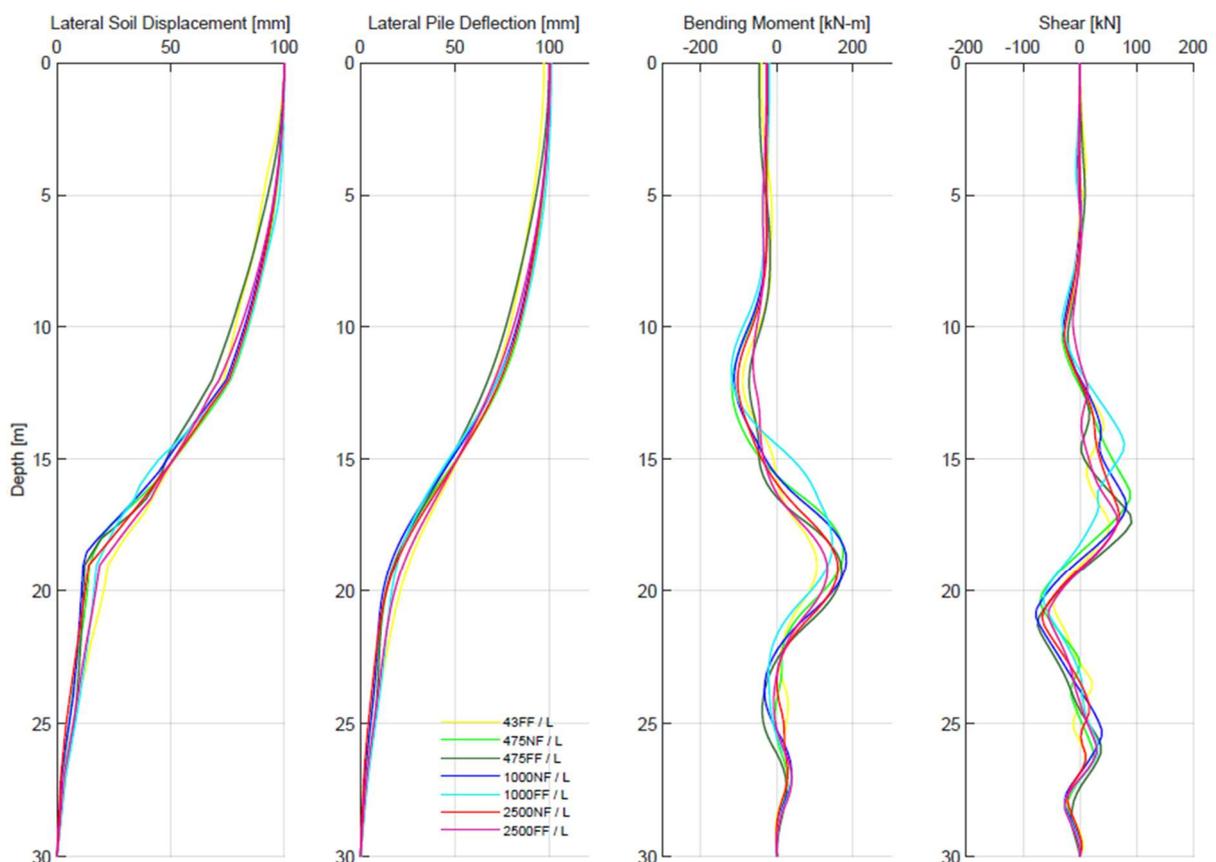
En cuanto a magnitudes de momentos, se visualiza que para axiales de 1000kN los momentos se incrementan en un rango del 50 al 75% con respecto del momento para axial 0kN. Hay que anotar que para fuente lejana se encuentra la misma tendencia en cuanto a incremento de magnitudes de momento. En cortantes, se tienen incrementos de fuerza para axial 1000kN de hasta el 50% con respecto a la fuerza para axial 0kN.

5.5. Periodo de retorno y fuente sísmica (43FF / 475NF / 475FF / 1000NF / 1000FF / 2500NF / 2500FF)

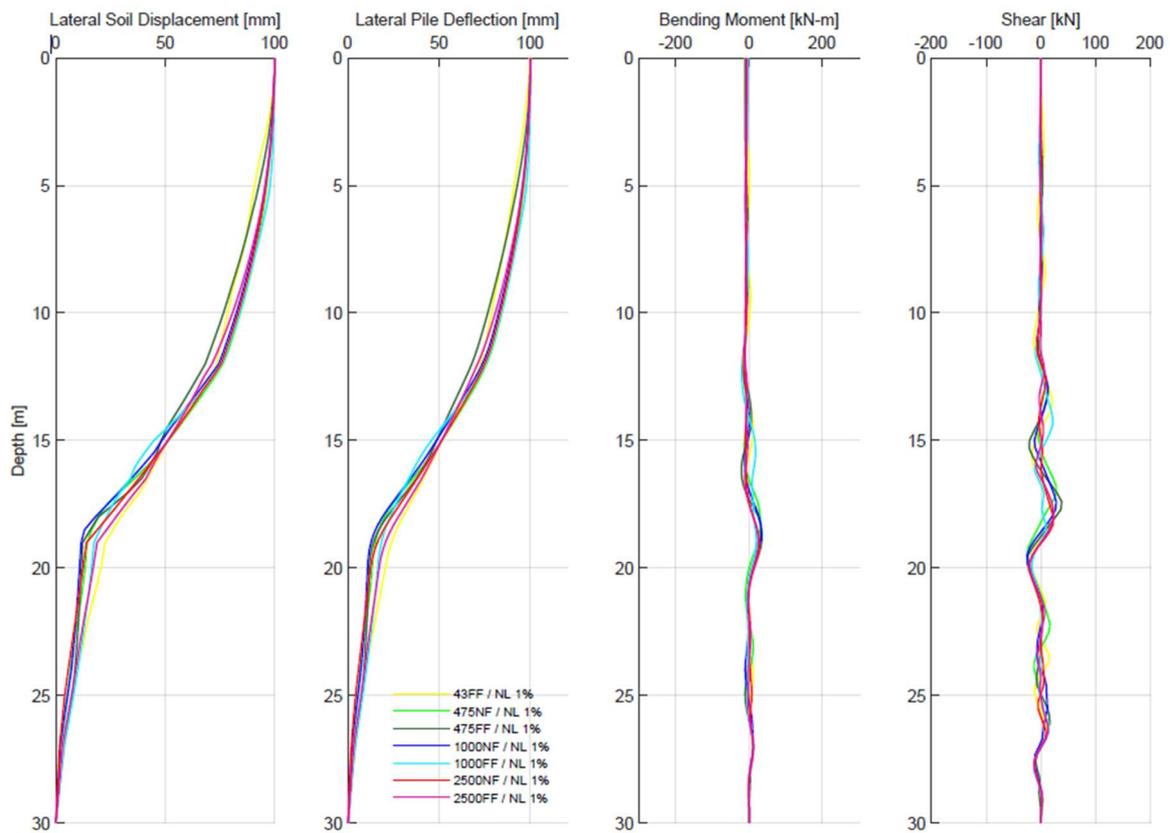
A continuación, (Figura 40) se muestran las tendencias por los perfiles normalizados para los períodos de retorno considerados, y también por tipo de análisis de pilote.

Figura 40.

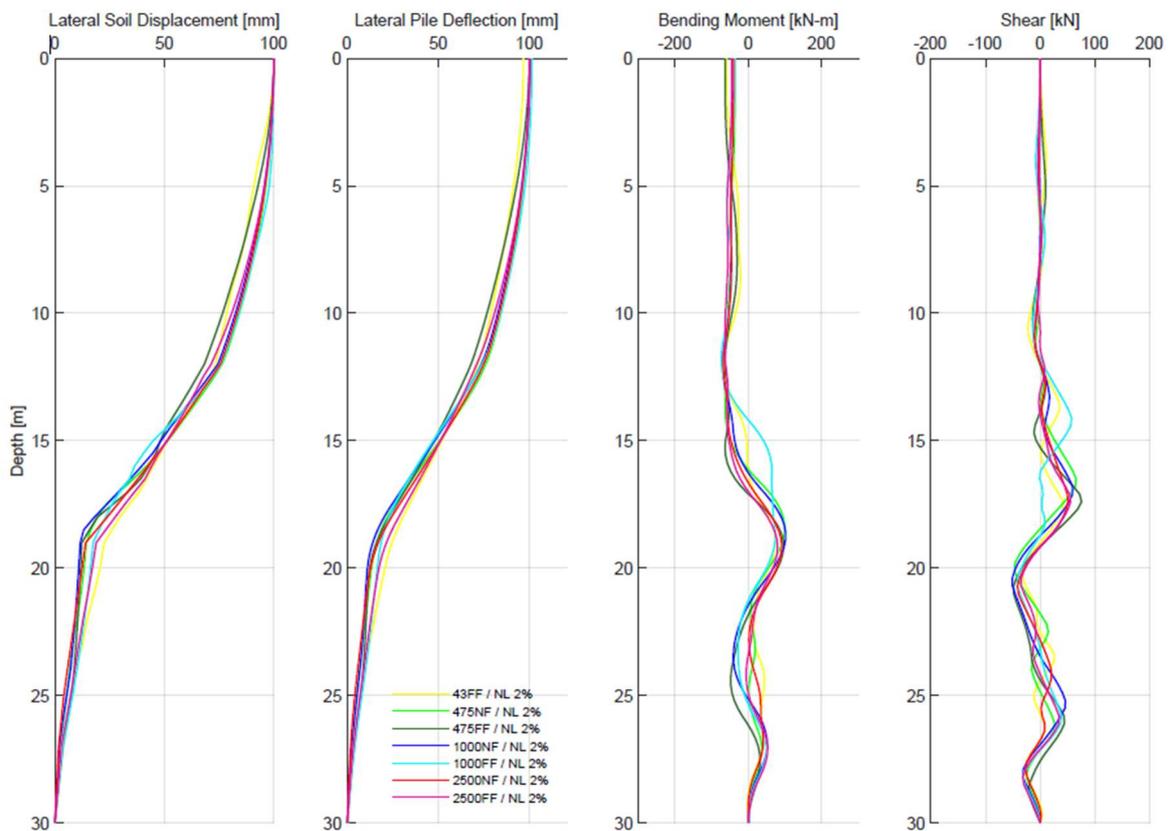
Respuesta del pilote para diferentes períodos de retorno y fuente / Perfil normalizado / S210-1 [S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

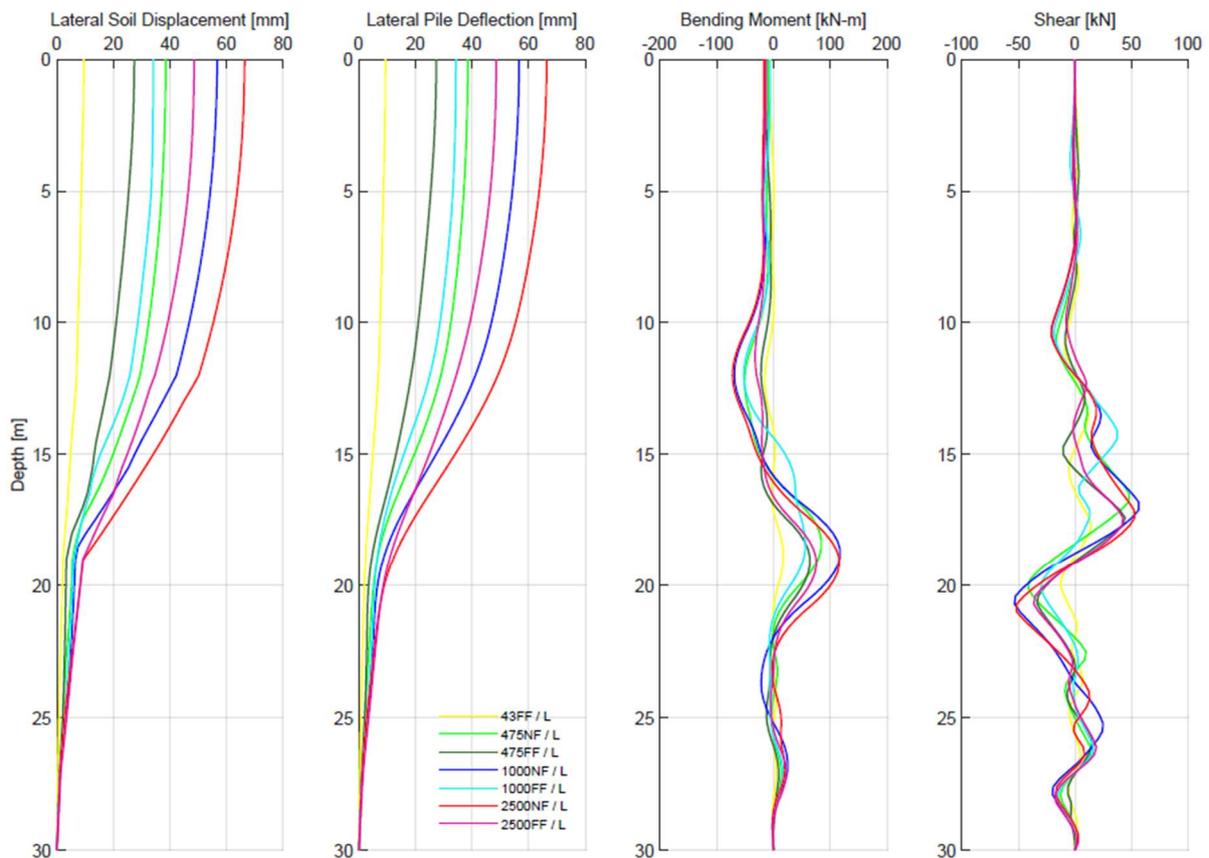
Dado que al normalizar los perfiles de desplazamientos no se hallan diferencias significativas en ellos, las demandas de momento y cortante también muestran una misma tendencia sin mayores contrastes. Tal como se observó en gráficas previas, la tendencia es que mediante el análisis lineal se tengan mayores magnitudes de momento y cortante que con las del análisis no lineal, y para este último, con cuantías de refuerzo de 2% se tienen mayores solicitaciones que para cuantías del 1%.

Con los perfiles de desplazamientos reales, se evaluarán los cambios en las magnitudes de las solicitaciones con los diferentes períodos de retorno y fuentes sísmicas. (Figura 41)

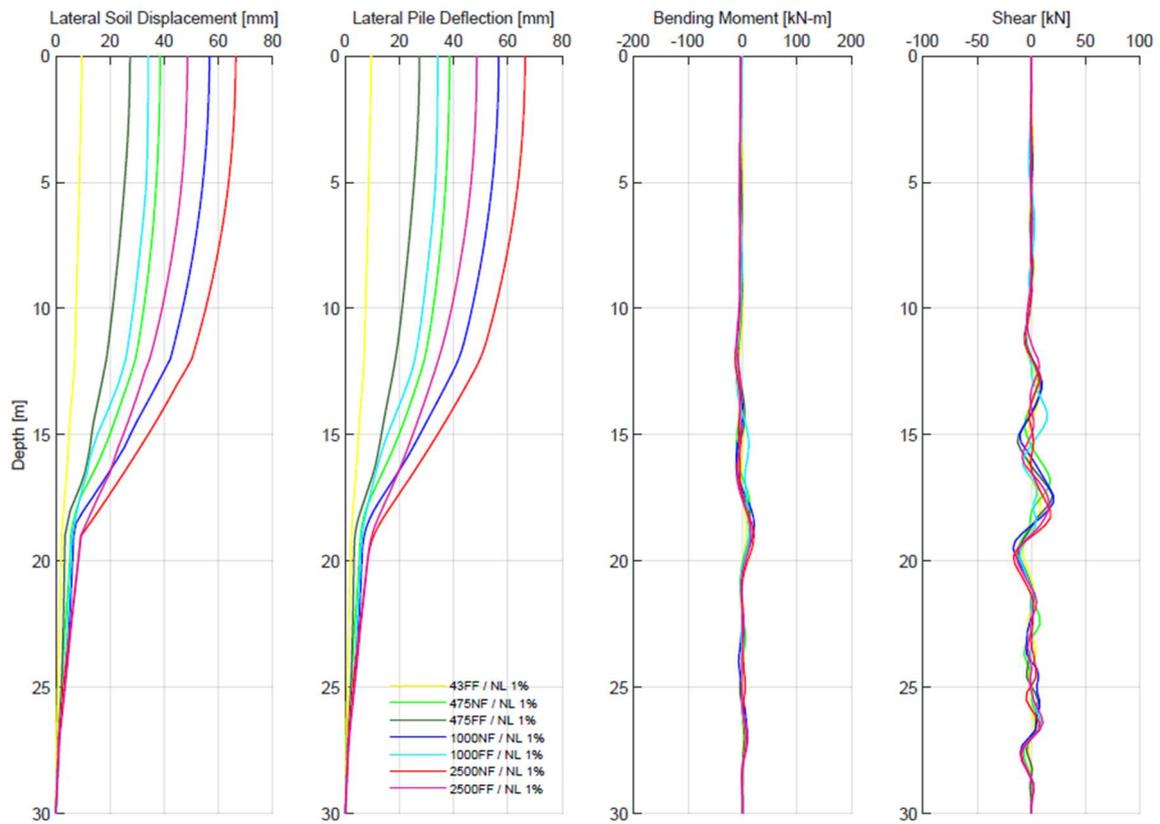
Figura 41.

Respuesta del pilote para diferentes períodos de retorno y fuente / S210-1

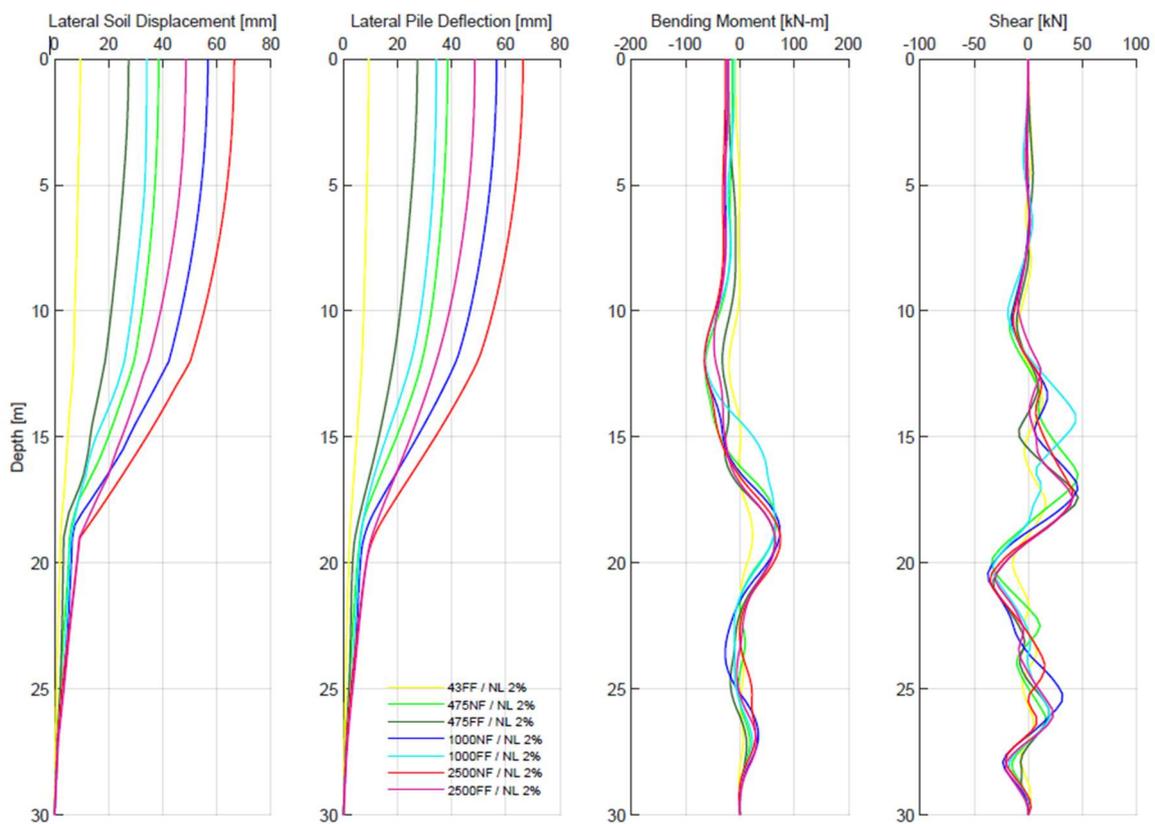
[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

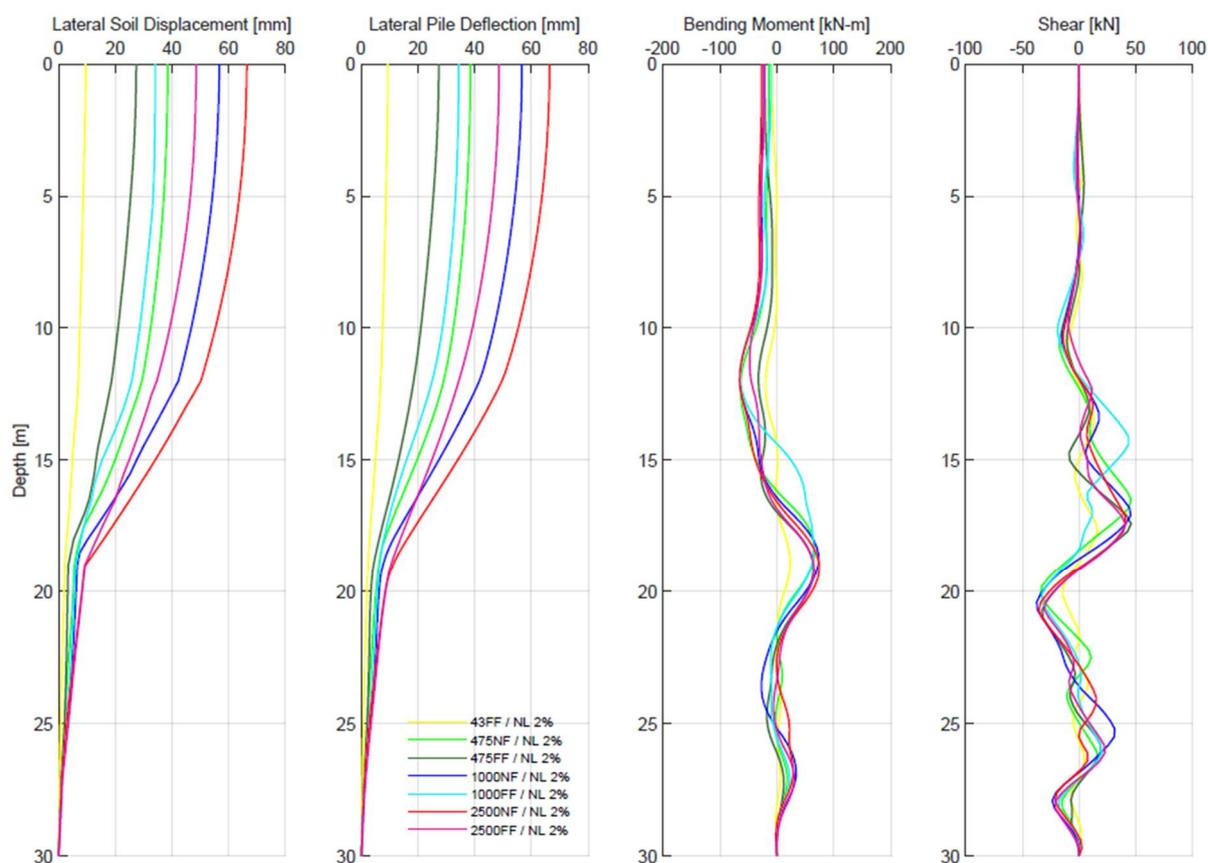
Las deflexiones en los pilotes guardan relación con los perfiles de desplazamientos en su forma y en la deflexión máxima en cabeza de pilote. Dado lo anterior, las demandas de momento y cortante siguen la tendencia que; a mayor desplazamiento lateral, hay un mayor momento y cortante. Además, para el análisis no lineal se tienen magnitudes muy parecidas de momento y cortante máximas, a diferencia del análisis lineal donde existe una dispersión mayor.

Ahora se realizará la comparación de todos los períodos de retorno y para varios axiales sobre la cabeza del pilote. (Figura 42)

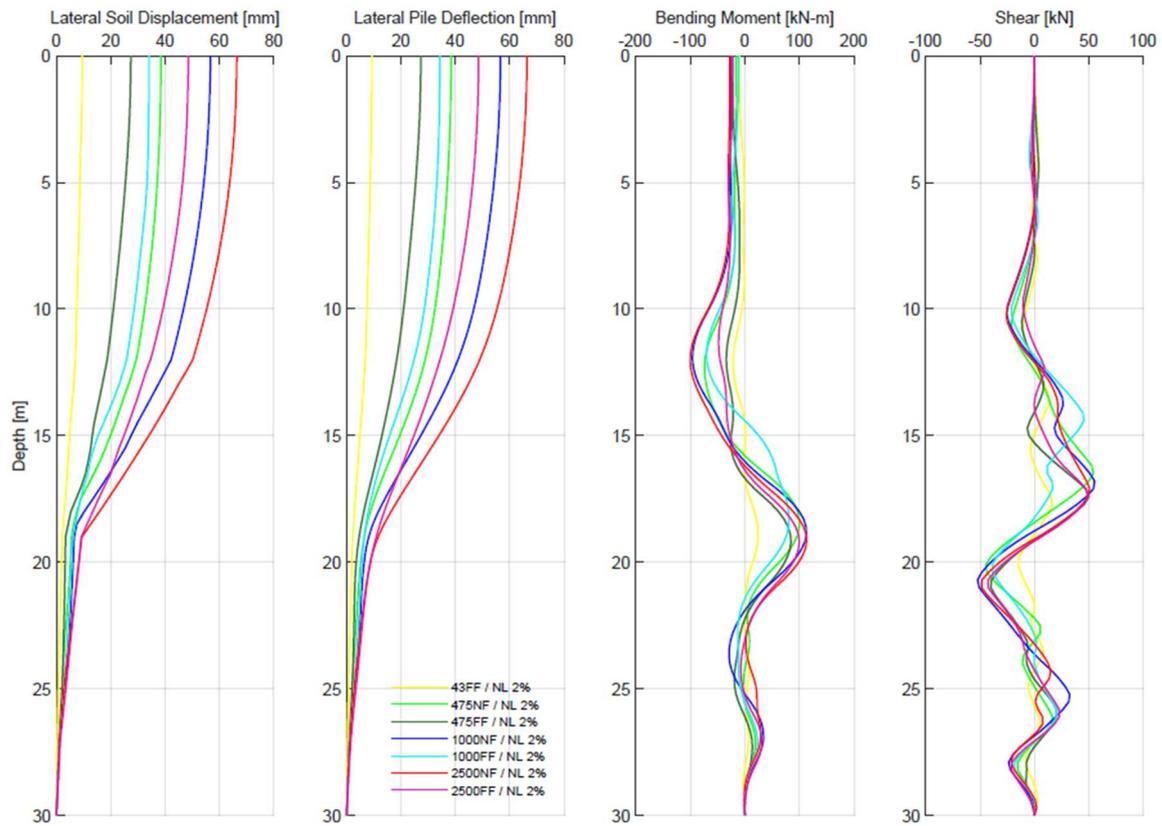
Figura 42.

Respuesta del pilote para diferentes períodos de retorno - fuente y Axiales / S210-1

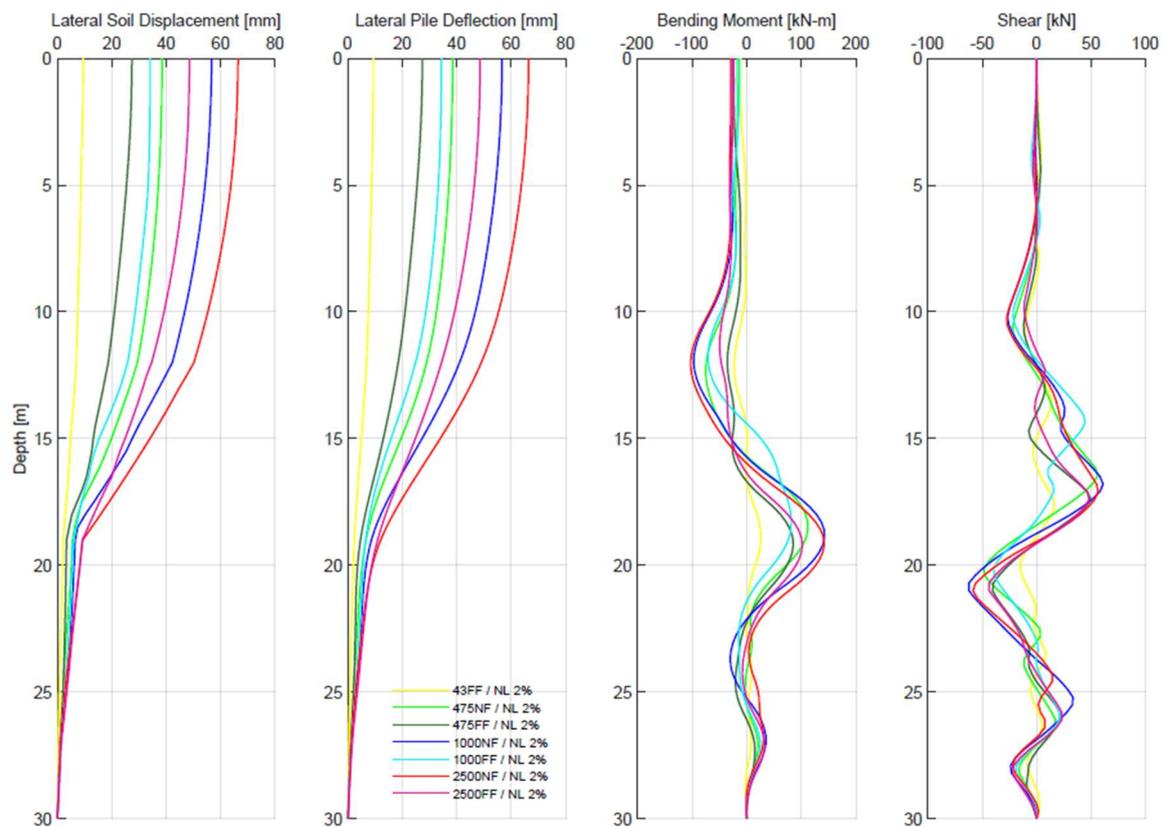
[S210-1 / P= 0 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 500 kN / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P= 1000 kN / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia, con el incremento de la carga axial se incrementan las acciones internas del pilote, notando que el mayor incremento se produce para los perfiles de desplazamientos de fuente cercana.

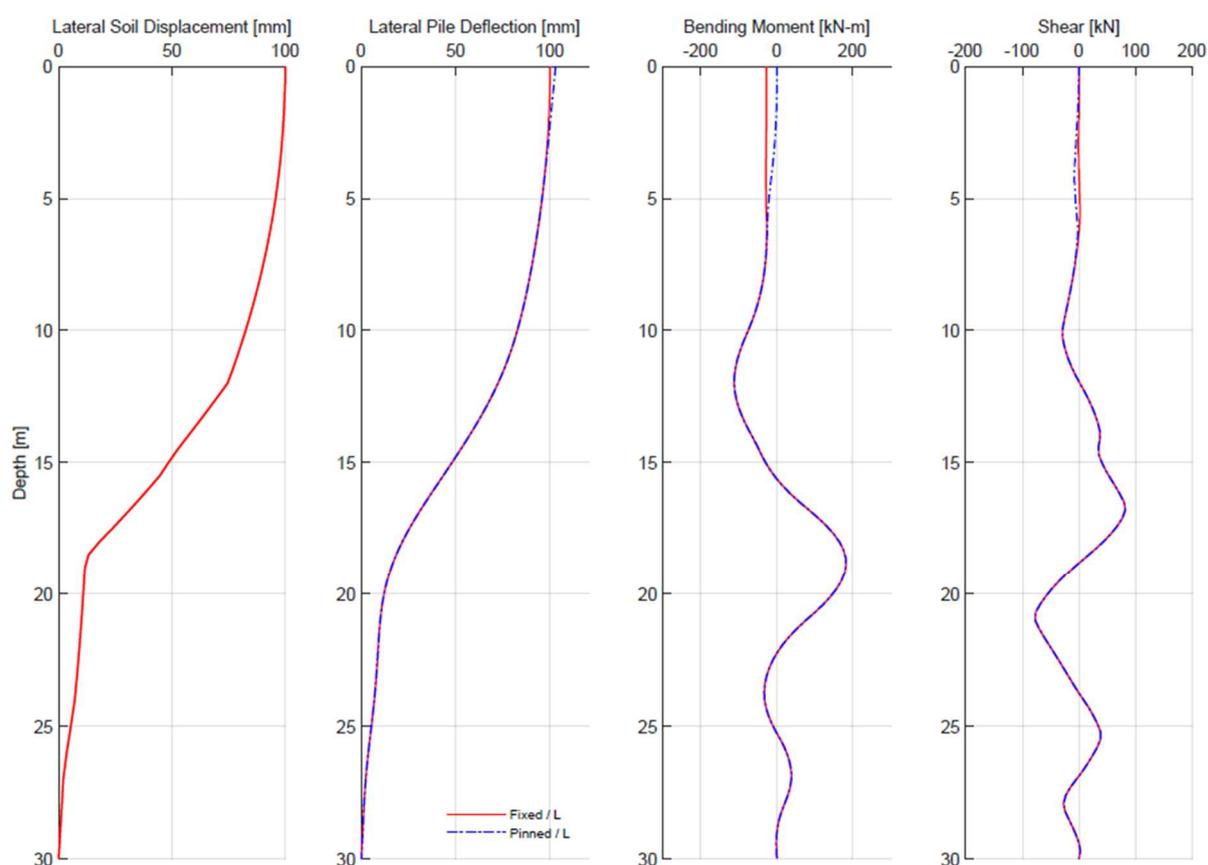
5.6. Condición de borde de la cabeza del pilote (fixed / pinned)

Se presentan las variaciones de acciones internas del pilote en cuanto a momento flector y fuerza cortante para condiciones de conexión entre el pilote y el encepado como empotrado y articulado con análisis lineal y no lineal. (Figura 43)

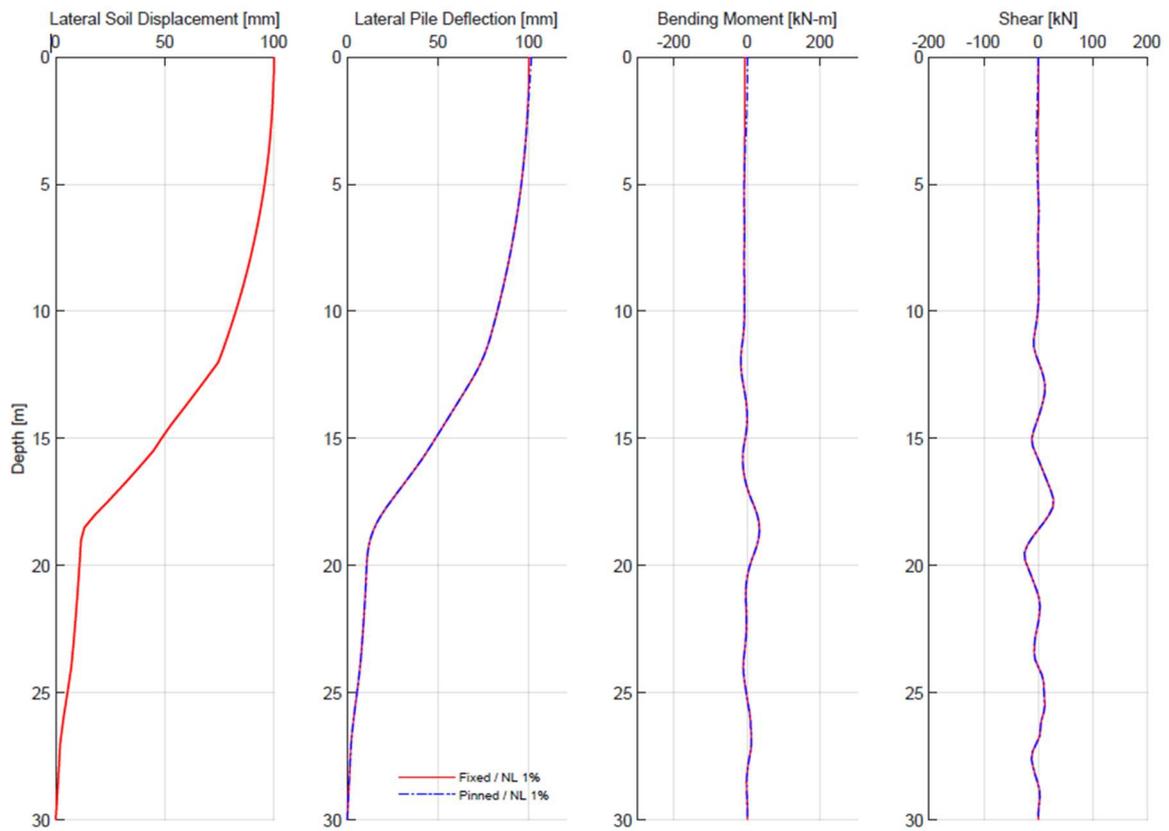
Figura 43.

Respuesta del pilote para condiciones de empotramiento o articulación en cabeza / S210-1

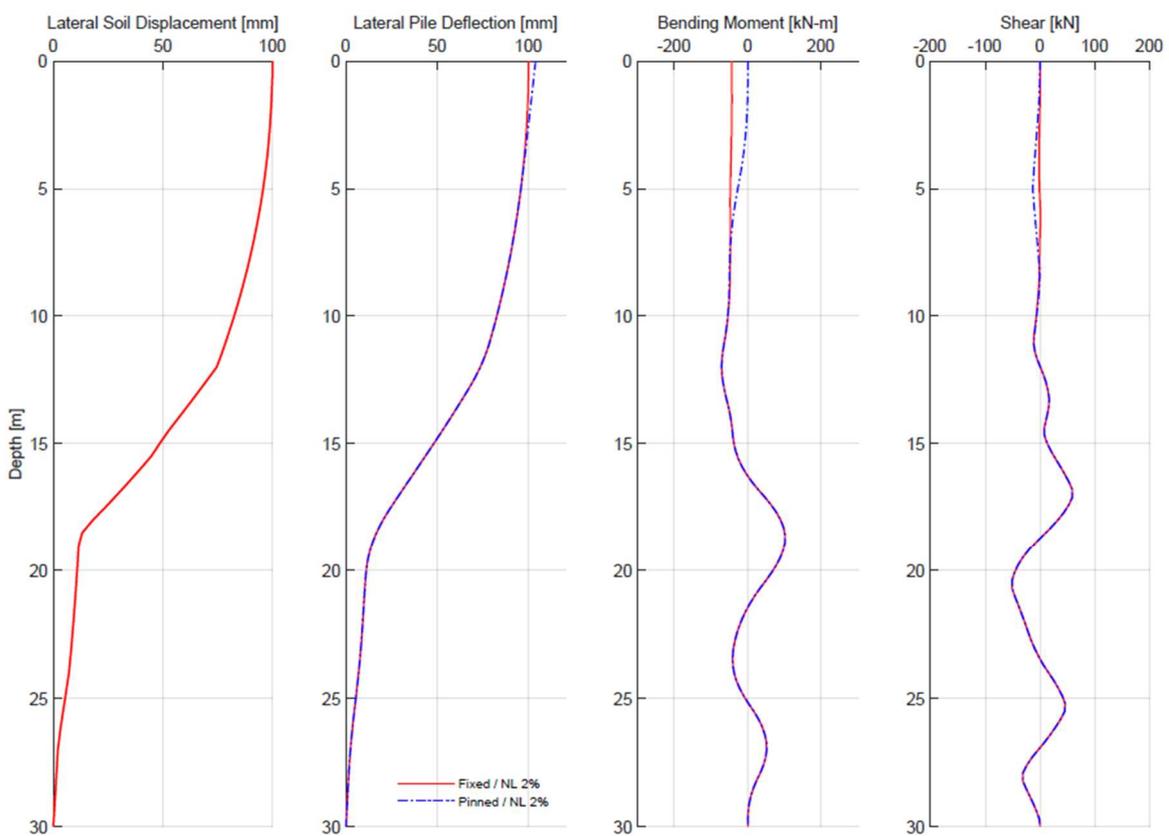
[S210-1 / P= 0 kN / 1000NF / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / 1000NF / NL-TE]



[S210-1 / P= 0 kN / 1000NF / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

La diferencia que se halla en la deflexión del pilote es muy pequeña y se ubica aproximadamente en la décima parte del mismo desde la cabeza del pilote. En momentos y cortantes, se aprecia igualmente una diferencia en la cabeza del pilote, dentro de una longitud cercana al 25%, en el resto de la longitud del pilote, las acciones internas son iguales.

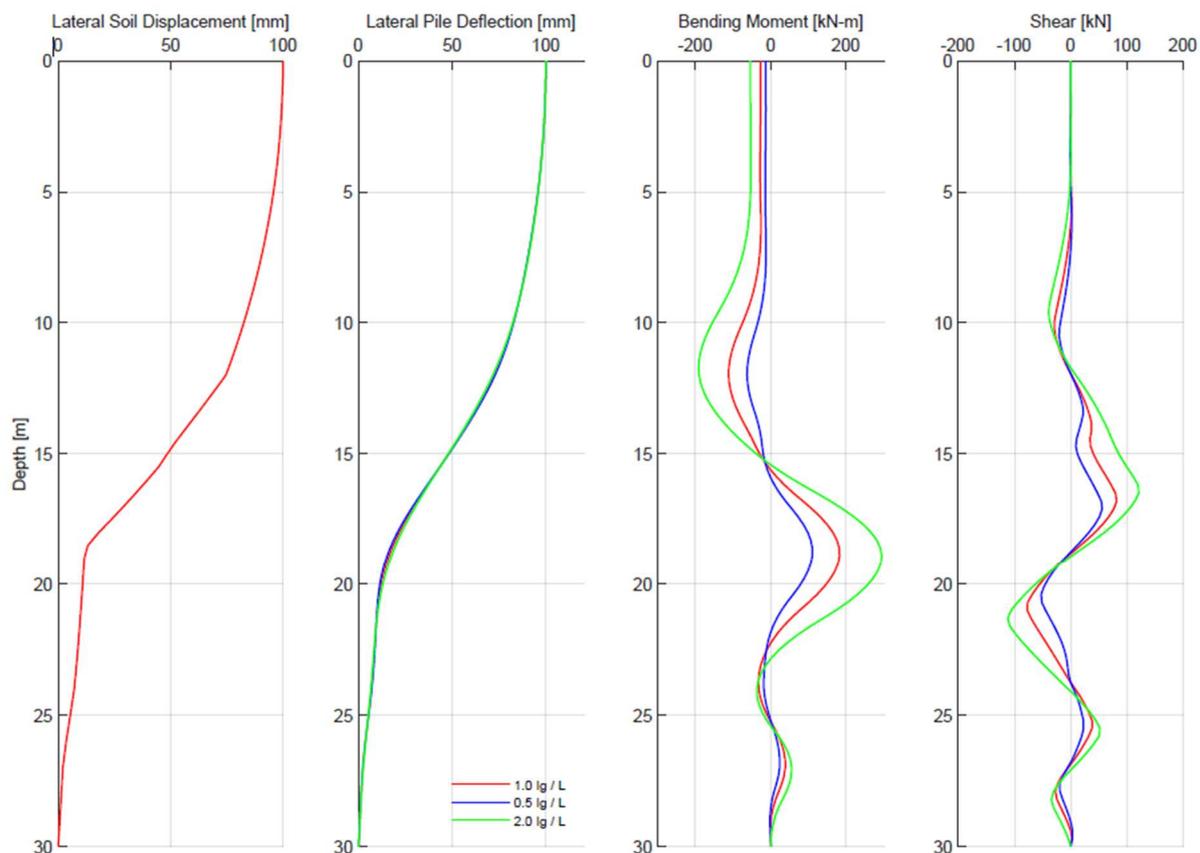
5.7. Inercia del pilote ($0.5I_g$ / $1.0 I_g$ / $2.0 I_g$)

Se mostrarán las variaciones del cambio de inercia en el pilote, tomando como base la inercia de una sección de $45 \times 45 \text{cm}$ que es de $I_g = 341718.75 \text{ cm}^4$, y para análisis lineal y no lineal. (Figura 44)

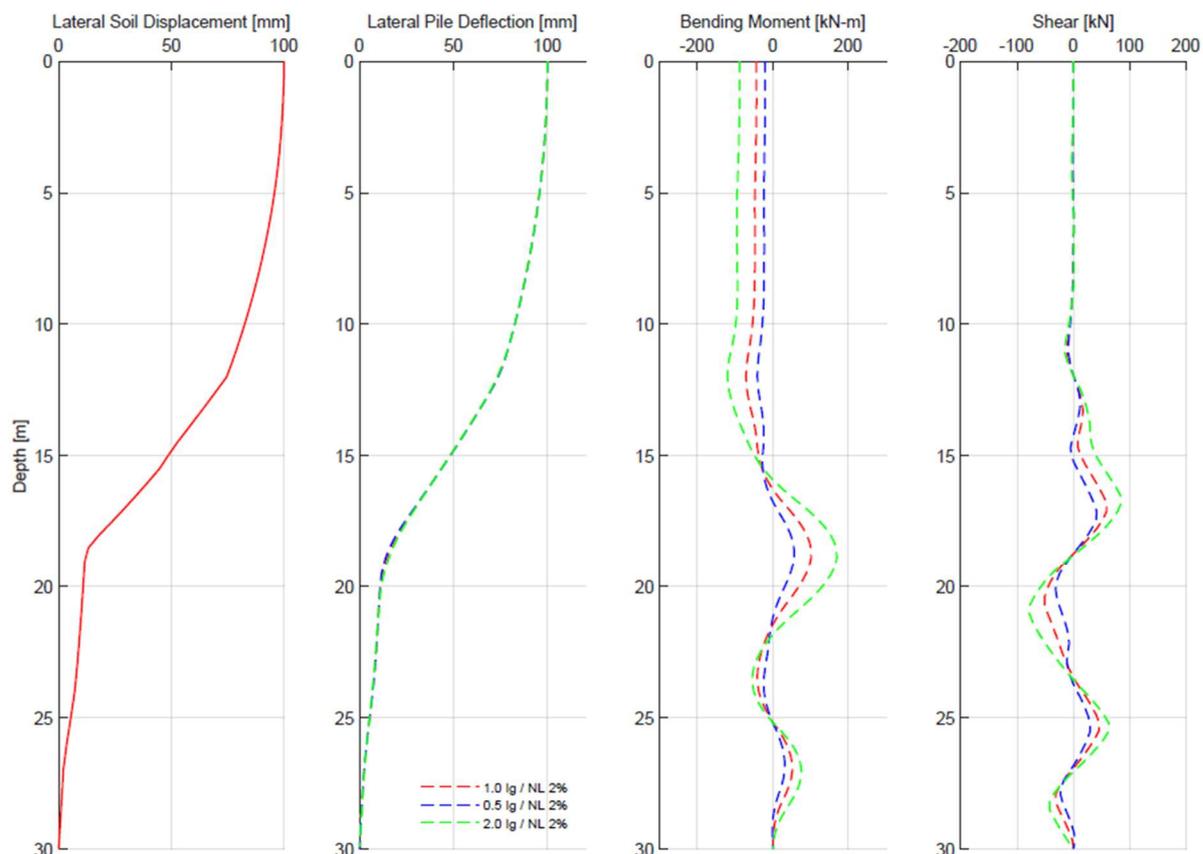
Figura 44.

Respuesta del pilote para inercia de la sección transversal / Perfil normalizado / S210-1

[S210-1 / P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

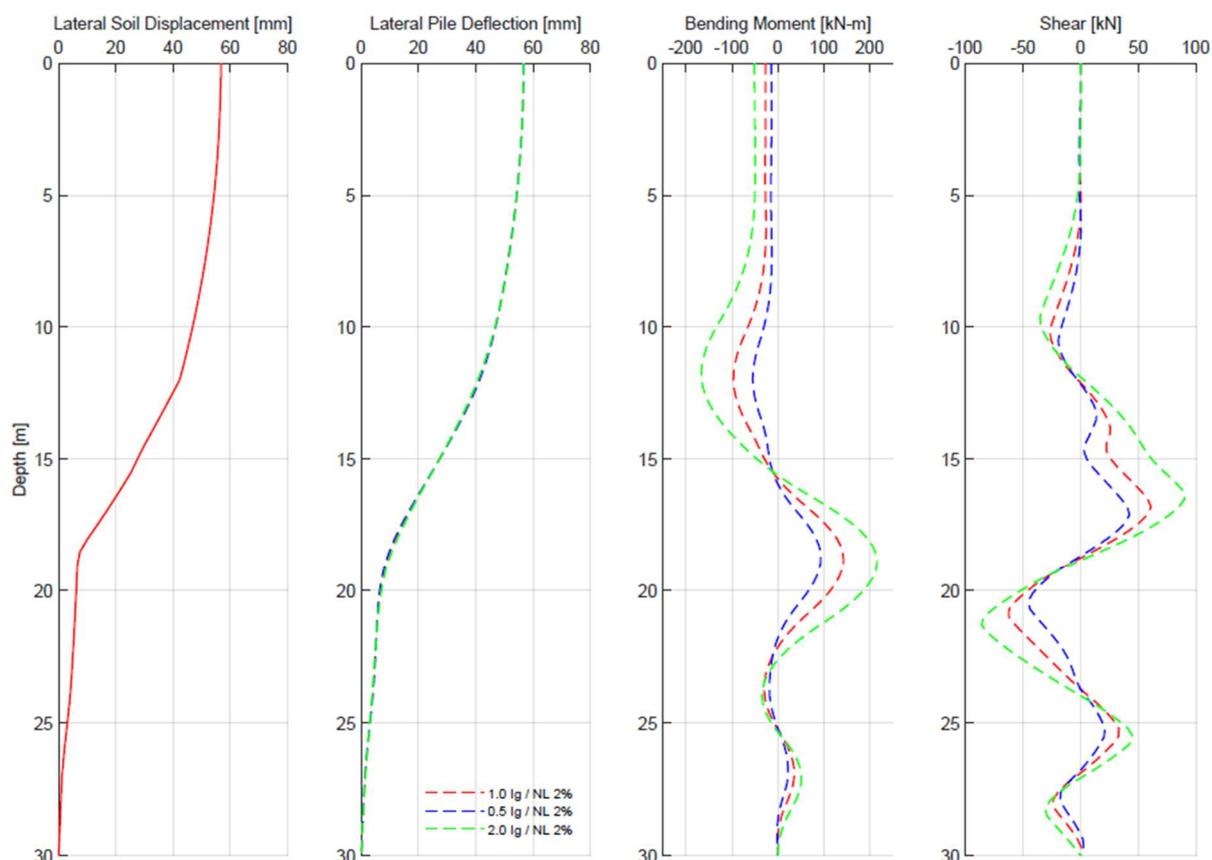
La inercia transversal no muestra incidencia sobre la deflexión del pilote, en tanto que los momentos y cortantes, si se ven afectados, pues muestran una tendencia de que al incrementar la inercia de la sección transversal, las demandas incrementan en toda su longitud.

Con el fin de estimar las variaciones en las magnitudes por el cambio de inercias transversales, se verifica con los perfiles de desplazamientos reales (Figura 45). De allí se observa que el incremento del 100% de la inercia implica un aumento en los momentos entre un 50 y un 80%, y en cortantes el incremento es aproximadamente un 50%.

Figura 45.

Respuesta del pilote para inercia de la sección transversal / S210-1

[S210-1 / P=1000kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

5.8. Resistencia al corte no drenado ($0.38\sigma'_v$ / $0.67\sigma'_v$ / $0.96\sigma'_v$)

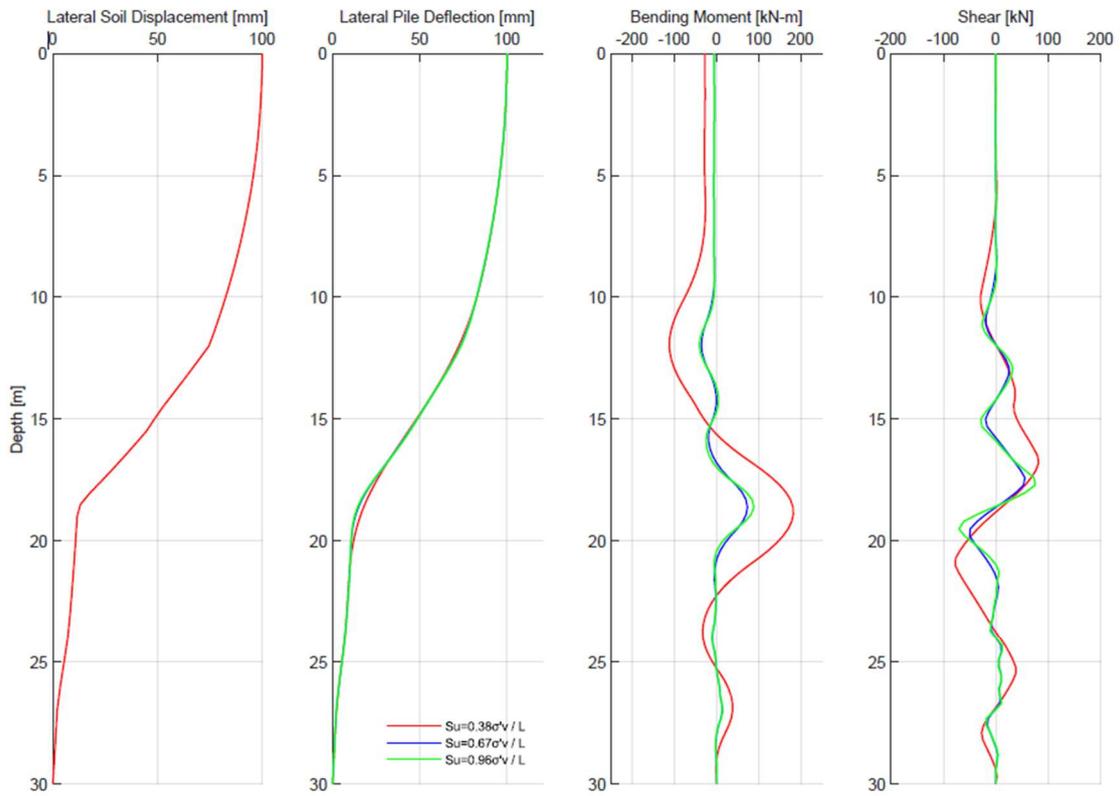
La variación de la resistencia al corte no drenado muestra que no afecta la deflexión del pilote. Para valores de $S_u=0.38\sigma'_v$ se presentan magnitudes de momento mucho mayores para el análisis lineal y para el análisis no lineal se tienen variaciones de momentos y cortantes pequeños, siendo los mayores valores para $S_u=0.96\sigma'_v$. (Figura 46)

Las demandas que se calculan con análisis lineal son mayores a las obtenidas con análisis no lineal, esta tendencia es igual a la observada con el cambio del resto de variables.

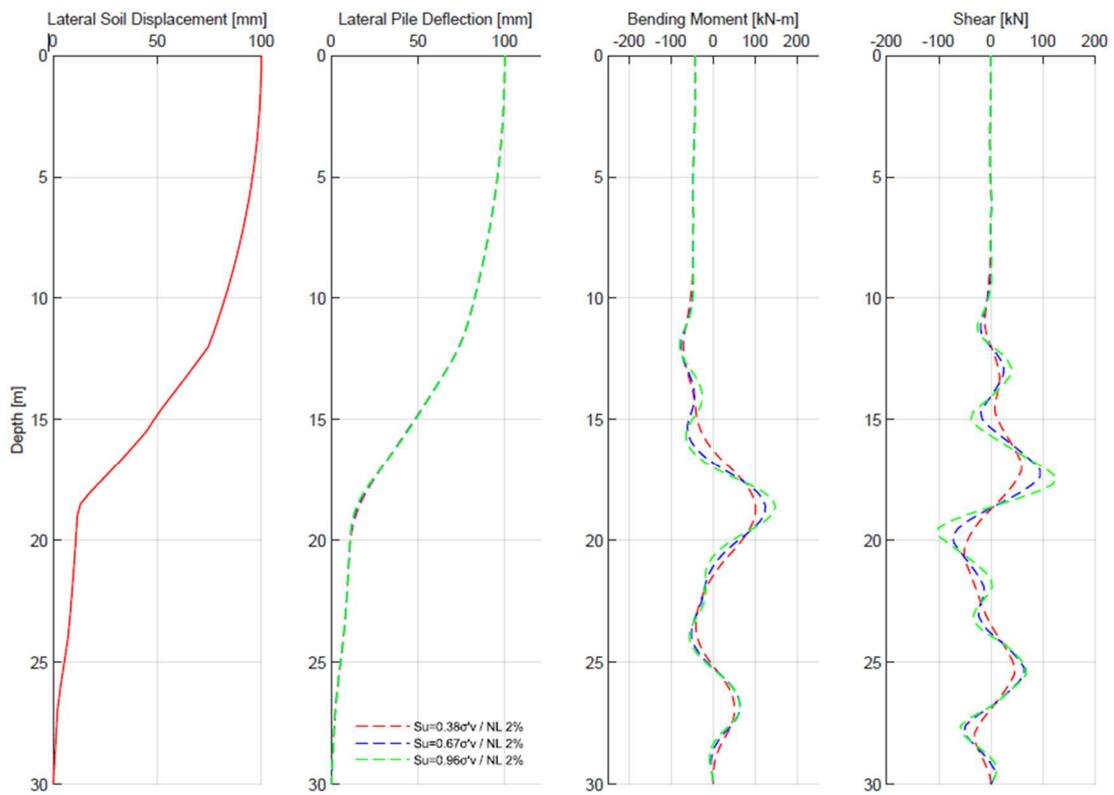
Figura 46.

Respuesta del pilote para resistencias al corte no drenado / Perfiles normalizados / S210-1

[S210-1 / P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



[S210-1 / P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

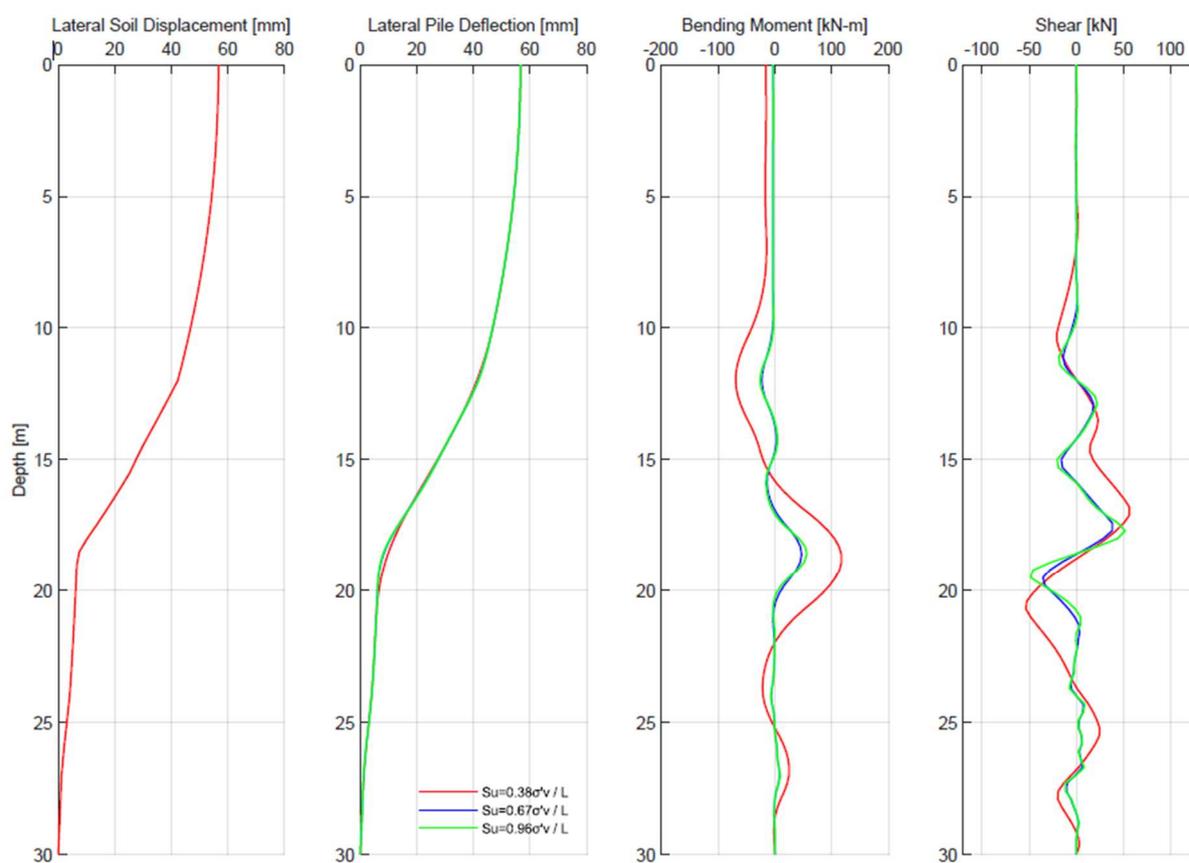
Se observa además que, en todos los casos, la tendencia de las demandas para resistencias a cortante no drenado para $S_u=0.96\sigma'_v$ y $S_u=0.67\sigma'_v$ son muy parecidas en la longitud del pilote.

Para perfiles no normalizados, se pueden observar incrementos en los valores de momentos flectores para $S_u=0.38\sigma'_v$ de alrededor del 100% en los sitios de máximas magnitudes con respecto a $S_u=0.96\sigma'_v$ y $S_u=0.67\sigma'_v$ que como se mencionó previamente, presentan igual tendencia en la longitud del pilote.

Figura 47.

Respuesta del pilote para resistencias al corte no drenado / S210-1

[S210-1 / P=0kN / 1000NF / Fixed / NL-TE]



Fuente: Elaboración propia

DESARROLLO DEL MODELO SIMPLIFICADO PARA LA ESTIMACIÓN DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN CAMPO LIBRE

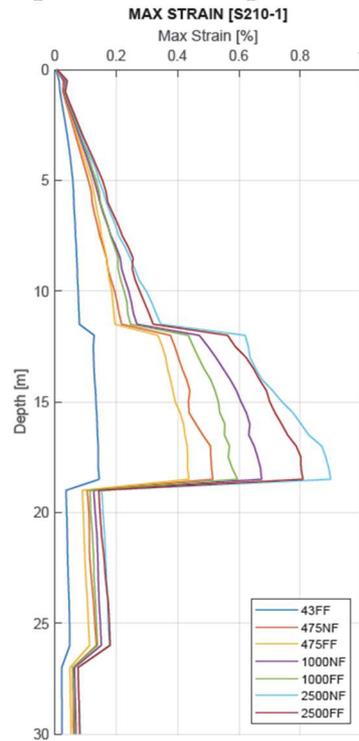
Dado que es común que dentro de los proyectos de obra civil existan limitaciones de tiempos de ejecución en la etapa de estudios y diseños, y además limitaciones económicas, la ejecución de un estudio geotécnico que incluya el análisis de respuesta de sitio siempre será complicado para cumplir con los plazos y presupuestos del proyecto. Es así que el consultor siempre estará en búsqueda de métodos de fácil y rápida aplicación y que le permitan estimar las demandas de manera aproximada.

De los estudios realizados por Vera-Grunauer et al., (2014) y López, (2019), donde se obtuvieron los perfiles de desplazamientos para cada uno de los periodos de retorno, fuentes sísmicas y sitios que fueron detallados en capítulos anteriores, realizando un análisis de respuesta de sitio (ARS) mediante análisis lineales equivalentes (EQL) y no lineales (NL-Te), se efectuará un estudio con el cual se desarrollará un método aproximado que facilite la estimación de los efectos de la interacción cinemática en pilotes.

6.1. Perfil de deformación por corte máximo (γ_{\max})

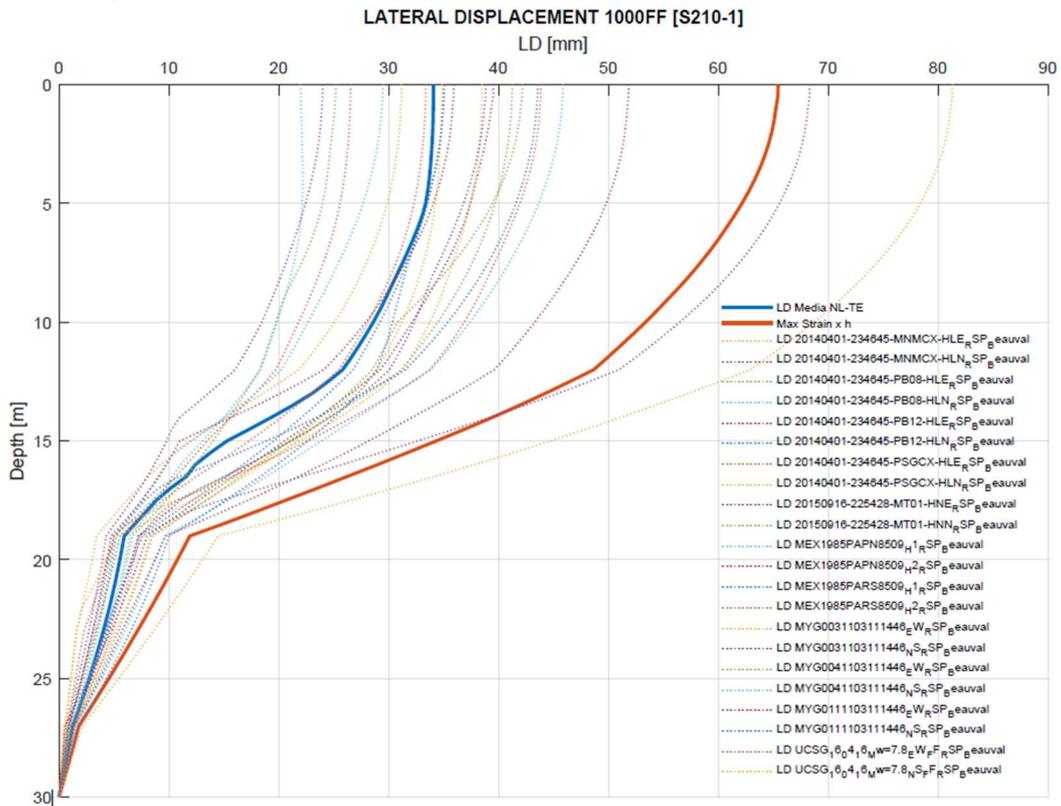
Ante los requerimientos de celeridad y economía de los consultores, en múltiples ocasiones se ha visto que se procede a emplear una solución simple, la cual es configurar un perfil de desplazamientos que considera la deformación unitaria a cortante máxima (γ_{\max}), en la cual se toma este valor para cada estrato de la columna de suelo considerada y se lo multiplica por el espesor de dicho estrato. Así, se muestra en la Figura 49; el ejemplo del sitio S210-1, comparando los perfiles de desplazamientos para varios registros sísmicos, el perfil medio y el perfil conformado con la deformación unitaria máxima del sitio, mostrado en la Figura 48.

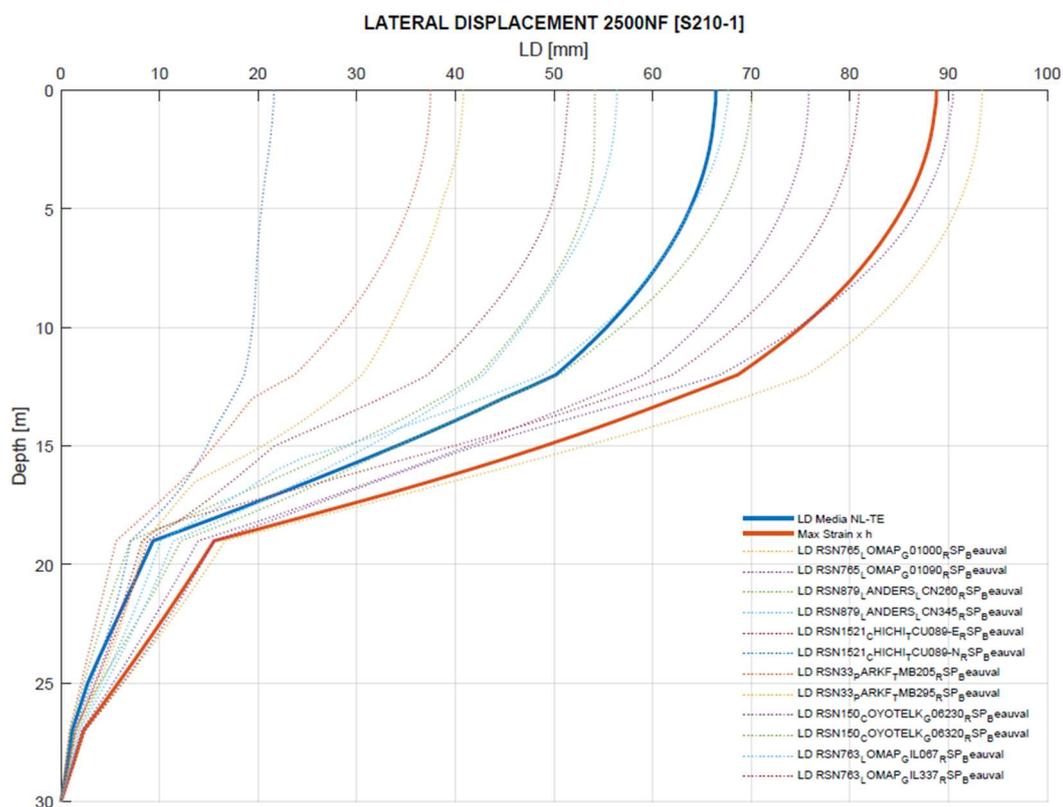
Figura 48.
Deformación unitaria a corte en la profundidad del pilote



Fuente: Elaboración propia

Figura 49.
Perfiles de desplazamientos reales y $\Sigma\gamma_{max.Hi}$





Fuente: Elaboración propia

De lo anterior se puede visualizar que este método sobre estima los desplazamientos para el perfil medio y para la mayoría de los perfiles de desplazamientos reales.

Además, se puede hacer un análisis comparativo entre el PGD obtenido mediante el ARS y, el PGD calculado con el PGA en superficie y el T_{SITIO} , además del PGD calculado con el perfil de deformación por corte máximo del ARS. Así, para el primer caso se puede calcular el PGD mediante:

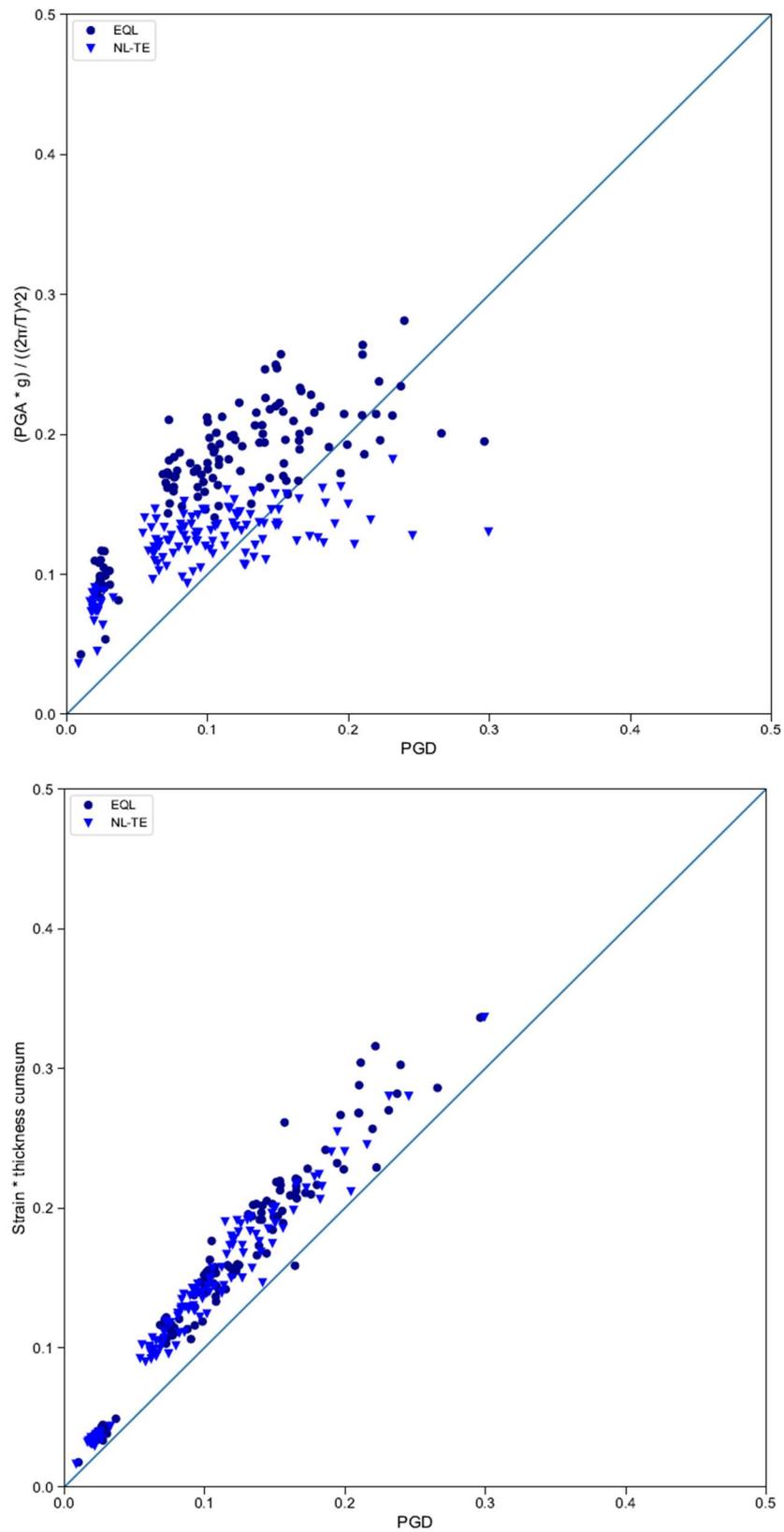
$$S_a = \omega^2 \cdot S_d$$

$$PGD = \frac{PGA \cdot g}{\omega^2} = \frac{PGA \cdot g}{(2\pi/T)^2}$$

En la Figura 50 se muestran los resultados del análisis comparativo de PGD para el sitio S210-1.

Figura 50.

PGD_{ARS} vs PGD_(PGA, Te) y PGD_{ARS} vs PGD_(max strain x Hi)
 S210_1 Te* [sec] = 1.78



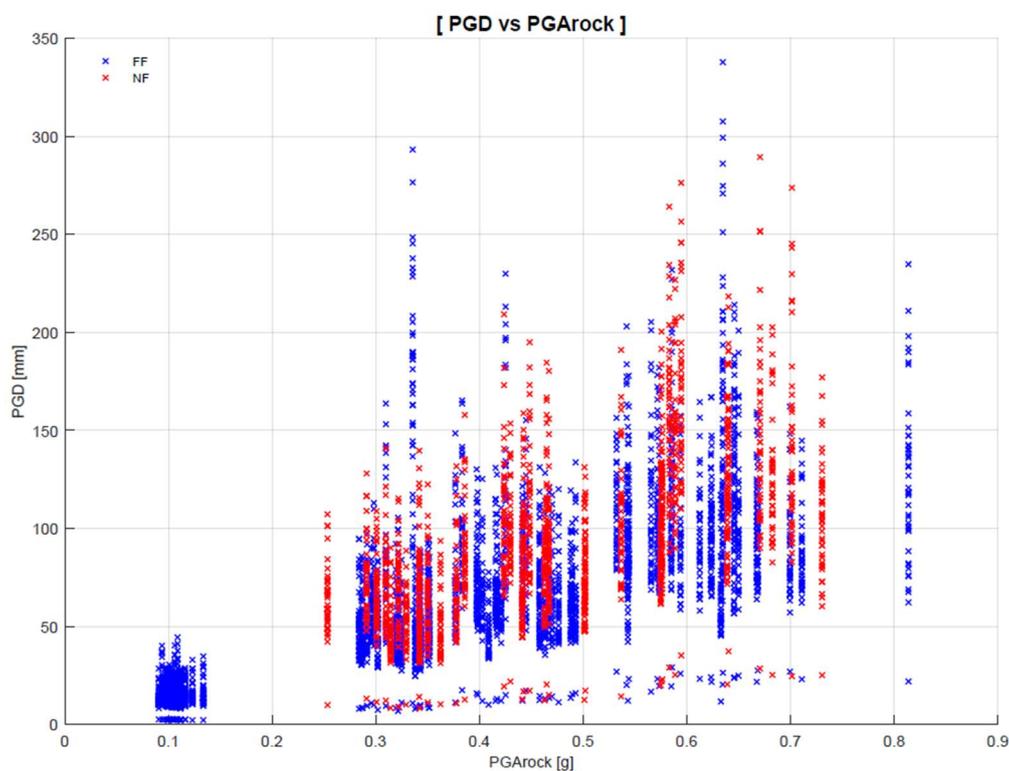
Fuente: (Vera-Grunauer et al., 2014)

6.2. Estimación de PGD

Para la aplicación de un método aproximado, se obtendrá primeramente el PGD del sitio mediante correlaciones que serán calculadas a partir de regresiones no lineales que considerarán las variables: PGA, $PSa_{(T_e)}$, T_e , y V_{S30} , y a partir de allí estimar el desplazamiento máximo lateral del suelo en campo libre para una longitud de pilote.

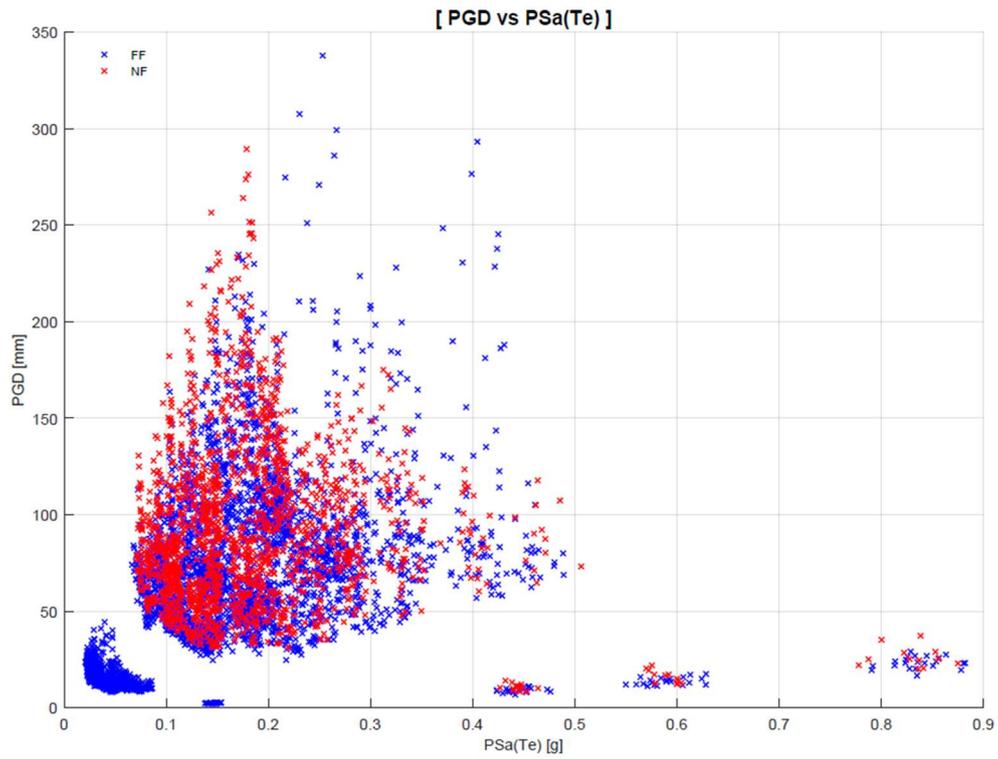
Con el fin de visualizar una tendencia entre el PGD y las variables descritas anteriormente, se procedió a graficar el PGD para cada variable. Así, se presentan la Figura 51 a la Figura 54 donde se muestran las relaciones de todos los datos recopilados en las campañas geotécnicas que se han empleado en el presente estudio.

Figura 51.
PGD vs. PGARock



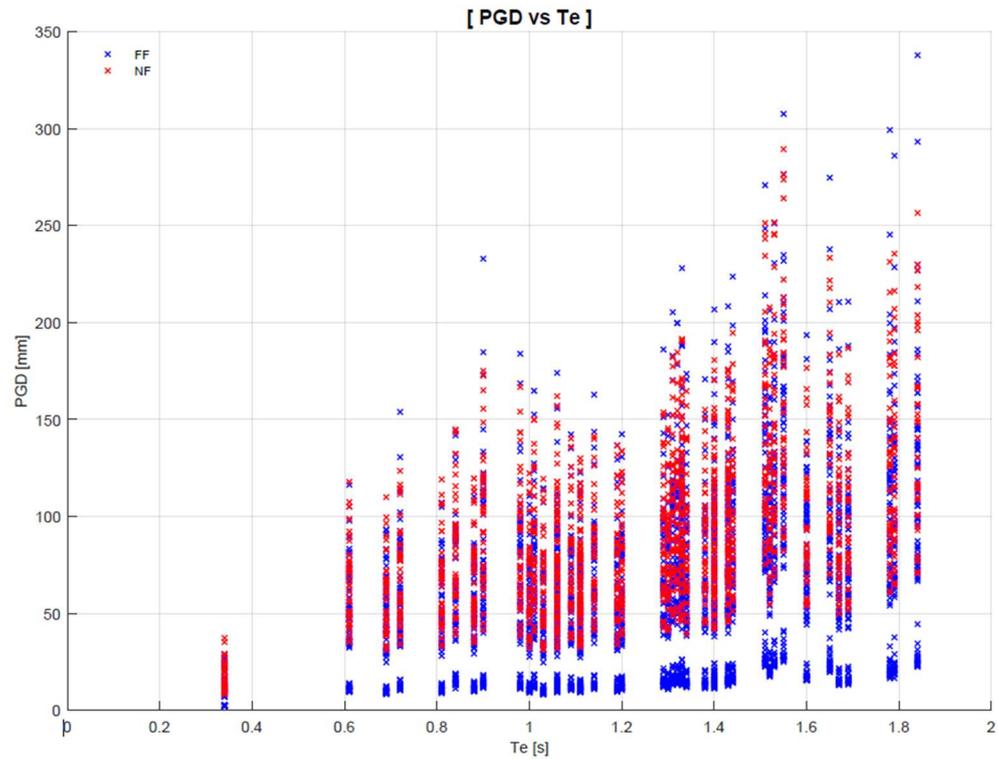
Fuente: Elaboración propia

Figura 52.
PGD vs. PSa(Te)



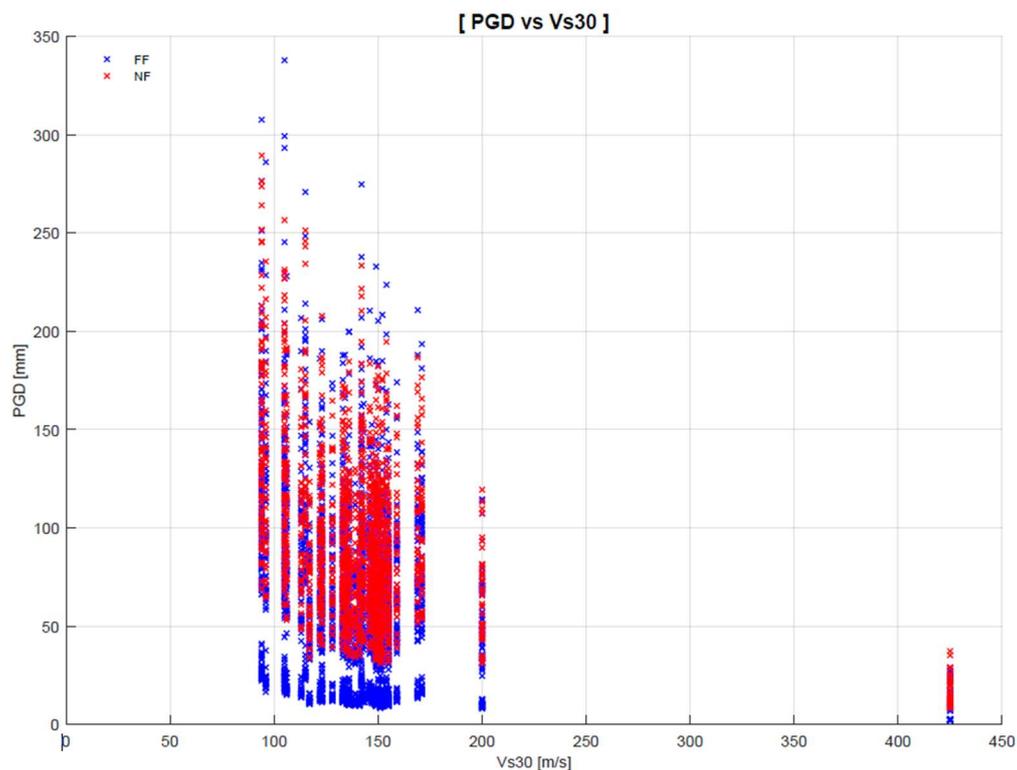
Fuente: Elaboración propia

Figura 53.
PGD vs. Te



Fuente: Elaboración propia

Figura 54.
PGD vs. Vs30



Fuente: Elaboración propia

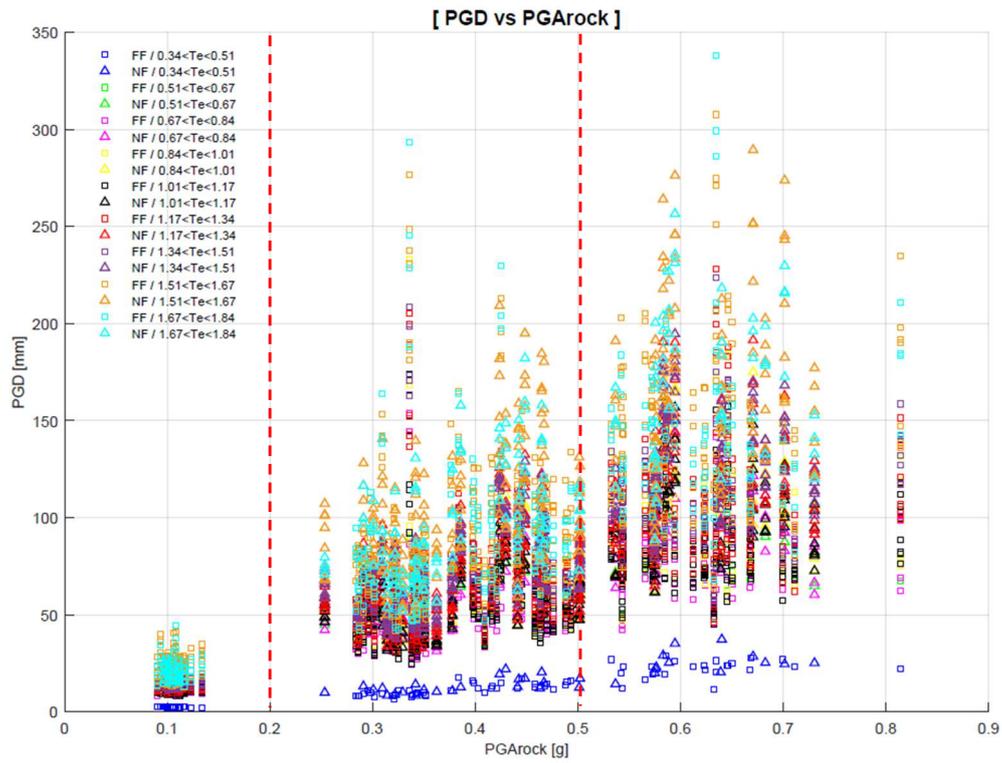
Al realizar una diferenciación de rangos de T_e en la gráfica PGD vs. PGARock, encontramos que existe una tendencia para cada rango. Los límites de rangos de T_e se han definido así:

Tabla 15.
Rangos de discretización de T_e

Rango	T_e inicial [s]	T_e final [s]
1	0.34	0.51
2	0.51	0.67
3	0.67	0.84
4	0.84	1.00
5	1.00	1.17
6	1.17	1.34
7	1.34	1.51
8	1.51	1.67
9	1.67	1.84

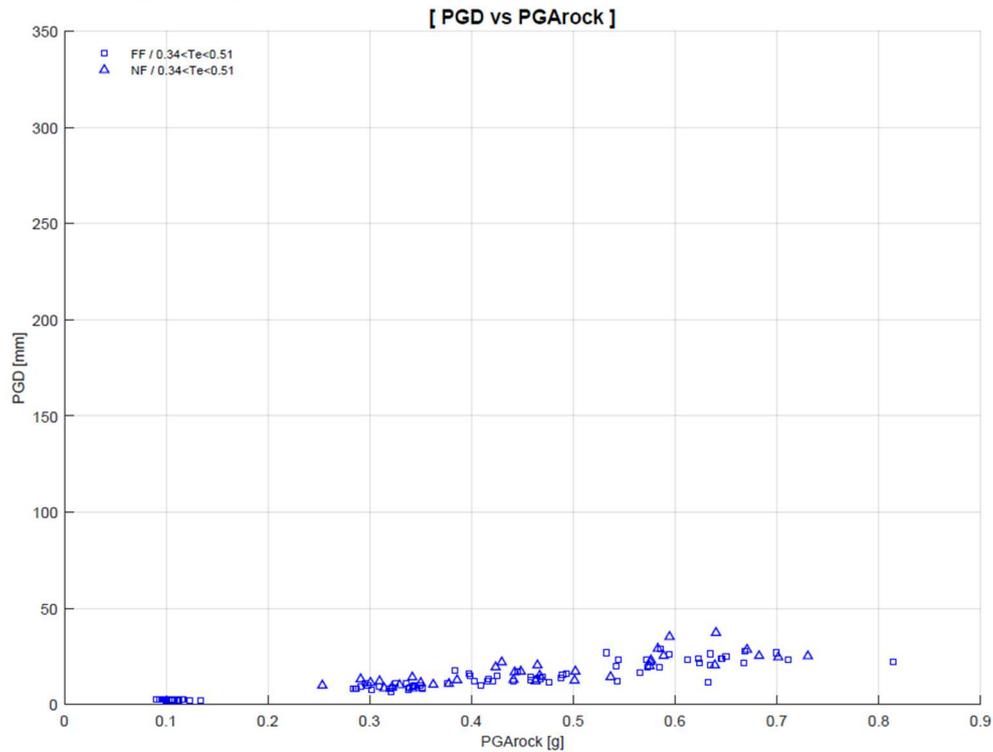
Fuente: Elaboración propia

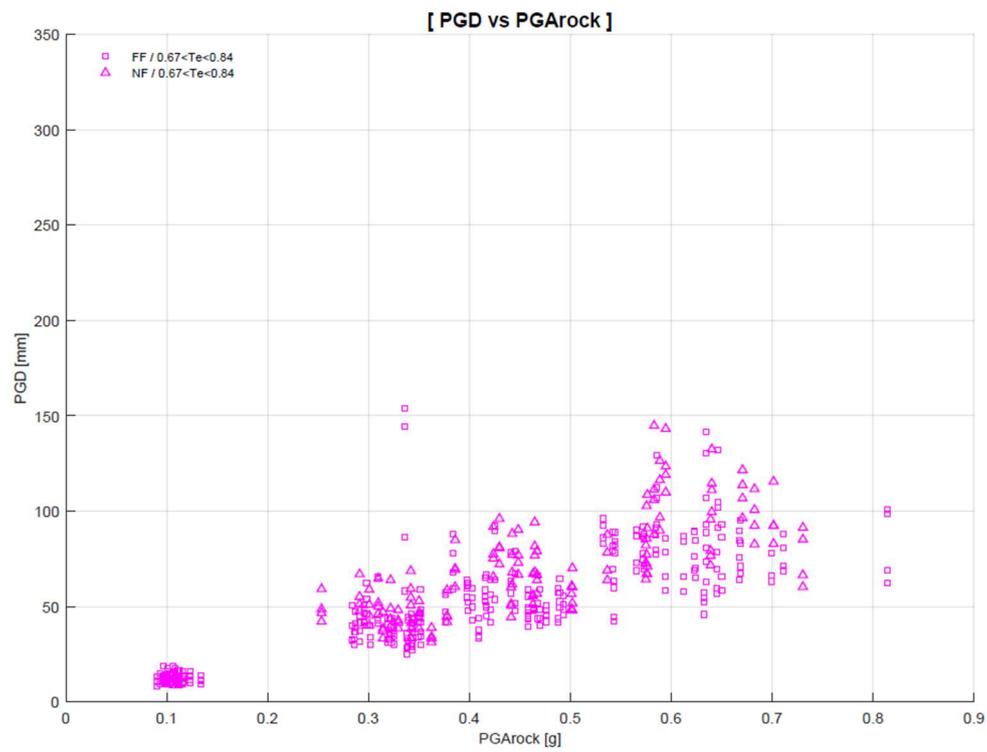
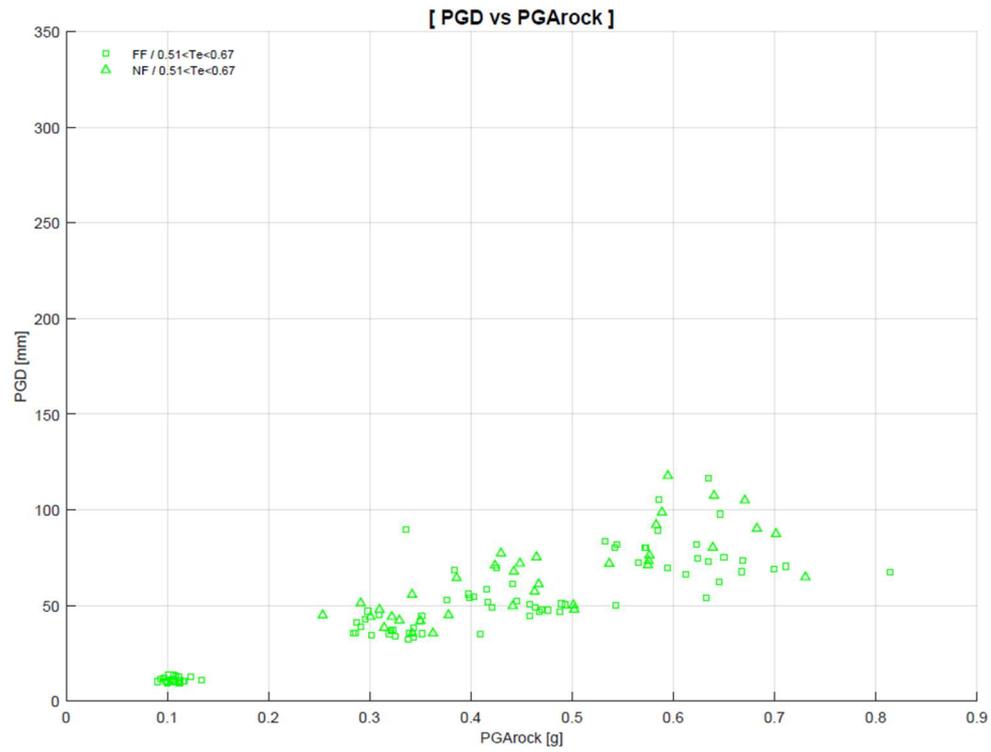
Figura 55.
PGD vs. PGARock por rangos de T_e

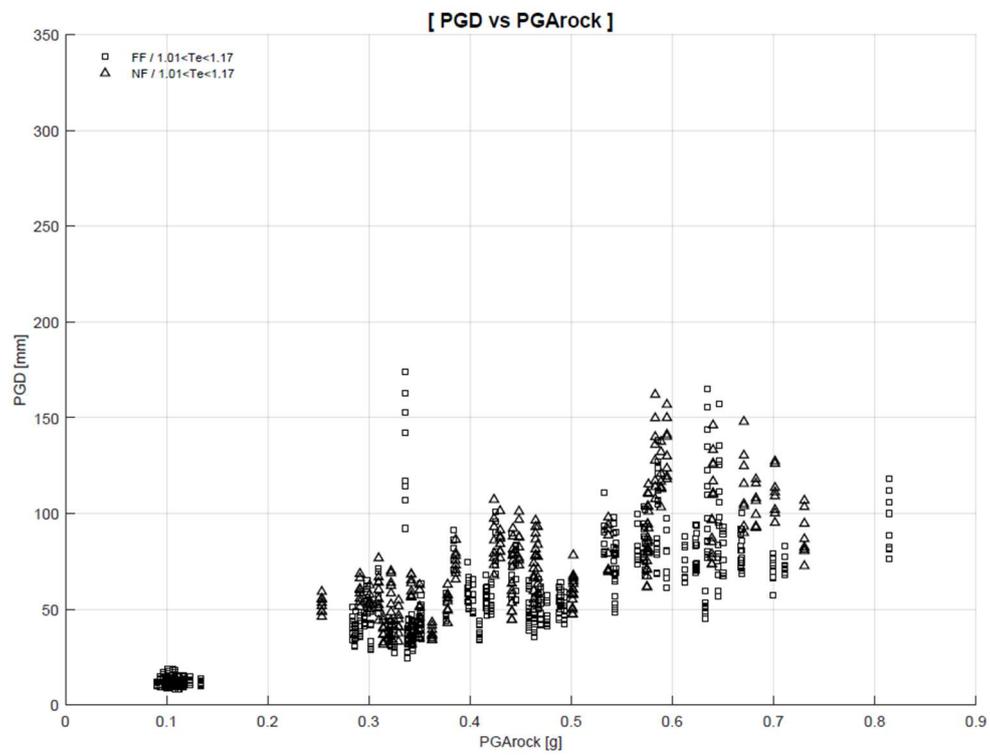
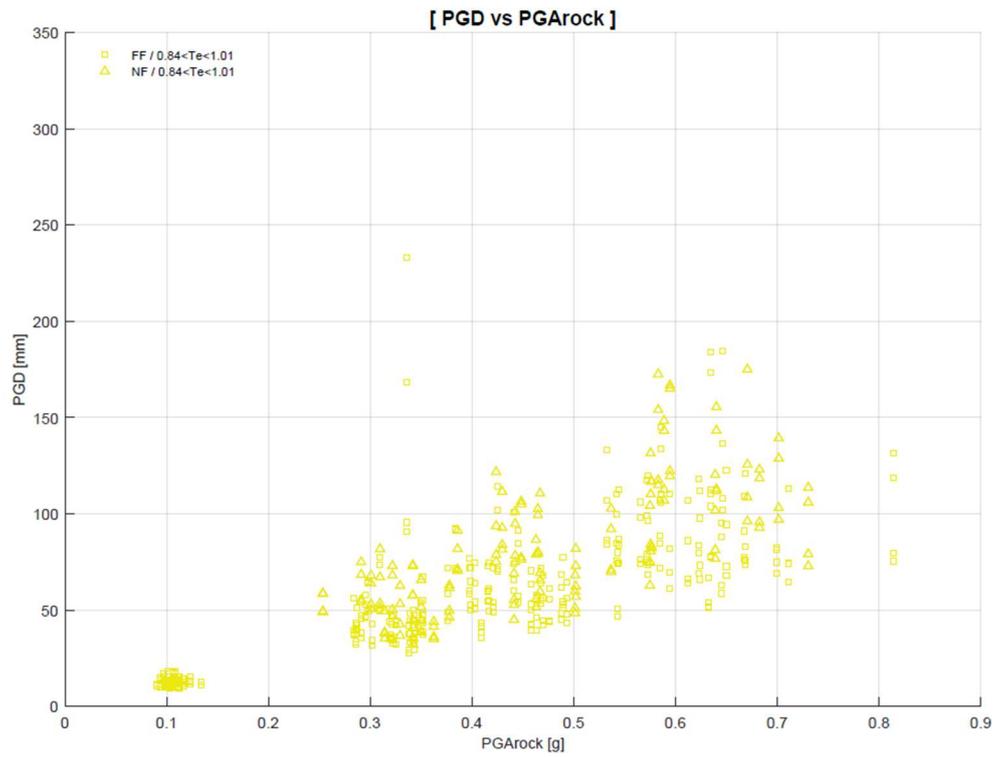


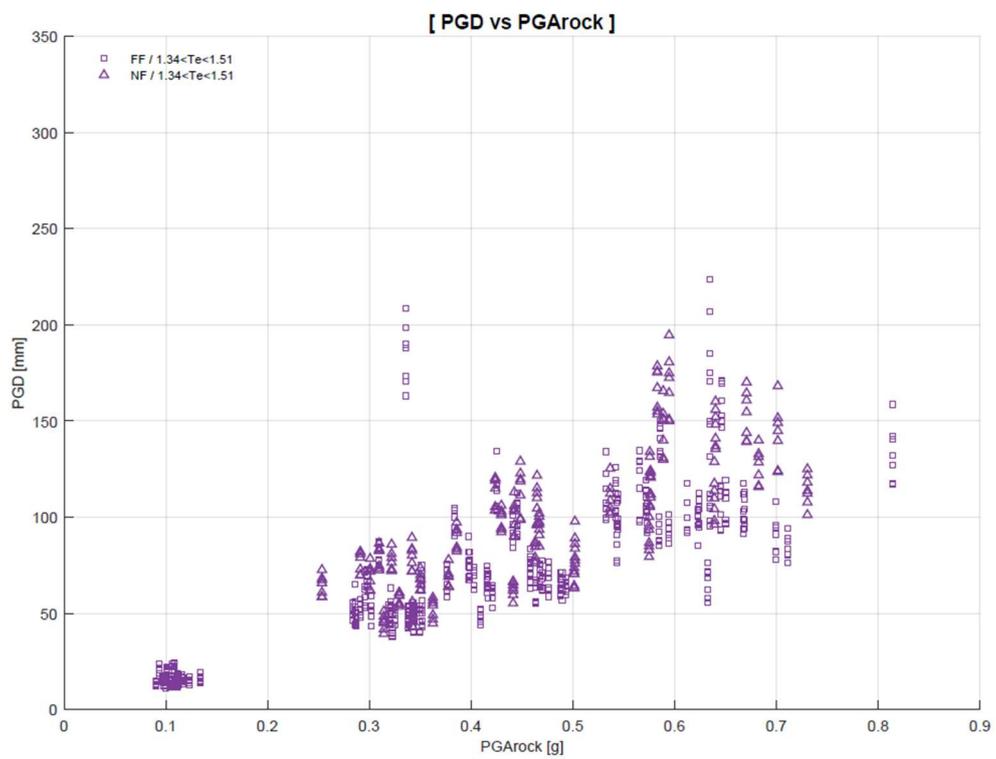
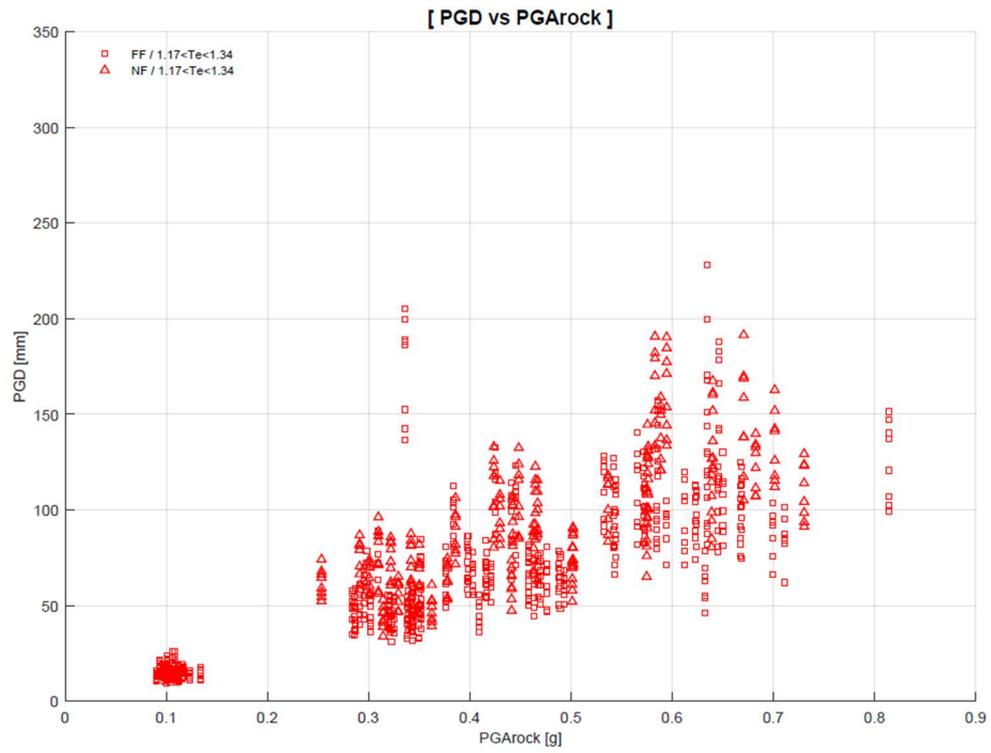
Fuente: Elaboración propia

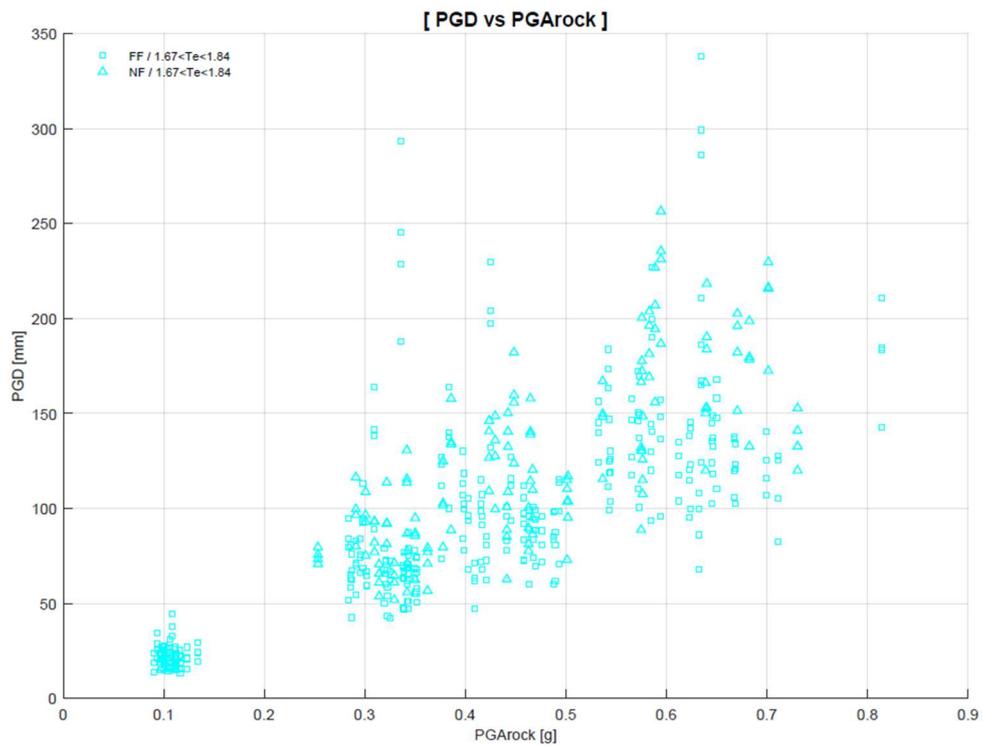
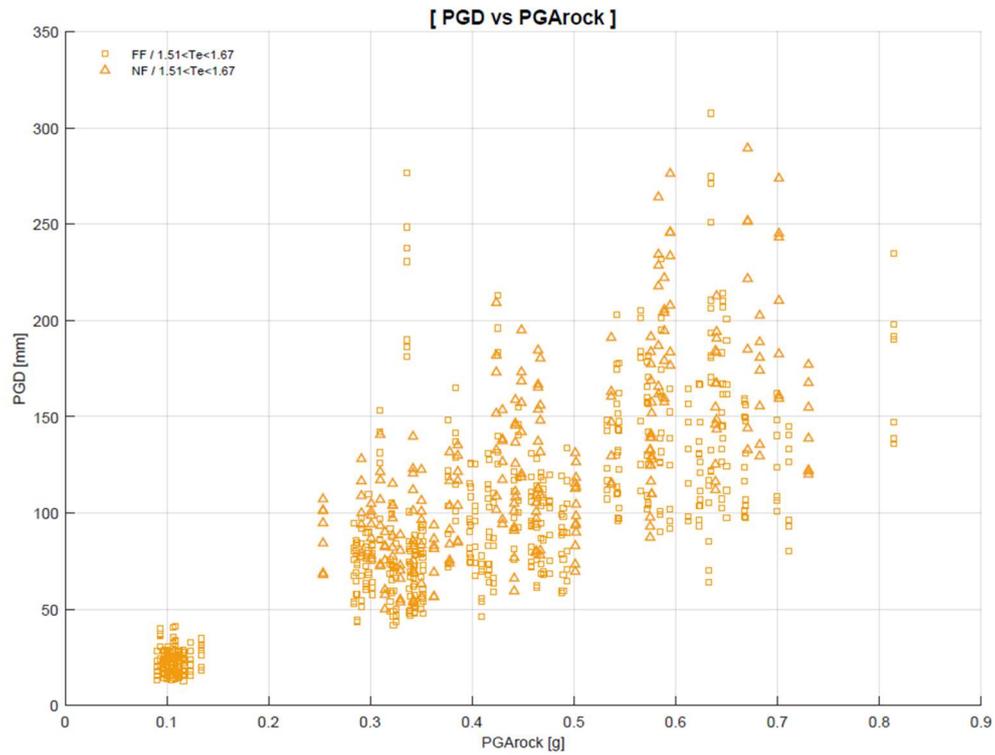
Figura 56.
PGD vs. PGARock por rangos discretizados de T_e









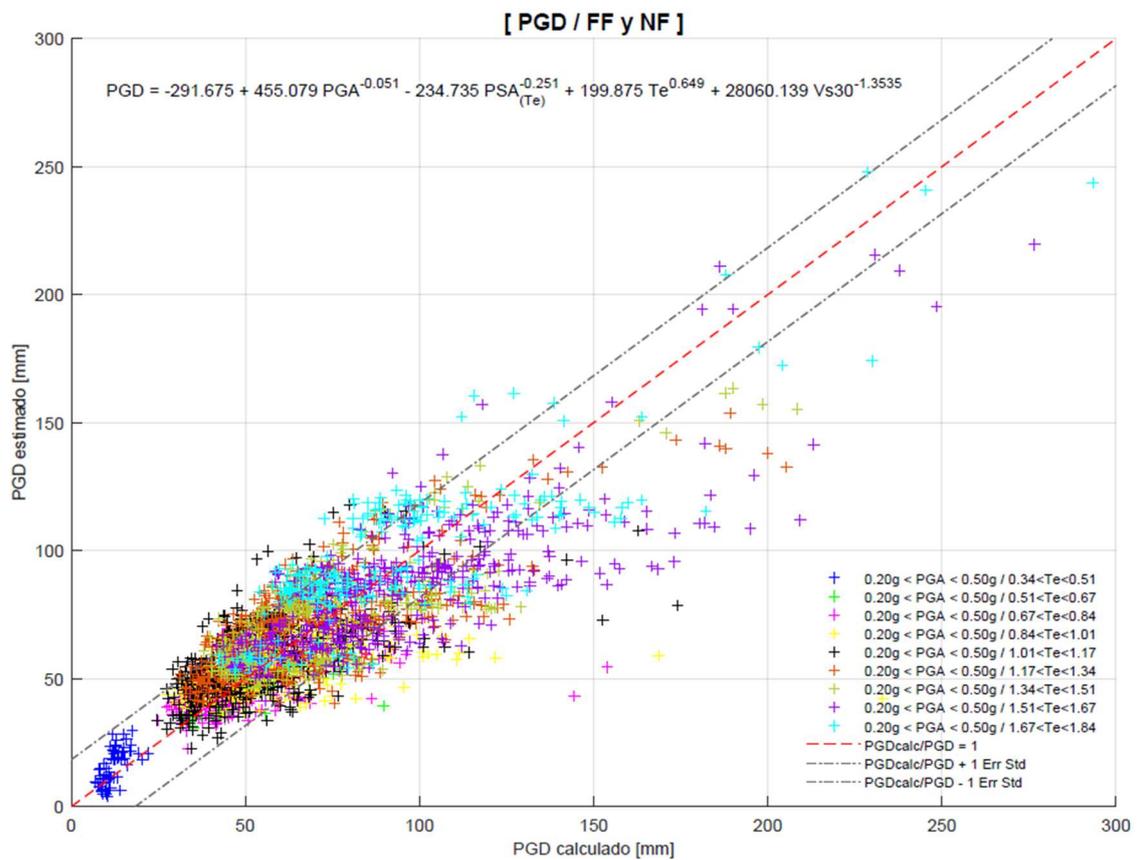
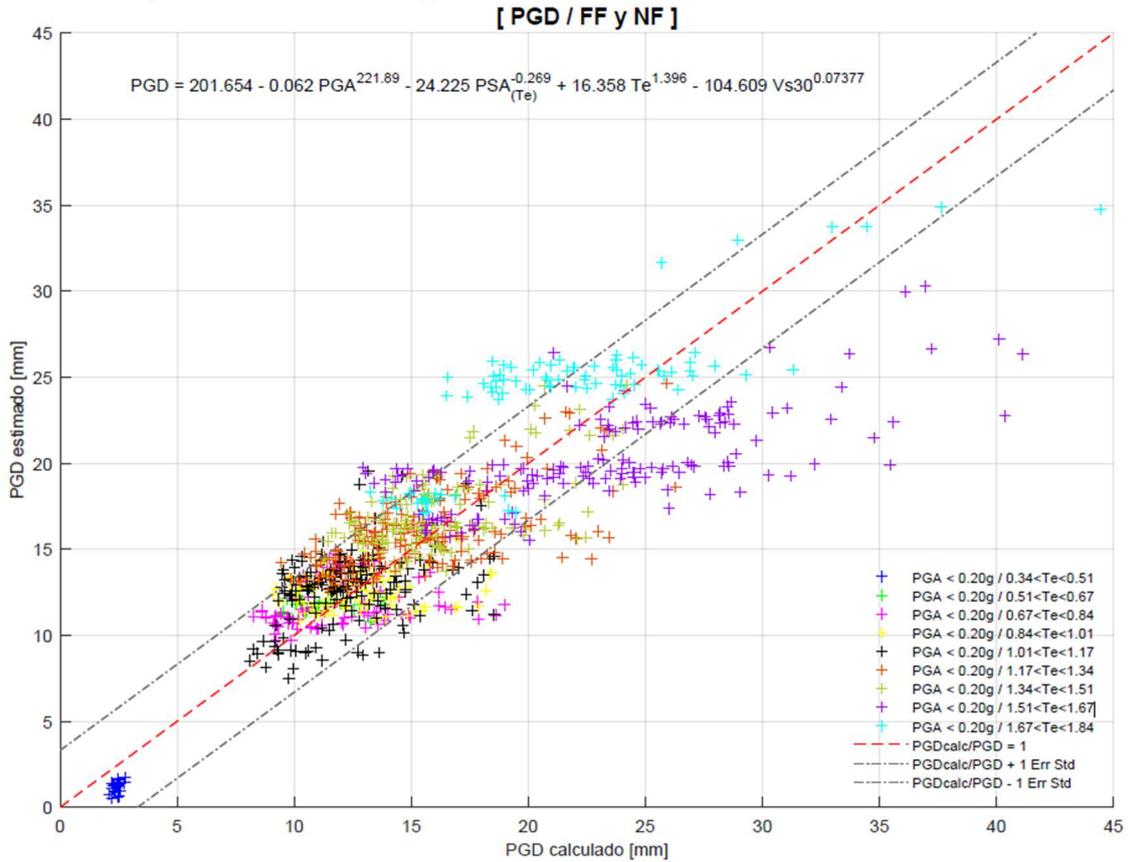


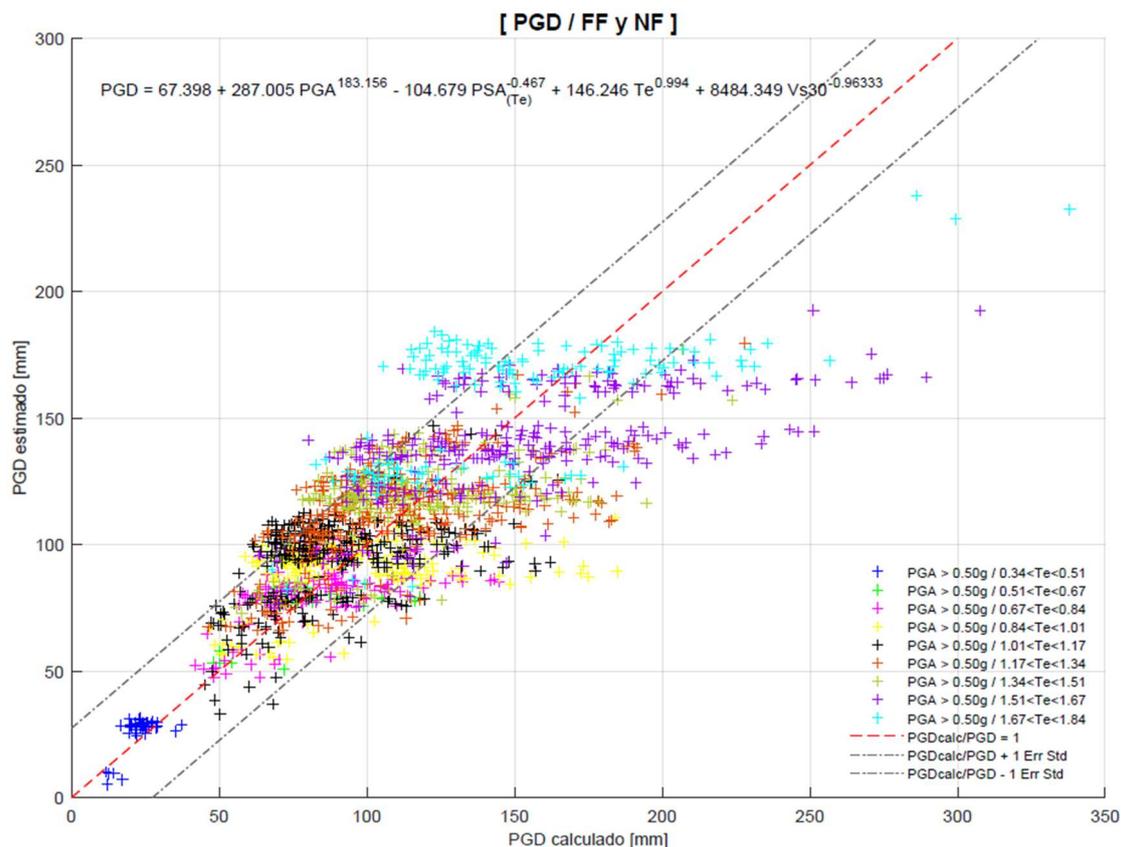
Fuente: Elaboración propia

Con esto, se plantearán regresiones no lineales para cada rango de Te y para rangos de PGARock con límites de $< 0.20g$, $0.20g - 0.50g$ y $> 0.50g$.

Figura 57.

Modelos de regresiones no lineales para la estimación de PGD





Fuente: Elaboración propia

Se ha calculado el error estándar de la regresión que es el valor que muestra la diferencia entre los valores reales y estimados, para esto se ha empleado la expresión:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2}$$

Los valores del error estándar se resumen a continuación, y han sido detallados en la Figura 57.

Tabla 16.
Error estándar para las distintas regresiones para la estimación de PGD

PGA [g]	Media [mm]	Error Estándar [mm]
< 0.20	15.79	3.31
0.20 - 0.50	68.02	18.35
> 0.50	110.66	27.40

Fuente: Elaboración propia

Las ecuaciones para la estimación del PGD son, para $PGA < 0.20g$:

$$PGD = 201.654 - 0.062 \cdot PGA^{221.89} - 24.225 \cdot PSa_{(Te)}^{-0.269} + 16.358 \cdot Te^{1.396} - 104.609 \cdot VS_{30}^{0.07377}$$

La ecuación para $0.20g < PGA < 0.50g$:

$$PGD = -291.675 + 455.079 \cdot PGA^{-0.051} - 234.735 \cdot PSa_{(Te)}^{-0.251} + 199.875 \cdot Te^{0.649} + 28060.139 \cdot VS_{30}^{-1.3535}$$

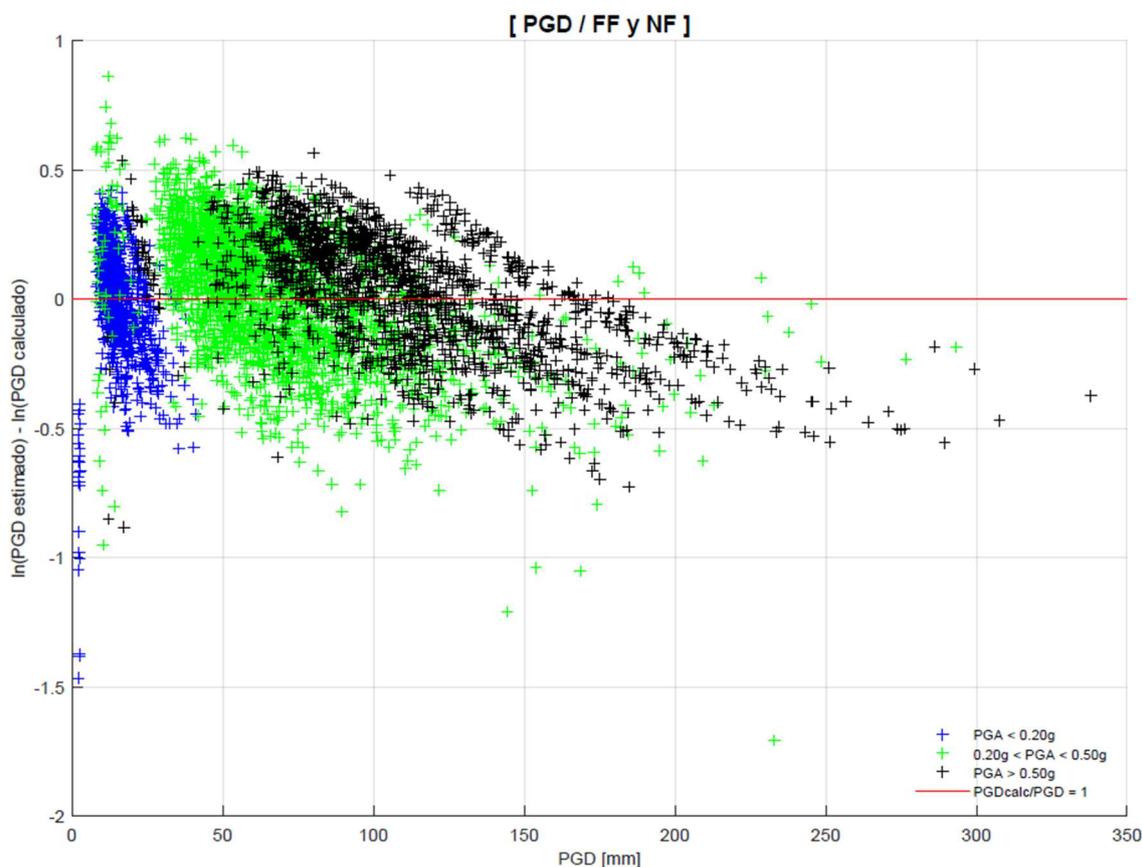
La ecuación para $PGA > 0.5g$:

$$PGD = 67.398 + 287.005 \cdot PGA^{183.156} - 104.679 \cdot PSa_{(Te)}^{-0.467} + 146.246 \cdot Te^{0.994} + 8484.349 \cdot VS_{30}^{-0.96333}$$

Para analizar la validez de las expresiones anteriores, se ha evaluado la diferencia (δ) entre los resultados estimados y los valores calculados mediante la siguiente expresión:

$$\delta = \ln(PGD_{estimado}) - \ln(PGD_{calculado})$$

Figura 58. Error en la estimación de PGD
Error en la estimación de PGD



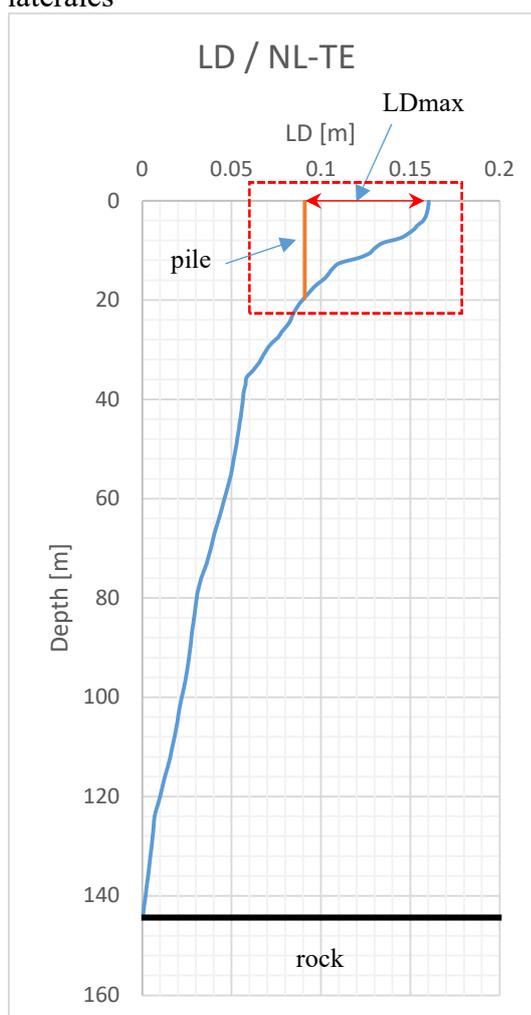
Fuente: Elaboración propia

6.3. Desplazamiento lateral máximo del pilote

Una vez obtenido el PGD que es el desplazamiento máximo en campo libre relativo a la profundidad a la que se encuentra la roca, se procede a evaluar el desplazamiento máximo en cabeza de pilote con respecto a la profundidad del mismo.

En la Figura 59 se presenta el esquema del perfil de desplazamientos laterales, donde se observa el perfil total (línea azul) desde la roca con un PGD de aproximadamente 16cm, y el desplazamiento relativo del pilote (LDmax) es de alrededor de 7cm (16cm - 9cm).

Figura 59.
Esquema de desplazamientos laterales



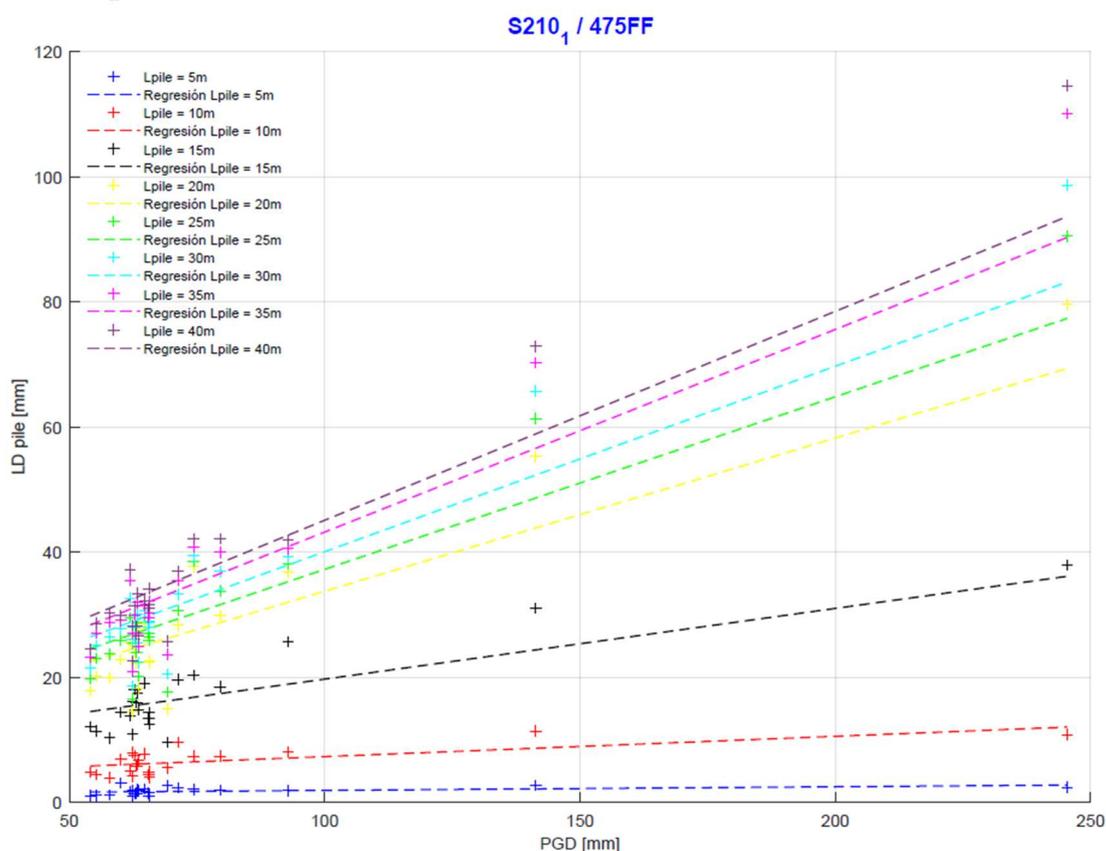
Fuente: Elaboración propia

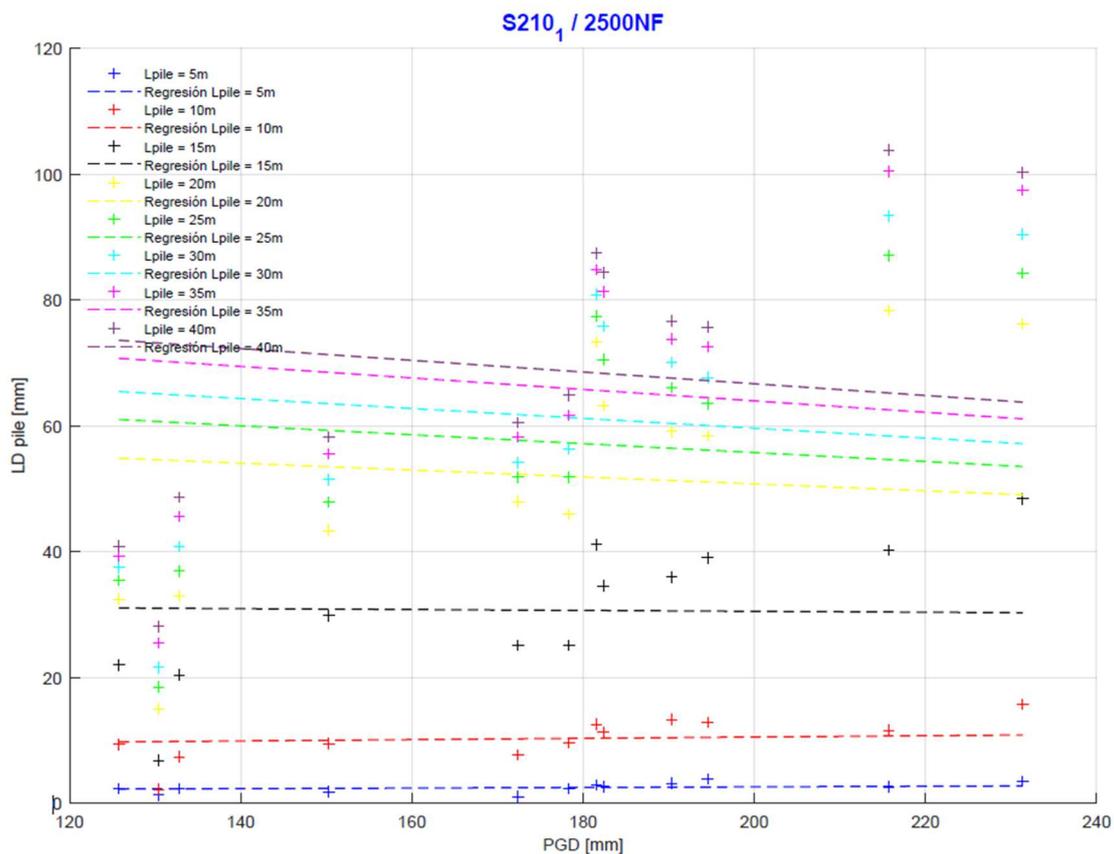
Para hallar una correlación entre el PGD y el desplazamiento lateral máximo del pilote, se procedió a graficar dichos puntos de la información existente, y se observó que existe una tendencia aproximadamente lineal cuando se discretizaron los valores para distintas longitudes de pilote como 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 y 40m.

Adicionalmente, se encontró que para fuente lejana (FF), al incrementar el PGD; el desplazamiento lateral en cabeza del pilote incrementaba, pero para fuente cercana (NF), al incrementar el PGD; el desplazamiento lateral disminuye o se mantiene constante.

En la Figura 60 se muestran las tendencias descritas para el sitio S210-1 como ejemplo.

Figura 60.
PGD vs LD pilote sitio S210-1





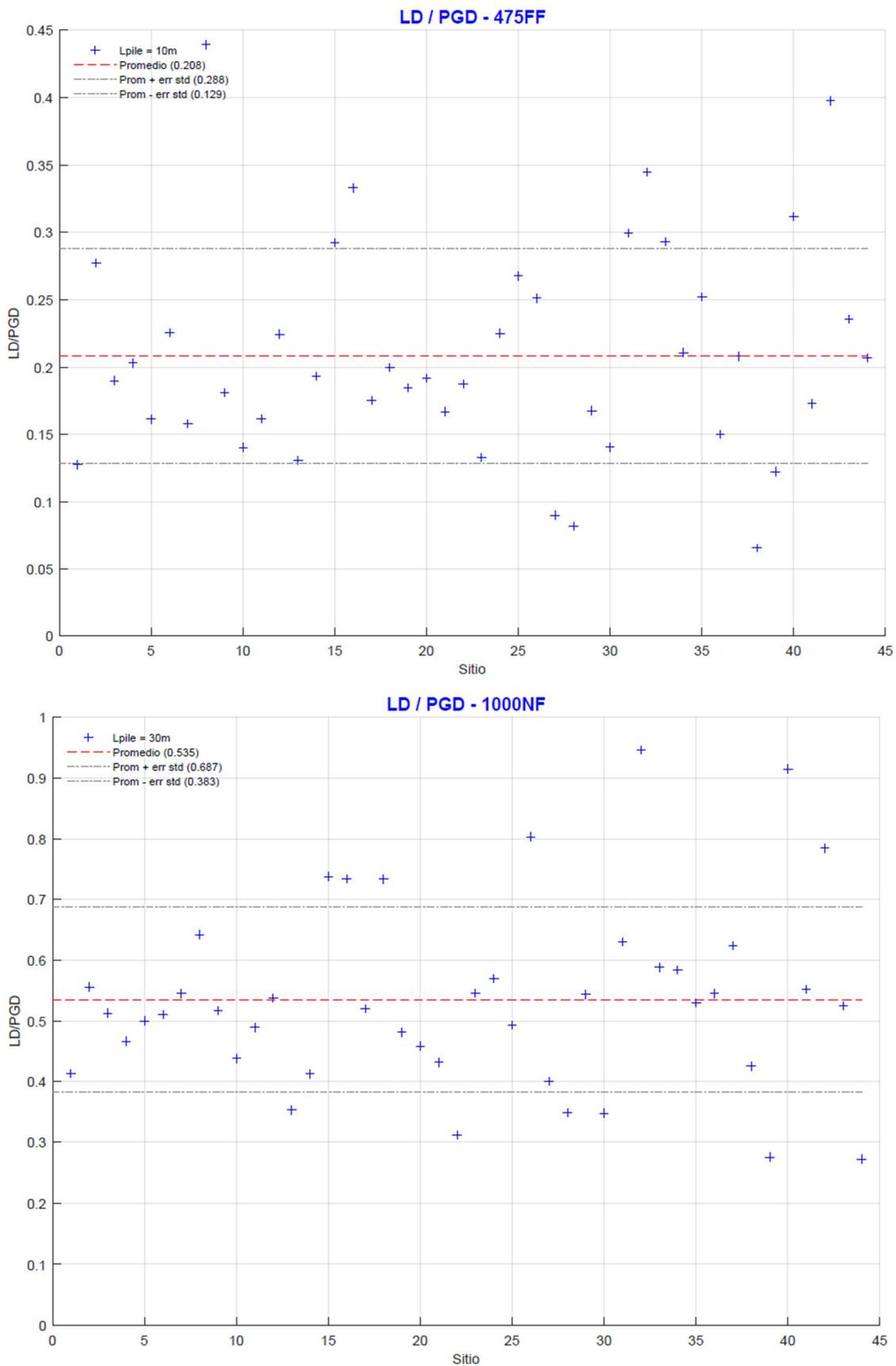
Fuente: Elaboración propia

Con esto, se procedió a graficar las relaciones LDmax/PGD para cada uno de los 44 sitios bajo estudio, y para cada uno de los períodos de retorno y fuente sísmica, para longitudes de pilotes de 10, 15, 20, 25, 30, 35 y 40m.

A partir de los datos obtenidos, se evaluará la media y la desviación estándar y así poder visualizar la dispersión. Se planteará En la Figura 61 se visualizan algunas de las gráficas obtenidas como ejemplo, con el fin de presentar la tendencia.

Posteriormente, en la Tabla 17 se reportarán los valores resumidos de promedios y desviaciones estándar para cada longitud de pilote y periodos de retorno.

Figura 61.
Relación LD/PGD para todos los sitios y para varias longitudes de pilote



Fuente: Elaboración propia

Tabla 17.
Relaciones LD/PGD medios para varias longitudes de pilote

Long. Pile [m]	Ref.	43FF	475NF	475FF	1000NF	1000FF	2500NF	2500FF
10	Media	0.214	0.229	0.208	0.218	0.210	0.196	0.212
	σ	0.073	0.084	0.080	0.088	0.084	0.087	0.093
15	Media	0.344	0.357	0.334	0.346	0.339	0.320	0.340
	σ	0.098	0.108	0.106	0.115	0.110	0.113	0.115
20	Media	0.441	0.445	0.428	0.433	0.430	0.408	0.431
	σ	0.123	0.130	0.131	0.139	0.133	0.137	0.137
25	Media	0.503	0.500	0.489	0.489	0.491	0.465	0.490
	σ	0.137	0.142	0.143	0.149	0.145	0.150	0.148
30	Media	0.551	0.545	0.537	0.535	0.539	0.512	0.538
	σ	0.142	0.143	0.147	0.152	0.148	0.153	0.151
35	Media	0.595	0.588	0.584	0.581	0.585	0.558	0.584
	σ	0.146	0.146	0.150	0.154	0.152	0.156	0.154
40	Media	0.634	0.629	0.627	0.624	0.628	0.603	0.628
	σ	0.149	0.146	0.150	0.153	0.152	0.156	0.153

Fuente: Elaboración propia

De aquí podemos analizar que, para cada longitud de pilote, la relación LD/PGD de todos los períodos de retorno y fuente sísmica son muy parecidas las medias y la desviación estándar (σ), por esto se procede a obtener el promedio por cada longitud de pilote, y ese coeficiente podrá ser empleado para estimar el desplazamiento lateral máximo a partir del PGD mediante:

$$LD_{max} = C \cdot PGD$$

Tabla 18.
Coeficientes de ajuste C para obtener LD_{max}

Long. Pilote [m]	C media	C media + σ	C media - σ
10	0.212	0.297	0.129
15	0.340	0.449	0.231
20	0.431	0.564	0.298
25	0.490	0.634	0.345
30	0.537	0.685	0.388
35	0.582	0.733	0.431
40	0.625	0.776	0.474

Fuente: Elaboración propia

6.4. Determinación de perfiles de desplazamientos horizontales

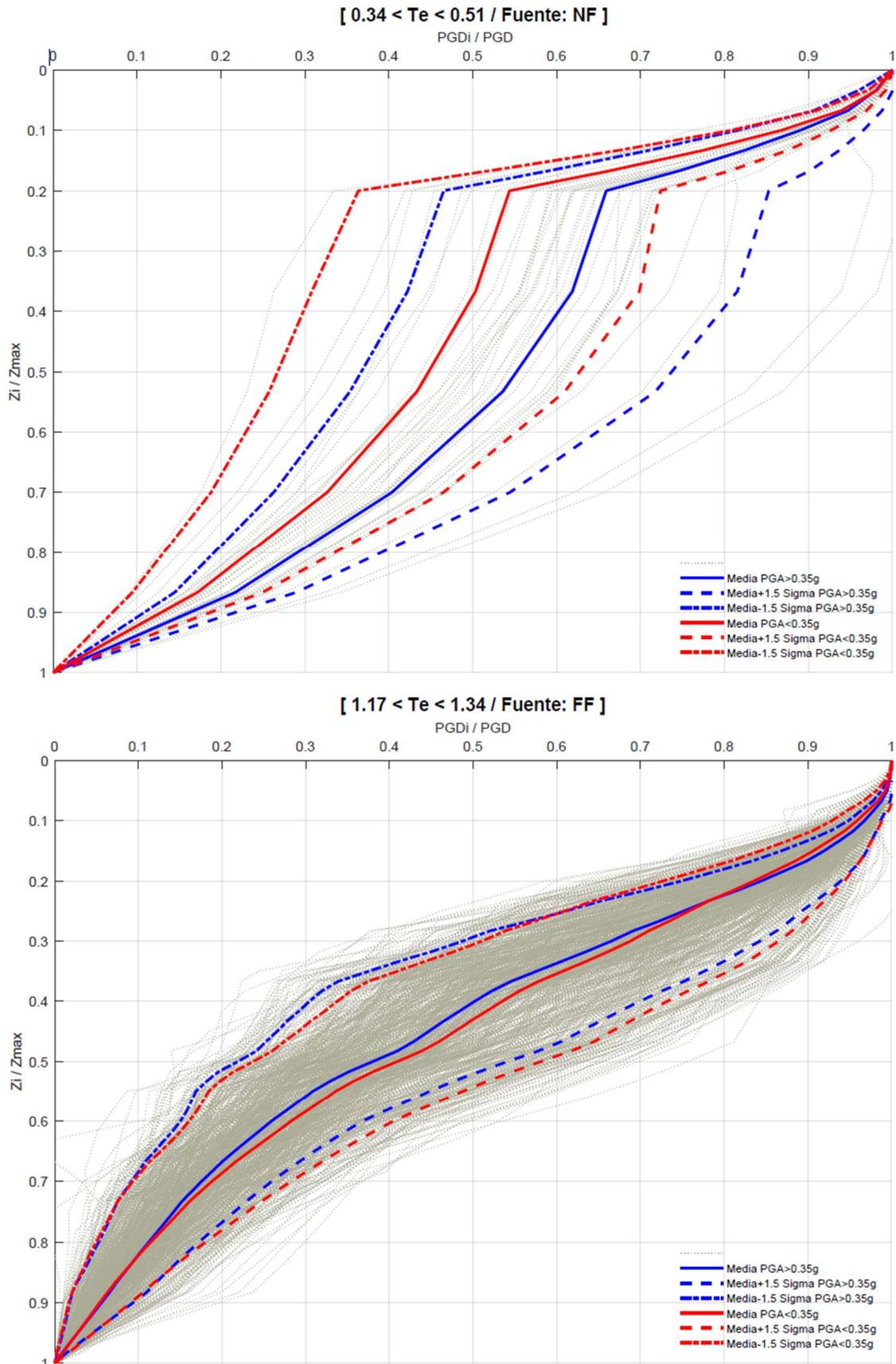
Por todo lo anteriormente descrito, aquí se planteará el desarrollo de un método simplificado que permitirá una estimación rápida y aproximada de perfiles de desplazamientos en campo libre con parámetros simples que se obtienen de los estudios geotécnicos cotidianos. A partir de allí, se podrán obtener las solicitaciones en pilotes considerando la interacción dinámica cinemática para realizar prediseños o a su vez diseños definitivos dependiendo de la complejidad del proyecto bajo análisis.

De acuerdo a una discretización de rangos de parámetros como T_e , PGA y fuente sísmica, se han agrupado los perfiles de desplazamientos calculados por métodos no lineales (NL- T_e)(López, 2019), y en base a este conjunto de perfiles obtener el promedio y además evaluar la desviación estándar en varias profundidades. Con esto podremos tener tres tipos de perfiles para cada rango de datos (T_e y PGA), el perfil de desplazamientos lateral promedio, promedio + $x\sigma$ y promedio - $x\sigma$. El valor de “x”, será ajustado de acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación del método simplificado.

Los rangos del parámetro T_e ; son los detallados en la Tabla 15, y de PGA son $< 0.35g$ y $> 0.35g$. Dichos valores se obtuvieron de un análisis que reflejaba la forma más aproximada a la tendencia de los perfiles de desplazamientos por grupos. Así, en la Figura 62 se presentan algunas de las gráficas realizadas para hallar los perfiles promedio y su respectiva desviación estándar. Hay que anotar que los perfiles allí detallados fueron normalizados en la profundidad y desplazamiento para que posteriormente puedan ser magnificados por la longitud del pilote y el desplazamiento lateral máximo en cabeza de pilote con lo que se obtendría el perfil de desplazamientos del método simplificado.

Figura 62.

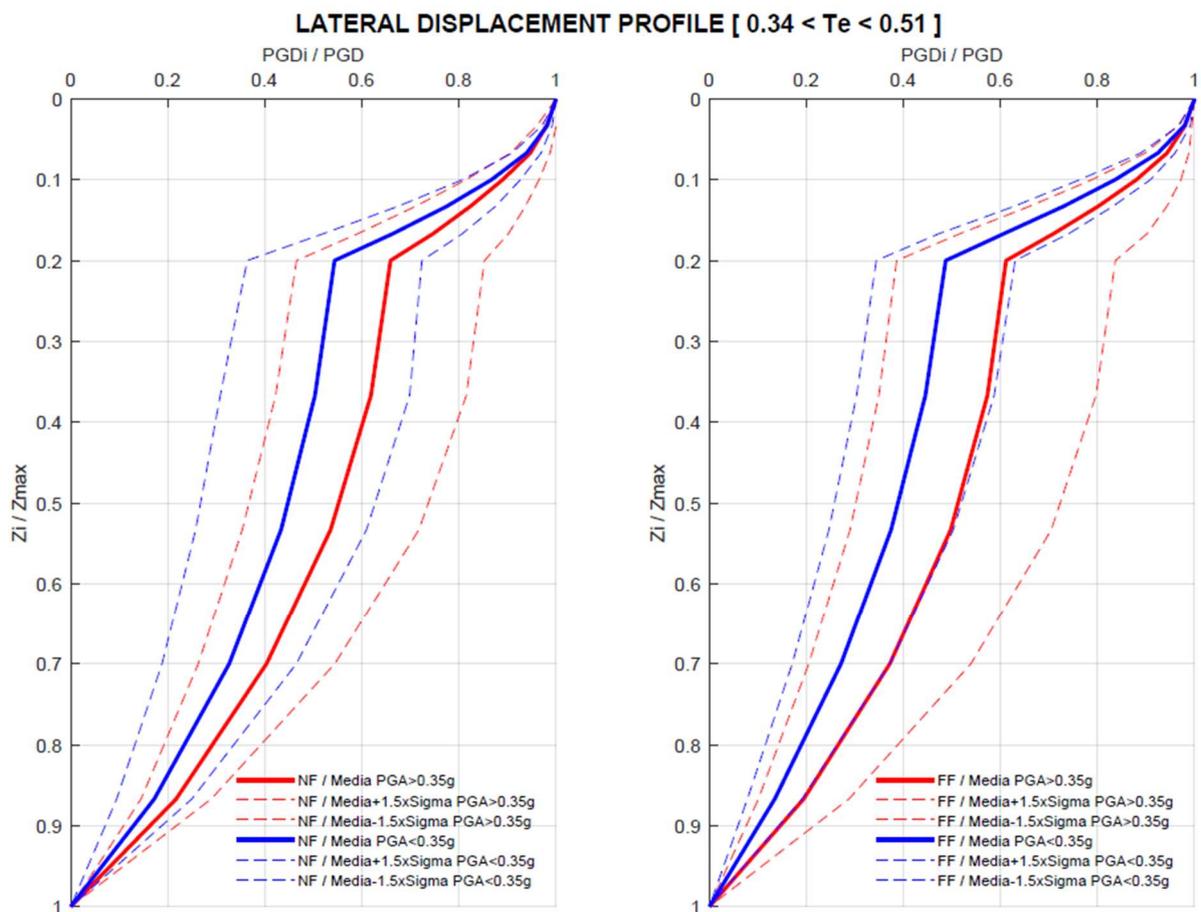
Obtención de perfiles de desplazamientos binormalizados por rangos de T_e y PGA



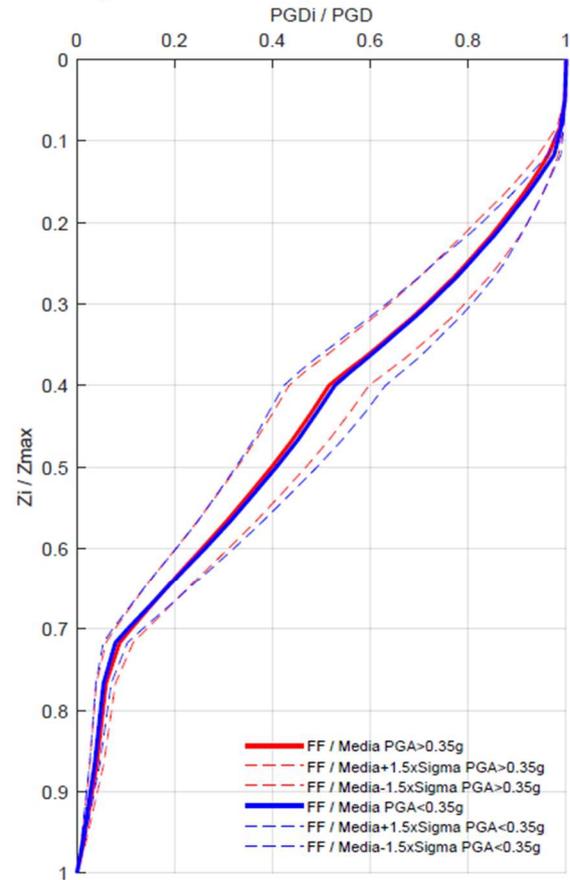
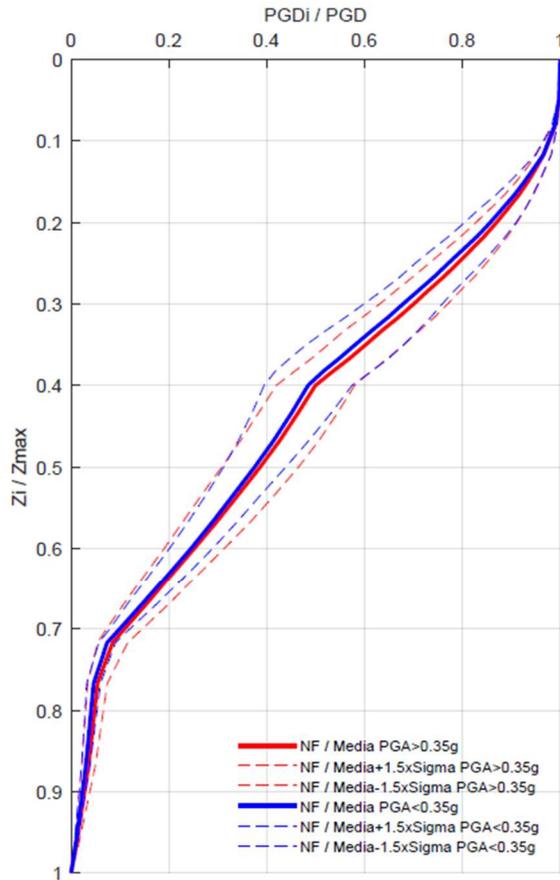
Fuente: Elaboración propia

Así, se llegaron a obtener los siguientes perfiles de desplazamientos binormalizados para los rangos de parámetros predefinidos. Nótese que para escoger uno de los perfiles de desplazamientos binormalizado específico para un sitio, se requiere únicamente de conocer su período elástico (T_e) y el PGA en roca. En la Figura 63 se muestran dichos perfiles.

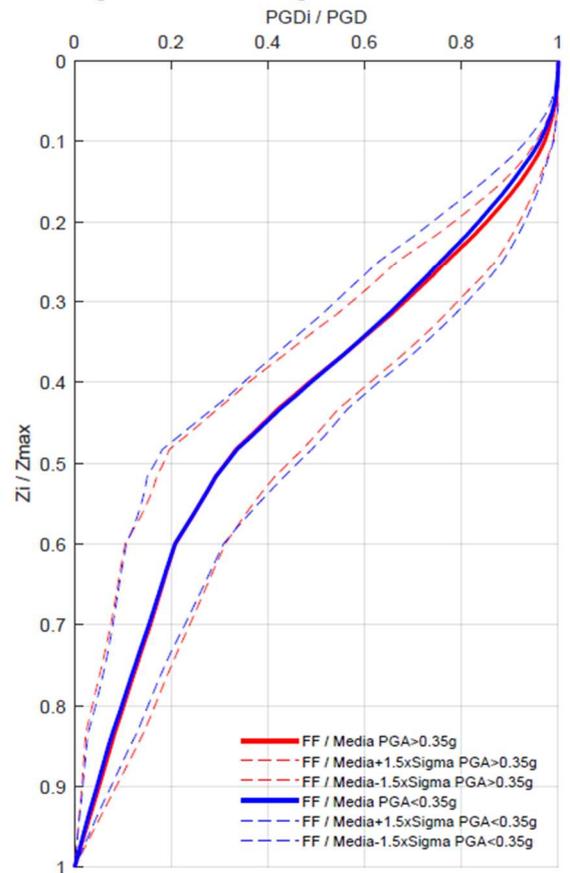
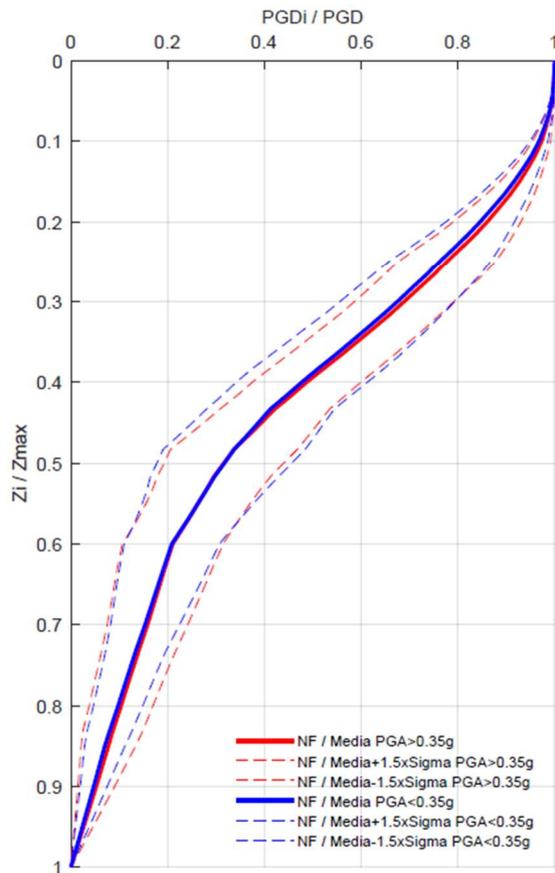
Figura 63.
Perfiles de desplazamiento binormalizados



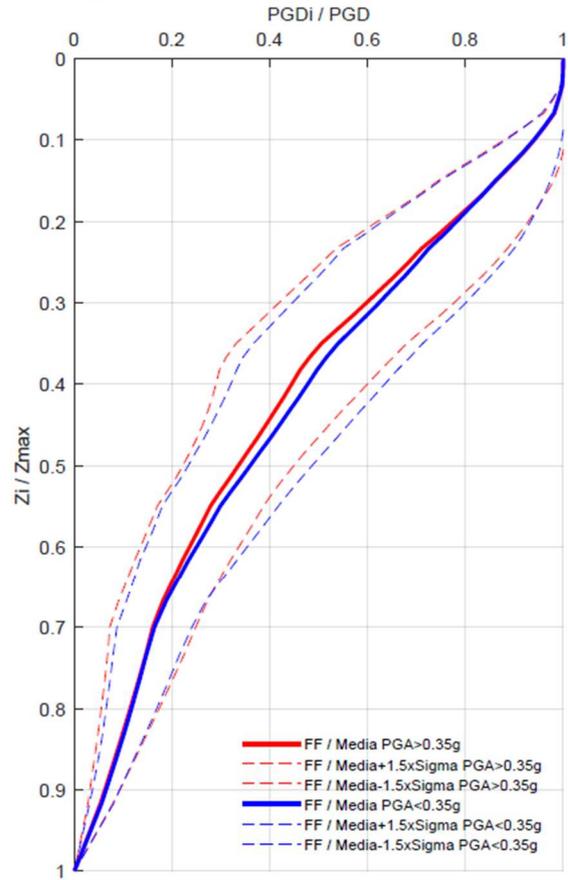
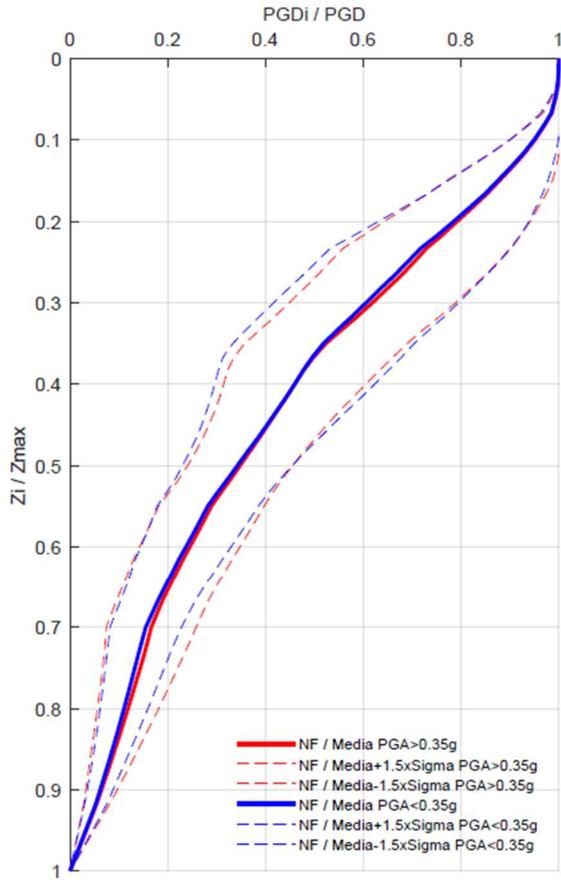
LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [0.51 < Te < 0.67]



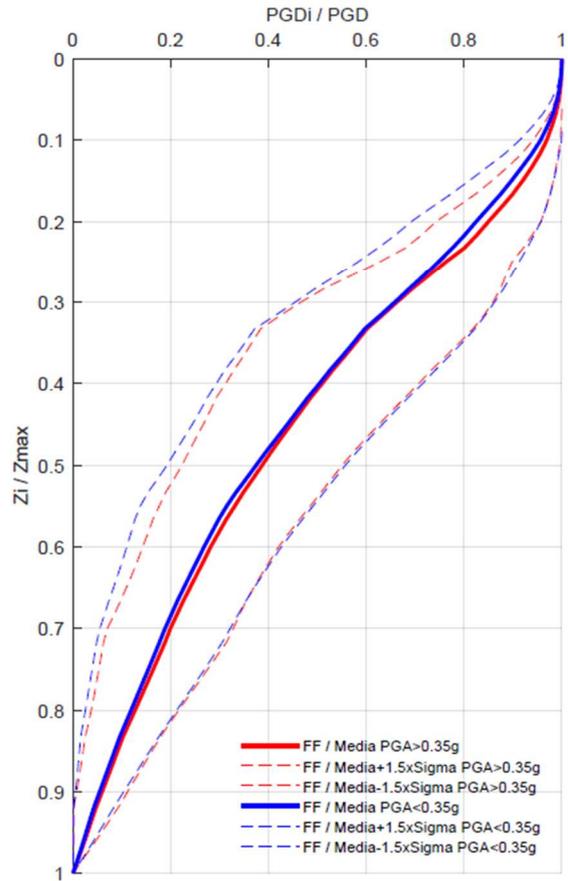
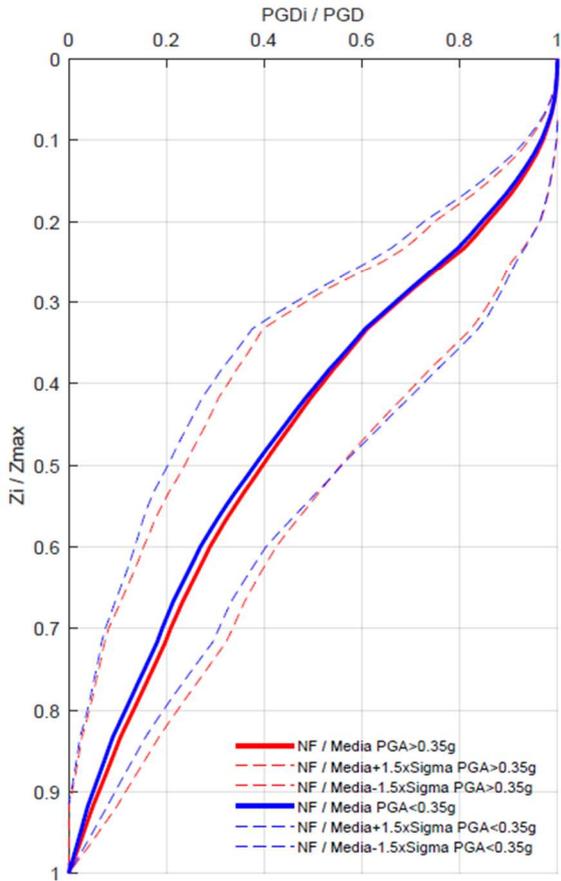
LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [0.67 < Te < 0.84]



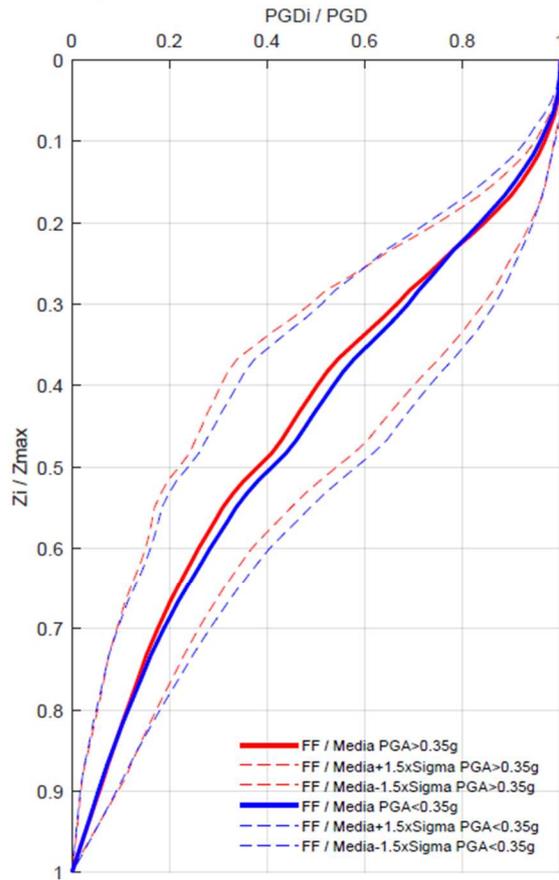
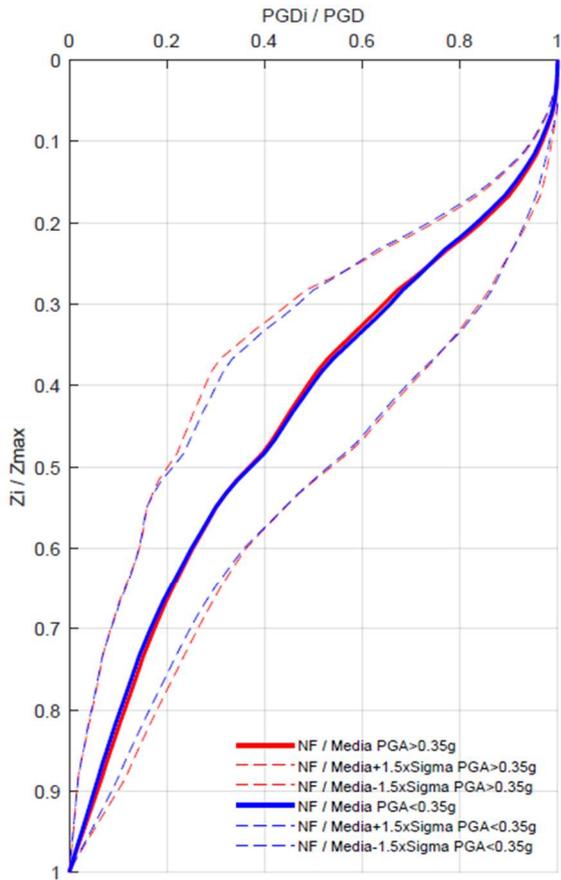
LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [0.84 < Te < 1.01]



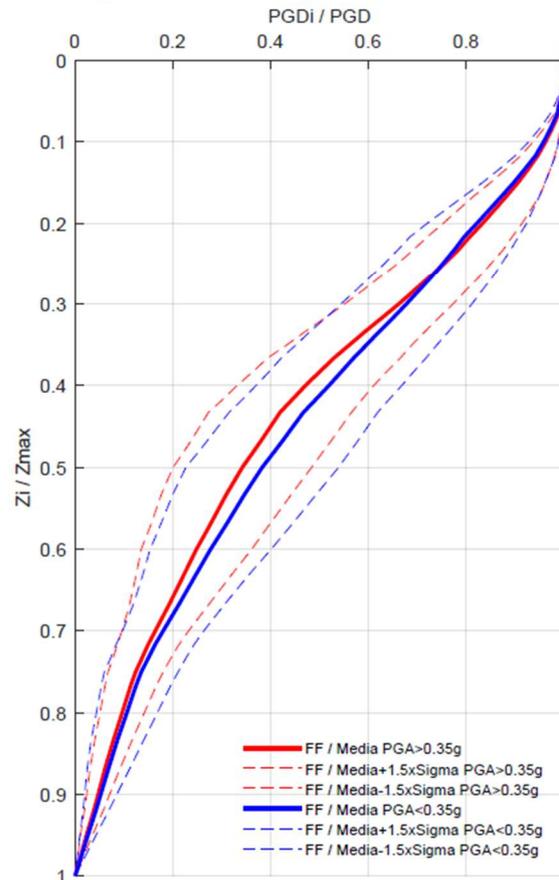
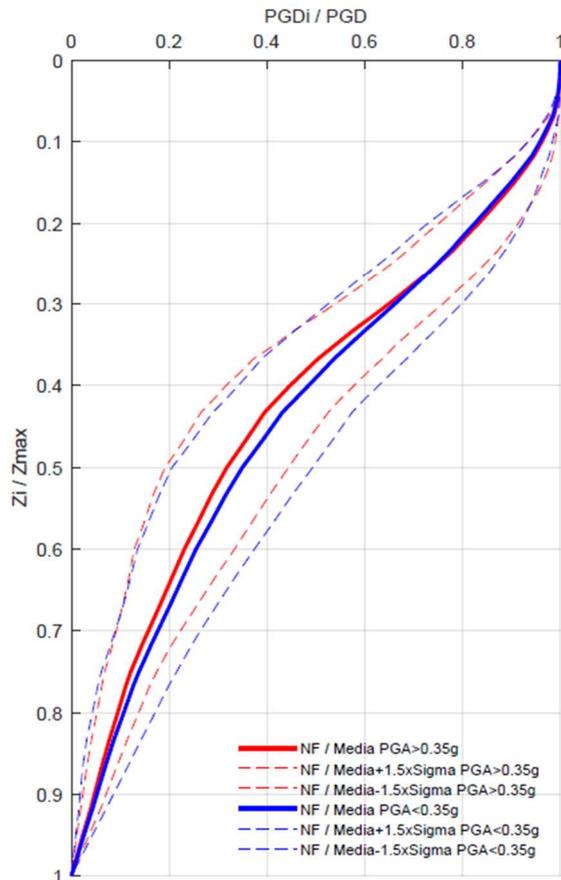
LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [1.01 < Te < 1.17]



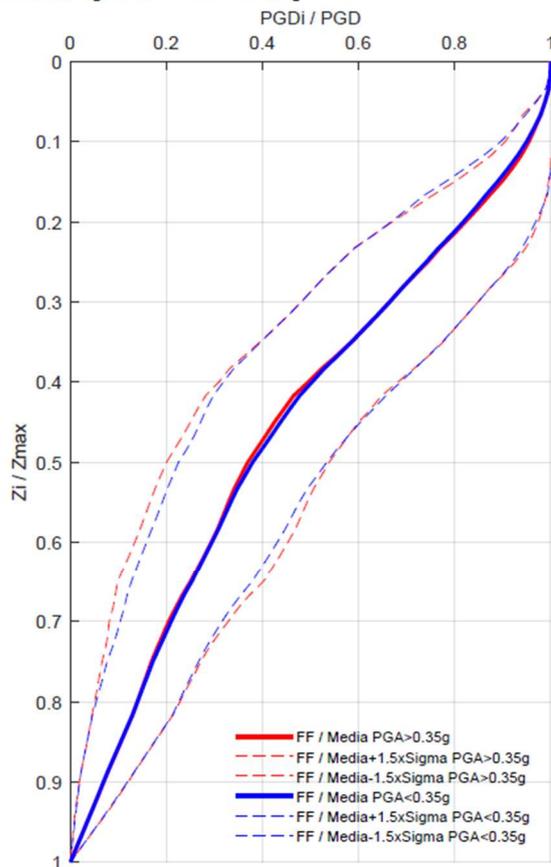
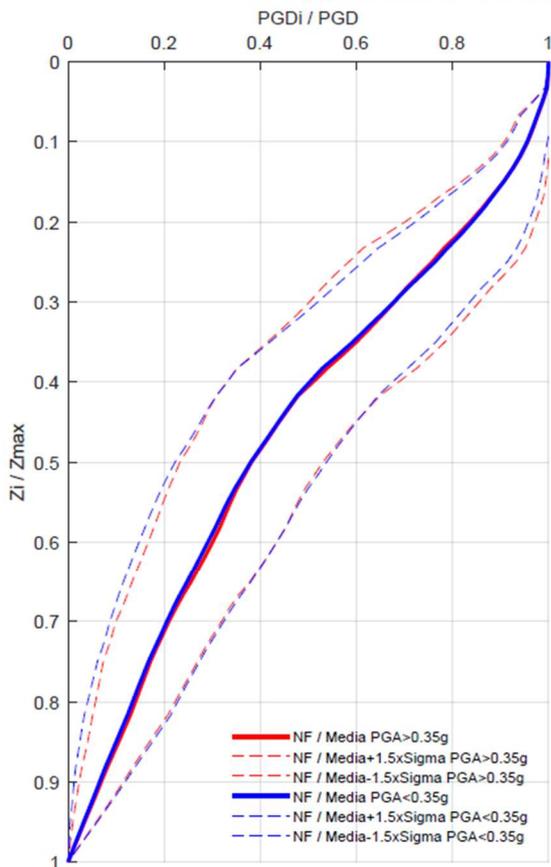
LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [1.17 < Te < 1.34]



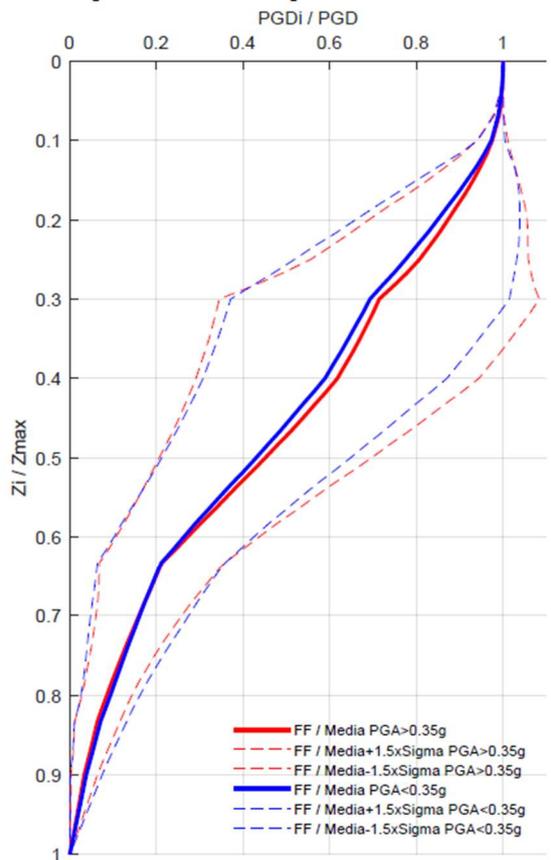
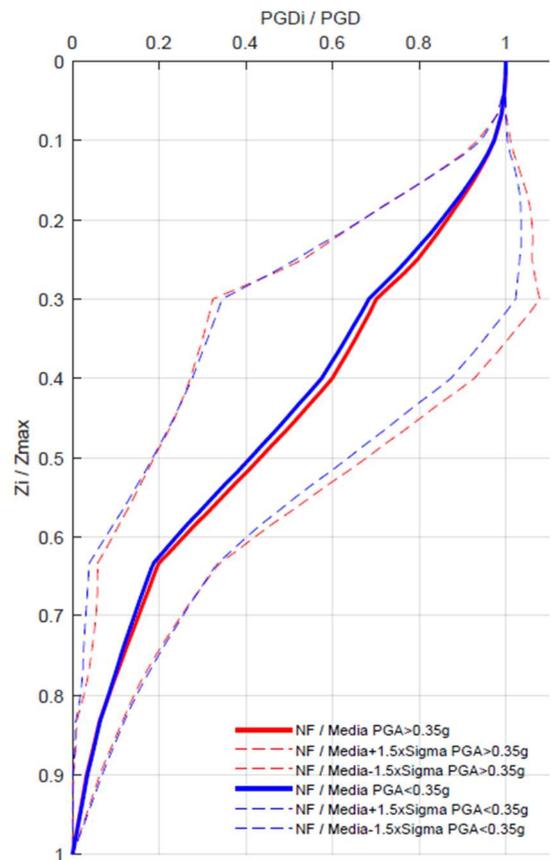
LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [1.34 < Te < 1.51]



LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [1.51 < Te < 1.67]



LATERAL DISPLACEMENT PROFILE [1.67 < Te < 1.84]



Fuente: Elaboración propia

FF	1.67s < Te < 1.84s					
		PGA > 0.35g			PGA < 0.35g	
Z(i) / Zmax	LD(i) / LDmax Media	LD(i) / LDmax Media+1.5 σ	LD(i) / LDmax Media-1.5 σ	LD(i) / LDmax Media	LD(i) / LDmax Media+1.5 σ	LD(i) / LDmax Media-1.5 σ
0.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.050	0.995	1.001	0.990	0.994	1.000	0.987
0.067	0.992	1.001	0.982	0.989	1.000	0.978
0.083	0.984	1.006	0.962	0.982	1.002	0.961
0.100	0.975	1.011	0.939	0.973	1.004	0.941
0.117	0.962	1.018	0.906	0.956	1.015	0.898
0.133	0.948	1.027	0.868	0.938	1.026	0.851
0.150	0.931	1.035	0.827	0.917	1.033	0.801
0.167	0.913	1.044	0.782	0.895	1.037	0.753
0.183	0.893	1.051	0.735	0.872	1.038	0.707
0.200	0.873	1.055	0.690	0.849	1.039	0.659
0.250	0.807	1.058	0.556	0.775	1.032	0.519
0.267	0.778	1.064	0.492	0.748	1.026	0.470
0.283	0.748	1.071	0.425	0.721	1.020	0.422
0.300	0.714	1.083	0.345	0.693	1.015	0.371
0.333	0.685	1.041	0.330	0.660	0.968	0.352
0.350	0.670	1.018	0.322	0.643	0.944	0.342
0.367	0.653	0.994	0.311	0.625	0.920	0.330
0.400	0.618	0.944	0.291	0.589	0.871	0.308
0.450	0.538	0.824	0.252	0.511	0.760	0.262
0.500	0.452	0.697	0.206	0.430	0.649	0.212
0.550	0.362	0.564	0.159	0.345	0.532	0.158
0.600	0.272	0.437	0.107	0.264	0.425	0.102
0.633	0.213	0.357	0.068	0.211	0.358	0.064
0.650	0.200	0.331	0.068	0.198	0.336	0.061
0.667	0.186	0.306	0.067	0.186	0.315	0.057
0.683	0.173	0.282	0.064	0.173	0.295	0.052
0.700	0.160	0.259	0.061	0.161	0.275	0.048
0.717	0.146	0.237	0.056	0.150	0.255	0.044
0.750	0.121	0.196	0.046	0.127	0.215	0.038
0.767	0.109	0.178	0.040	0.116	0.197	0.035
0.800	0.086	0.143	0.028	0.094	0.162	0.026
0.833	0.064	0.116	0.012	0.071	0.132	0.011
0.900	0.033	0.064	0.003	0.038	0.075	0.001
1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia

EVALUACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO

Dadas las expresiones, coeficientes y perfiles obtenidos en el capítulo anterior, se procederá a realizar la verificación de los mismos, esto se logrará comparando los resultados de las respuestas del pilote ante los perfiles de desplazamientos calculados y los perfiles del método simplificado.

Para tener una base de comparación adecuada, se ha realizado el procedimiento descrito para todos los sitios, tomando los perfiles de desplazamientos laterales calculados en base a López, (2019) y Vera-Grunauer et al., (2014) mediante métodos no lineales, como se ha descrito en capítulos anteriores.

En resumen, para la obtención de los perfiles de desplazamientos del método simplificado se procederá de la siguiente manera:

En primer lugar, se hallarán los parámetros geotécnicos necesarios como PGA rock, PSa rock, T_e , y Vs30. Mediante las expresiones de la Figura 57, se ingresarán las variables previas, y se encontrará el valor de PGD en campo libre, al cual posteriormente se deberá corregir mediante los coeficientes de la Tabla 18, y así obtener el desplazamiento máximo lateral ($LD_{máx}$) en cabeza de pilote para la longitud de pilote requerida. A partir de allí, se ubicará el perfil de desplazamientos binormalizado de la Figura 63 o Tabla 19 correspondiente, y se magnificarán los dos ejes, el vertical; multiplicándolo por la longitud del pilote, y el horizontal, por $LD_{máx}$, con lo que se tendrá como resultado el perfil de desplazamientos del método simplificado.

Luego de elaborar los perfiles de desplazamientos estimados por el método desarrollado, se evaluarán las demandas a momento flector y fuerzas cortantes mediante métodos numéricos de diferencias finitas o elementos finitos, donde se tendrá que resolver la ecuación diferencial de una viga apoyada en resortes no lineales discretos.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_{py} y - W = 0$$

Donde:

EI = Rigidez del pilote

y = Deflexión del pilote

x = Distancia a lo largo del pilote

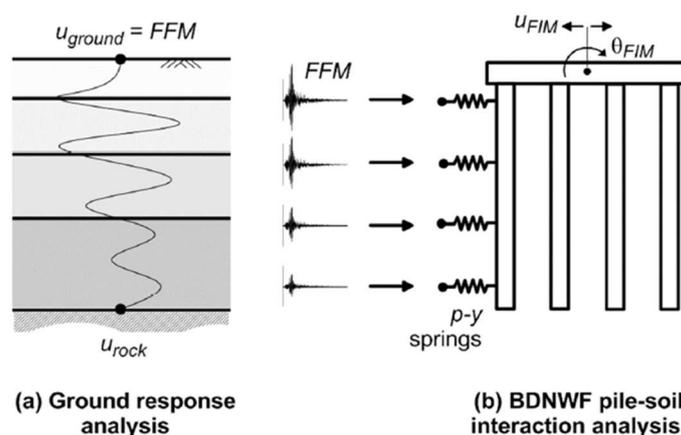
P_x = carga axial en el pilote

E_{py} = Pendiente secante de la curva p-y

W = Carga distribuida lateral

Figura 64.

Representación gráfica del modelo numérico interacción cinemática suelo-pilote



Fuente: (Turner et al., 2017)

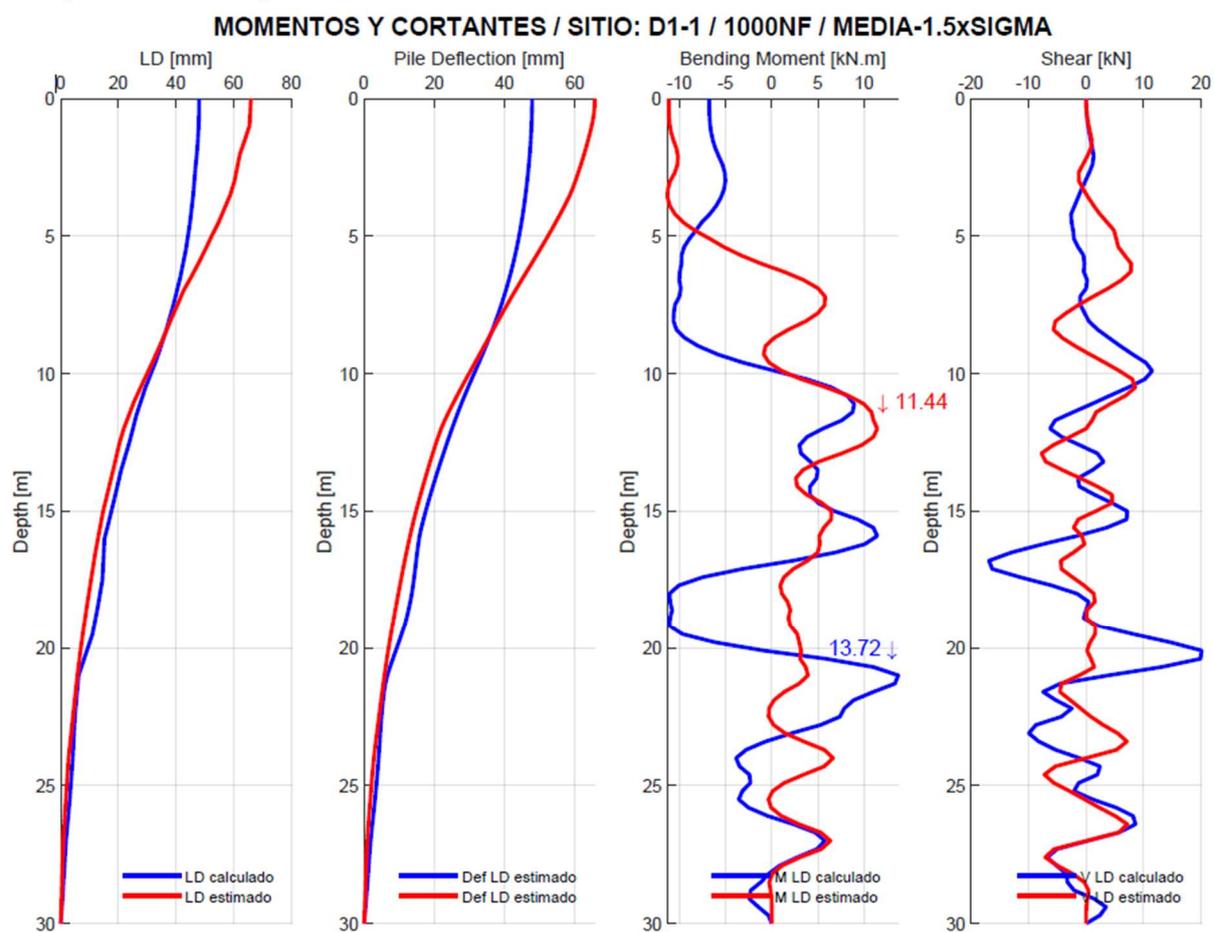
En la Figura 64 se muestra el análisis de respuesta de sitio con el movimiento de campo libre (FFM – free field motion), y los resortes no lineales distribuidos en la longitud del pilote que son resueltos mediante el análisis BDNWF (beam-on-dinamyc-nonlinear-Winkler-

foundation). Como se mencionó en el capítulo 5, el paquete computacional empleado para este fin fue el LPILE.

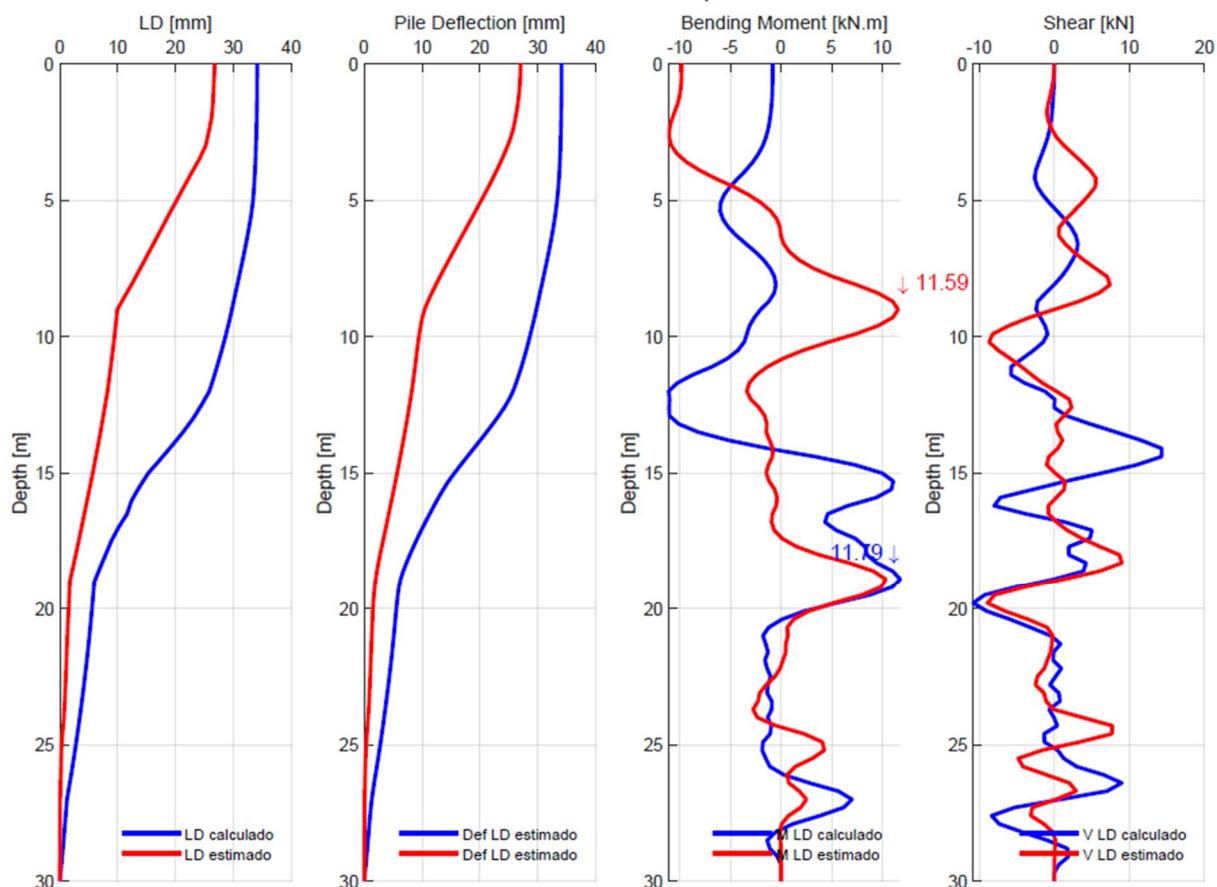
A continuación, se presentan los resultados de deflexiones de pilote y demandas de momentos y cortantes que se han obtenido entre los perfiles de desplazamientos calculados (NL-Te) y los perfiles estimados para varios sitios.

Figura 65.

Comparación de respuestas de interacción cinemática en varios sitios



MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



Fuente: Elaboración propia

Se ha efectuado un resumen comparativo de las demandas de todos los sitios y períodos de retorno con el fin de evaluar la dispersión en los resultados y establecer la validez del método en base a las diferencias de valores máximos calculados (Mc) vs máximos estimados (Me).

Tabla 20.

Resumen de relaciones Me/Mc para todos los sitios

Sitio	Tr	Me/Mc	Sitio	Tr	Me/Mc
D1-1	43FF	0.98	D1-2	43FF	0.95
	475NF	0.90		475NF	1.09
	475FF	0.99		475FF	1.00
	1000NF	0.83		1000NF	0.99
	1000FF	0.90		1000FF	1.06
	2500NF	0.66		2500NF	1.16
	2500FF	0.79		2500FF	1.04
D1-3	43FF	0.65	D1-4	43FF	1.20
	475NF	0.86		475NF	0.97
	475FF	0.97		475FF	1.01

	1000NF	0.69		1000NF	0.81
	1000FF	0.92		1000FF	1.01
	2500NF	0.92		2500NF	0.93
	2500FF	0.87		2500FF	1.02
D1-5	43FF	0.78	S214	43FF	1.10
	475NF	1.02		475NF	0.96
	475FF	1.54		475FF	0.98
	1000NF	0.96		1000NF	0.83
	1000FF	1.01		1000FF	1.00
	2500NF	1.12		2500NF	0.86
	2500FF	0.98		2500FF	0.90
S213	43FF	1.06	Swissotel	43FF	0.79
	475NF	0.92		475NF	0.47
	475FF	1.17		475FF	0.53
	1000NF	0.98		1000NF	0.37
	1000FF	0.96		1000FF	0.47
	2500NF	0.90		2500NF	0.41
	2500FF	0.80		2500FF	0.51
Esclusas	43FF	0.70	LIS_1	43FF	1.84
	475NF	1.06		475NF	0.83
	475FF	0.90		475FF	1.01
	1000NF	0.90		1000NF	0.75
	1000FF	0.90		1000FF	0.92
	2500NF	0.80		2500NF	0.77
	2500FF	0.83		2500FF	0.74
LIS_2	43FF	0.91	EB Pradera	43FF	0.62
	475NF	1.00		475NF	0.99
	475FF	1.00		475FF	1.30
	1000NF	0.98		1000NF	0.84
	1000FF	0.99		1000FF	1.01
	2500NF	0.94		2500NF	0.88
	2500FF	1.05		2500FF	0.98
D2-1	43FF	1.51	D2-2	43FF	1.65
	475NF	2.61		475NF	1.02
	475FF	2.82		475FF	1.74
	1000NF	1.77		1000NF	1.02
	1000FF	1.71		1000FF	1.33
	2500NF	1.23		2500NF	1.18
	2500FF	1.02		2500FF	1.06
S212	43FF	0.75	Zofragua	43FF	1.07
	475NF	0.84		475NF	0.92
	475FF	0.93		475FF	1.00
	1000NF	0.73		1000NF	0.75
	1000FF	1.01		1000FF	0.98
	2500NF	0.66		2500NF	0.80
	2500FF	0.84		2500FF	0.95
D3a1	43FF	1.05	D3a2	43FF	1.78
	475NF	0.81		475NF	0.84
	475FF	1.47		475FF	0.93
	1000NF	0.86		1000NF	0.90
	1000FF	0.97		1000FF	1.03
	2500NF	1.07		2500NF	0.82
	2500FF	0.92		2500FF	0.94

D3a3	43FF	1.06	D3a4	43FF	0.93
	475NF	1.00		475NF	0.97
	475FF	1.05		475FF	1.59
	1000NF	0.91		1000NF	0.81
	1000FF	1.00		1000FF	1.11
	2500NF	0.77		2500NF	0.92
	2500FF	0.76		2500FF	0.92
D3b1	43FF	0.92	D3b2	43FF	1.67
	475NF	0.95		475NF	1.01
	475FF	1.00		475FF	1.21
	1000NF	0.95		1000NF	1.31
	1000FF	1.00		1000FF	1.47
	2500NF	0.82		2500NF	0.92
D3b3	2500FF	0.91	S209	2500FF	1.19
	43FF	1.41		43FF	1.17
	475NF	1.00		475NF	0.98
	475FF	1.04		475FF	0.99
	1000NF	0.91		1000NF	0.93
	1000FF	0.86		1000FF	1.00
S218	2500NF	0.48	S221	2500NF	0.82
	2500FF	0.62		2500FF	0.88
	43FF	1.66		43FF	1.29
	475NF	1.00		475NF	0.98
	475FF	1.33		475FF	1.14
	1000NF	1.03		1000NF	0.94
S210_1	1000FF	1.02	S210_2	1000FF	1.12
	2500NF	1.03		2500NF	0.91
	2500FF	1.08		2500FF	1.06
	43FF	1.46		43FF	1.33
	475NF	0.86		475NF	0.88
	475FF	0.84		475FF	0.98
S216	1000NF	0.57	S211	1000NF	0.58
	1000FF	0.98		1000FF	0.88
	2500NF	0.60		2500NF	0.88
	2500FF	0.75		2500FF	0.75
	43FF	1.33		43FF	2.16
	475NF	0.94		475NF	0.90
Murano	475FF	1.00	PLATGUB	475FF	1.30
	1000NF	0.77		1000NF	0.98
	1000FF	0.95		1000FF	1.00
	2500NF	0.80		2500NF	0.77
	2500FF	0.67		2500FF	1.05
	43FF	1.18		43FF	0.82
HAG	475NF	1.00	Pantano seco	475NF	0.90
	475FF	1.02		475FF	0.99
	1000NF	0.77		1000NF	0.86
	1000FF	0.92		1000FF	0.96
	2500NF	0.83		2500NF	0.71
	2500FF	0.79		2500FF	0.85
HAG	43FF	1.02	Pantano seco	43FF	1.79
	475NF	0.89		475NF	0.97
	475FF	0.93		475FF	1.00
	1000NF	0.88		1000NF	0.63

	1000FF	0.74		1000FF	0.94
	2500NF	0.73		2500NF	0.88
	2500FF	0.74		2500FF	0.85
	43FF	0.67		43FF	1.03
	475NF	0.88		475NF	0.99
	475FF	0.93		475FF	1.00
IESS_sur	1000NF	0.90	D4-2	1000NF	1.06
	1000FF	0.88		1000FF	1.02
	2500NF	0.55		2500NF	0.95
	2500FF	0.70		2500FF	1.09
	43FF	1.16		43FF	1.13
	475NF	0.93		475NF	1.00
	475FF	1.01		475FF	1.52
D4-3	1000NF	0.98	S219	1000NF	1.06
	1000FF	1.03		1000FF	1.12
	2500NF	0.94		2500NF	1.04
	2500FF	0.94		2500FF	1.08
	43FF	1.89		43FF	0.71
	475NF	0.99		475NF	0.94
	475FF	1.74		475FF	1.01
S217	1000NF	1.00	Intercambiador FDO	1000NF	0.86
	1000FF	1.35		1000FF	0.96
	2500NF	1.02		2500NF	0.78
	2500FF	1.04		2500FF	0.91
	43FF	0.80		43FF	1.01
	475NF	0.76		475NF	0.98
	475FF	0.62		475FF	1.00
EB Progreso	1000NF	0.87	The Point	1000NF	0.87
	1000FF	1.04		1000FF	0.95
	2500NF	0.85		2500NF	0.68
	2500FF	0.99		2500FF	0.80
	43FF	0.76		43FF	1.72
	475NF	0.94		475NF	3.02
	475FF	1.03		475FF	2.61
PTAR Merinos	1000NF	0.97	CICG	1000NF	2.21
	1000FF	1.04		1000FF	2.84
	2500NF	0.83		2500NF	3.25
	2500FF	1.13		2500FF	2.12

Fuente: Elaboración propia

Al evaluar en general el promedio de las relaciones Me/Mc para cada período de retorno y de todos los sitios, podemos observar que existe una buena aproximación para los períodos 43 y 475 años, mientras que para 1000 y 2500 hay una pequeña subestimación que es menor al 10%. (Tabla 21)

Tabla 21.Resumen de promedios de M_e/M_c

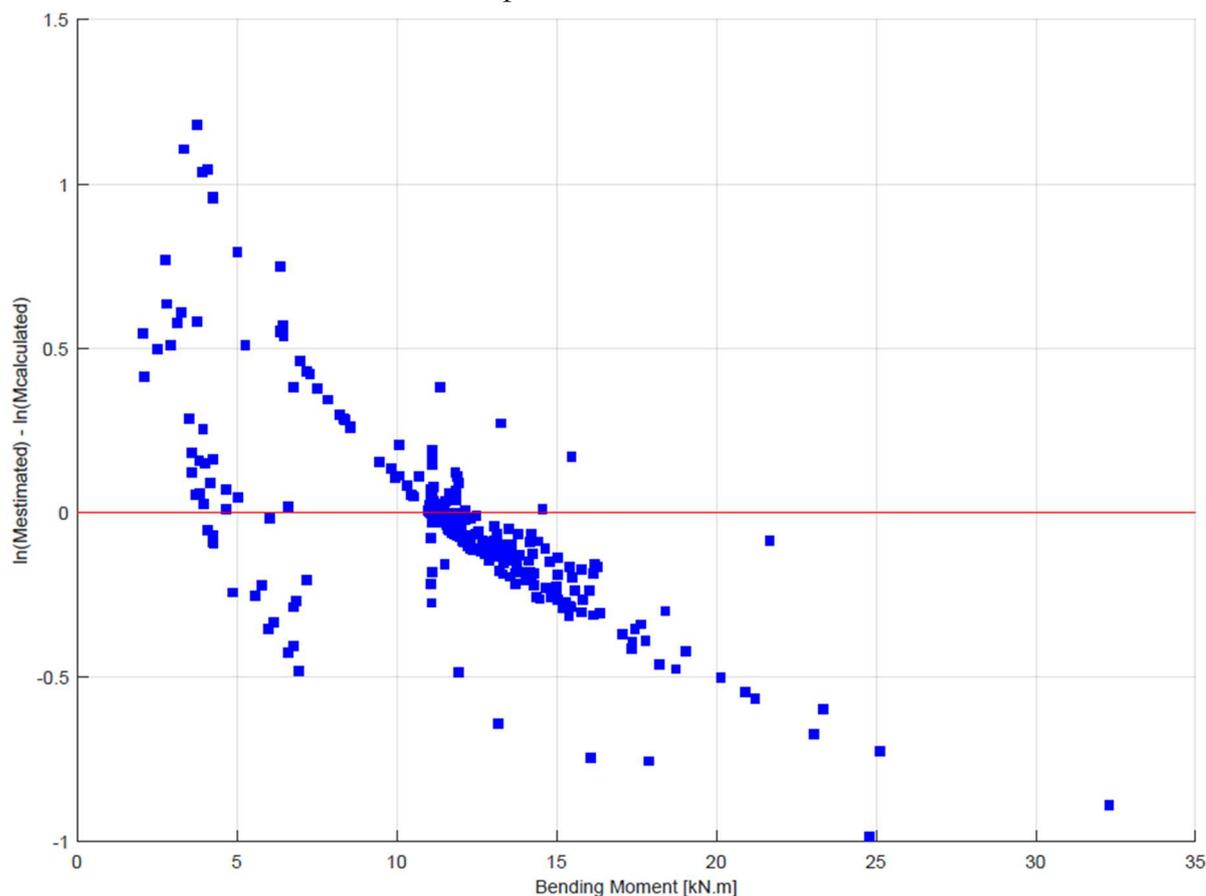
Período de retorno	Promedio M_e/M_c
43FF	1.17
475NF	1.02
475FF	1.16
1000NF	0.92
1000FF	1.05
2500NF	0.91
2500FF	0.93

Fuente: Elaboración propia

Dado que existe un error en la estimación de las demandas para ciertos sitios y períodos de retorno (Figura 66), se ha calculado el error de estimación estándar para cada período de retorno, con el cual se propone corregir el valor de demandas (Tabla 22).

Figura 66.

Error en la estimación de demandas en pilote



Fuente: Elaboración propia

Tabla 22.

Error de estimación estándar para cada período de retorno

Período de retorno	Error Estándar Momentos [kN.m]	Error Estándar Cortantes [kN]
43FF	1.75	1.96
475NF	2.33	4.59
475FF	2.64	3.56
1000NF	3.99	5.96
1000FF	2.33	4.38
2500NF	5.01	6.82
2500FF	3.29	5.58

Fuente: Elaboración propia

Se recomienda que los valores de la Tabla 22, sean utilizados para su adición a las demandas estimadas para sitios donde el V_{S30} se encuentre entre 110 y 170 m/s. Para V_{S30} mayores a 170 m/s no se requiere del incremento del valor.

Ahora, realizando un análisis por sitio se tienen específicamente dos sitios que no son representados adecuadamente por el método simplificado, el uno es Swissotel que presenta un promedio de la relación M_e/M_c de 0.46, y el otro, el CICG con una relación M_e/M_c promedio de 2.54, es decir, que en un caso se subestima y en el otro sobreestima las demandas, respectivamente, de una magnitud importante. En el caso del sitio CICG, la sobreestimación se presenta ya que al sitio le corresponde un V_{S30} de 425 m/s.

La localización del momento máximo en la longitud del pilote, ha sido referenciada en relación al diámetro del mismo, así, se presenta para cada periodo de retorno el promedio de la relación L/d_p (distancia del momento máximo respecto de la cabeza del pilote vs diámetro del pilote) y la desviación estándar. (Tabla 23)

Tabla 23.

Relaciones L/dp de ubicación de momento máximo del pilote

Período de retorno	L/dp promedio	L/dp desv. estándar
43FF	32.08	12.95
475NF	29.55	12.43
475FF	29.58	14.38
1000NF	29.30	11.89
1000FF	29.91	13.38
2500NF	32.12	11.52
2500FF	31.30	13.45

Fuente: Elaboración propia

De aquí se puede comentar que en promedio el valor de L/dp sería $30 \text{ dp} \pm 13 \text{ dp}$, así, el rango de ubicaciones del momento máximo es de 17 a 43 diámetros del pilote.

CONCLUSIONES

Al ser muy común el desestimar la interacción dinámica suelo-pilote cinemática dentro del diseño estructural de pilotes, se presenta una subestimación a las solicitaciones tanto de las cimentaciones como de la estructura; cuando se encuentran sobre suelos blandos, y en mayor magnitud al tener contrastes de rigidez importantes entre el pilote y el suelo. Esto ha incurrido varias veces en la falla de la cimentación por sobrepasar sus estados límites de resistencia.

Aunque existen muchos estudios donde se han desarrollado métodos analíticos o numéricos para la estimación de la interacción dinámica suelo-estructura cinemática, su empleo se vuelve complejo por las múltiples complicaciones que se presentan en los proyectos como el cumplimiento de tiempos y limitaciones económicas, por lo cual, el disponer de métodos simples y de fácil aplicación es beneficioso para los ingenieros estructurales y para los intereses de los proyectos.

La realización de un análisis de respuesta de sitio es muy importante puesto que toma en consideración variables sismológicas, geotécnicas, geométricas, etc., que afectan las demandas sísmicas, las que producirán solicitaciones sustanciales sobre la respuesta de las edificaciones.

Dentro del estudio se ha llegado a observar la importancia de la forma del perfil de desplazamientos y sus cambios de pendiente, ya que las deflexiones que se producen en el pilote inducen momentos flectores y cortantes de magnitudes importantes que deben ser tomadas en cuenta dentro del diseño estructural, y así evitar la falla de los mismos al momento de un evento sísmico.

En sitios donde existen grandes contrastes de impedancia se deben tener las precauciones del caso pues justamente en los cambios de bruscos rigidez del suelo es donde se presentan las mayores demandas, dado que allí se encuentran las curvaturas de mayor importancia en la deflexión del pilote.

Se deben realizar análisis no lineales del pilote cuando se efectúe la estimación de la interacción cinemática y cuando existan grandes cargas axiales o grandes desplazamientos; ya que los efectos $P-\Delta$ inducen mayores sollicitaciones sobre el pilote.

Posterior al análisis de resultados, para la aplicación del presente método simplificado se recomienda el uso de los perfiles de desplazamientos $LD-1.5\sigma$, y que este sea amplificado por el desplazamiento lateral máximo, evaluado con el PGD estimado más el valor de un error estándar (Tabla 16).

Se recomienda realizar un análisis de respuesta de sitio para sitios donde el V_{S30} sea menor a 110 m/s dado que el método desarrollado subestima las demandas desde el 25% hasta 40% menos. En contraposición, en sitios con V_{S30} mayores a 170 m/s, se tienen sobrestimaciones de demandas desde un 25%. Para sitios con V_{S30} elevados, como el sitio CICG ($V_{S30} = 425$ m/s), se halló una sobrestimación de entre el 72% al 225%.

Dentro del diseño de los pilotes mediante el método simplificado, se debe considerar el disponer de la resistencia necesaria para suplir las demandas máximas estimadas por efectos de interacción cinemática; dentro de un rango de longitud del pilote de 17 a 43 diámetros del pilote, medidos desde la cabeza del mismo.

BIBLIOGRAFÍA

- Aki, M. (1988). Local site effect on ground motion. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics. II: Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*, 103–155.
- Anoyatis G., Di Laora R., Mandolini A., & Mylonakis G. (2013). Kinematic response of single piles for different boundary conditions: analytical solutions and normalization schemes. In *Soil Dyn. Earthq. Eng.*
- API. (1993). Recommended Practice for Planning, Design, and Constructing Fixed Offshore Platforms. In *API RP 2AWS, 20th ed.*
- Bard, P., & Gariel, J. (1986). The seismic response of two-dimensional sedimentary deposits with large vertical velocity gradients. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 76, 343–356.
- Blaney G., Kausel E., & Roesset J. (1976). Dynamic stiffness of piles. In ed. C.S Desai (Ed.), *Proceedings, Numerical Methods in Geomechanics*.
- Boulanger, R., Curras, C., Kutter, B., Wilson, D., & Abghari, A. (1999). Seismic soil-pile structure interaction experiments and analyses. In *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
- Caisapanta, J. (2019). *Comparación de dos programas en el análisis de respuesta de sitio en depósitos con suelos blandos*. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- Choi J., Kim M., & Brandenberg S. (2015). Cyclic p-y plasticity model applied to pile foundations in sand. In *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* (141(5): 04015013).
- Darendeli, M. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves*.
- Di Laora R., & Sanctis L. (2013). Piles-induced filtering effect on the foundation input motion. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 46: 52–63.
- Fan K., Gazetas G., Kaynia A., & Kausel E. (1991). Kinematic seismic response of single piles and pile groups. In *J. Geotech. Eng.*
- Fernández, L. (2013). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. Parte 1. *Construcción y Tecnología En Concreto*, 20–24.
- Flores-Berrones, R. (1974). *Response of Pile Foundations to Earthquake Loading, Ph.D. thesis*. National University of Mexico.
- Hashash, Y., & Groholski, D. (2010). Recent advances in non-linear site response analysis. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss*, 29(6), 1–22.
<http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Remarks+on+site+response+analysis+by+using+Plaxis+dynamic+module#0>
- Hashash, Y. M. A., Musgrove, M. I., Harmon, J. A., Groholski, D. R., Phillips, C. A., & Park,

- D. (2015). *DEEPSOIL 6.1, user manual*.
- Hetenyi, M. (1946). *Beams on Elastic Foundation*. University of Michigan Press, Ann Arbor Michigan.
- Idriss, I. (1991). Earthquake ground motions at soft soil sites. *Second International Conference on Recent Advance in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Isenhower, W., & Wang, S. (2015). User ' s Manual for LPile 2015. In *LPile* (Vol. 2015).
- Jibson, R. (1987). Summary of research on the effects of topographic amplification of earthquake shaking on slope stability. *Open-File Report 87-268*.
- Kaklamanos, J., Bradley, B. A., Thompson, E. M., & Baise, L. G. (2013). Critical parameters affecting bias and variability in site-response analyses using KiK-net downhole array data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(3), 1733–1749. <https://doi.org/10.1785/0120120166>
- Kalkan, E., & Chopra, A. (2010). Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures. In *Open-File Report 2010*.
- Kaynia A., & Kausel E. (1982). Dynamic behavior of pile groups. In *Proceedings, 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*.
- Khalili-Tehrani P., Ahlberg E., Rha C., Lemnitzer A., Stewart J., Taciroglu E., & Wallace J. (2014). Nonlinear load-deflection behavior of reinforced concrete drilled piles in stiff clay. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
- Kottke, A. R. (2010). *A Comparison of Seismic Site Response Methods*. 326.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (Prentice-H).
- Kumar, S., Krishna, A., & Dey, A. (2014). Parameters Influencing Dynamic Soil Properties : A Review Treatise. *IJIRSET*.
- Lam I. (2009). Diameter effects on p-y curves. In *Proceedings, Deep Marine Foundations—A Perspective on the Design and Construction of Deep Marine Foundations*.
- López, A. (2019). *Metodología de Análisis de Respuesta de Sitio Unidimensional para Determinar la Demanda Sísmica en Superficie de Guayaquil - Un aporte a la Norma Sísmica de Guayaquil 2019 (NSG-19)*. Universidad de Especialidades Espíritu Santo.
- Matasovic, N., & Vucetic, M. (1993). Cyclic characterization of lique able sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(11), 1805–1822.
- Matlock, H. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. In *Proceedings, 2nd Annual Offshore Technology Conference*.
- McClelland, B., & Focht, J. (1958). *Soil modulus for laterally loaded piles*.
- McKenna F. (1997). Object-Oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis, Algorithms and Parallel Computing. In *Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering*.

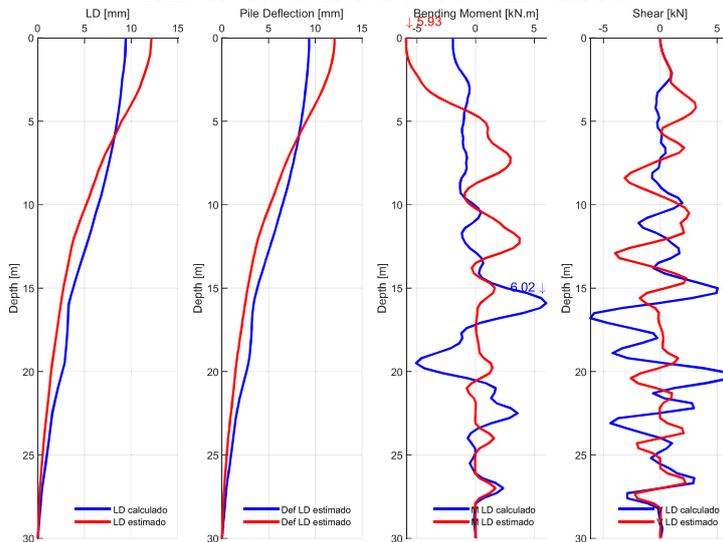
- McKenna F., Scott, M., & Fenves, G. (2010). *Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition*.
- MIDUVI. (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG. *Geotécnia y Cimentaciones.*, 74. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Park, D., & Hashash, Y. (2004). Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1142/S1363246904001420>
- Penzien J., Scheffey C., & Parmelee R. (1964). Seismic analysis of bridges on long piles. In *J. Eng. Mech. Div.*
- Phillips, C. (2013). *Dynamic soil modeling in site response and soil-large pile interaction analysis*. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Randolph M. (1981). The response of flexible piles for lateral loading. In *Geotechnique*.
- Reese, L., Cox, W., & Koop, F. (1974). Analysis of laterally loaded piles in sand. In *Proceedings, 6th Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2* (OTC 2080).
- Reese, L., Cox, W., & Koop, F. (1975). Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. In *Proceedings, 7th Offshore Technology Conf.*, (OTC 2321).
- Reese, L., Isenhower, W., & Wang, S. (2006). *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations* (John & W. & Sons (eds.)).
- Reese, L., & Van Impe, F. (2001). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. <https://doi.org/10.1115/1.1445326>
- Reese, L., & Welch, R. (1975). *Lateral loading of deep foundation in stiff clay* (J. Geotech. Eng. Div).
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests - A unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(11), 1337–1355. <https://doi.org/10.1139/T09-065>
- Rodríguez, M. (2015). *Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona*. Universitat politècnica de Catalunya.
- Romo, M., Mendoza, M., & Garcia, S. (2000). Geotechnical factors in seismic design of foundations state-of-the-art report. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, September*. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.3.347-370>
- Schnabel, P., Lysmer, J., & Seed, H. (1972). *Shake: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites* (Issue EERC 72-12). NISEE / Computer Applications.
- Seed, H. (1976). Some aspects of sand liquefaction under cyclic loading. *Conference on Behavior of Offshore Structures*.
- Silva, W. (1988). Soil response to earthquake ground motion. *EPRI Report NP-5747*.

- Stewart, J., & Kwok, A. (2008). Nonlinear seismic ground response analysis: code usage protocols and verification against vertical array data. *Geotechnical Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE Geotechnical Special Publication No. 181*.
- Subcomisión de “Peligro Sísmico.” (2019). *Proyecto Norma Sísmica para Edificaciones y Construcciones en el Cantón Guayaquil - Respuesta dinámica de sitio: Metodologías y procedimientos de cálculo*.
- Tajimi H. (1969). Dynamic analysis of structure embedded in elastic stratum. *4th World Conference on Earthquake Engineering*, A-6 53-69.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (I. John Wiley & Sons (ed.)).
- Turner, B., Brandenburg, S., & Stewart, J. (2017). Influence of kinematic SSI on foundation input motions for bridges on deep foundations. In *PEER Report No. 2017/08*.
- Universidad de Costa Rica (UCR). (1999). *Evaluación del impacto ingenieril de un terremoto en la península de Nicoya: Informe final*. Programa de Ingeniería Sísmica.
- Vera-Grunauer, X., Benítez, S., Hermenejildo, A., Lopez, K., Ramírez, J., Ochoa, I., & González, O. (2014). *Elaboración de documento de la microzonificación sísmica y geotécnica de la ciudad de Guayaquil según norma ecuatoriana de la construcción 2011*.
- Vera-Grunauer, X., Chavez-Abril, M., Ordoñez-Rendon, J., Gonzalez-Carrion, O., & Lopez-Zhinda, S. (2019). Dynamic soil-structure interaction of piles in soft soils. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, 2019*, 5522–5530.
- Vesic, A. (1961). *Bending of beams resting on isotropic elastic solids*. ASCE.
- Vesic A. (1977). Design of Pile Foundations. In *National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice NCHRP 42*.
- Wang S., Kutter B., Wilson D., Boulanger R., & Abbas A. (1998). Nonlinear seismic soil-pile structure interaction. In *Earthq. Spectra*.
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*. Dominicus, Prague.
- Yoshida, N. (2015). *Introduction of Seismic Ground Response Analysis*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-94-017-9460-2>

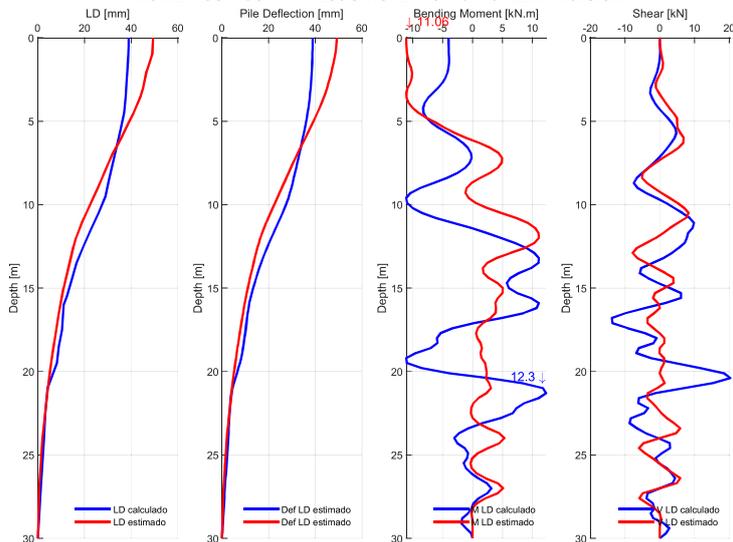
ANEXOS

A continuación, se presentan las gráficas comparativas de la respuesta del suelo ante los efectos de la interacción cinemática para los perfiles calculados y los estimados por medio del método desarrollado en el presente estudio, y para todos los sitios considerados.

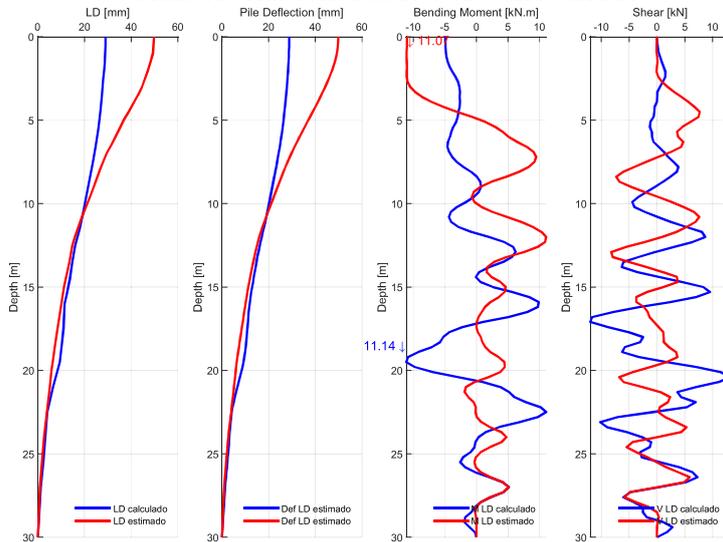
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



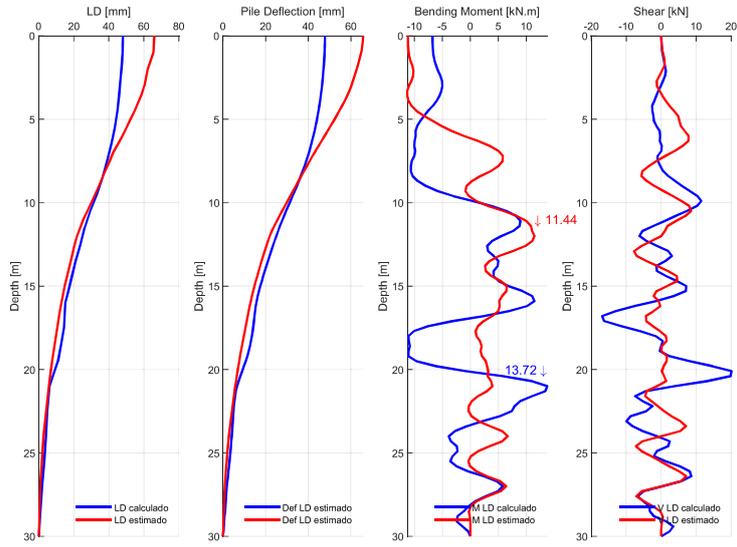
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



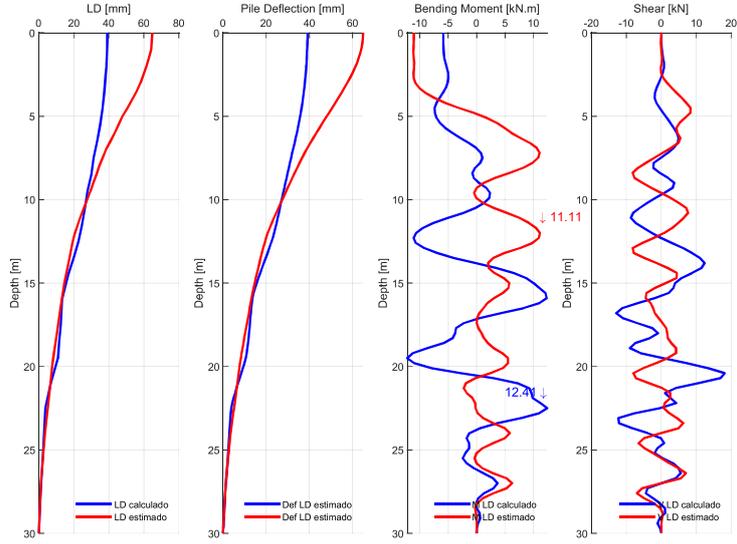
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



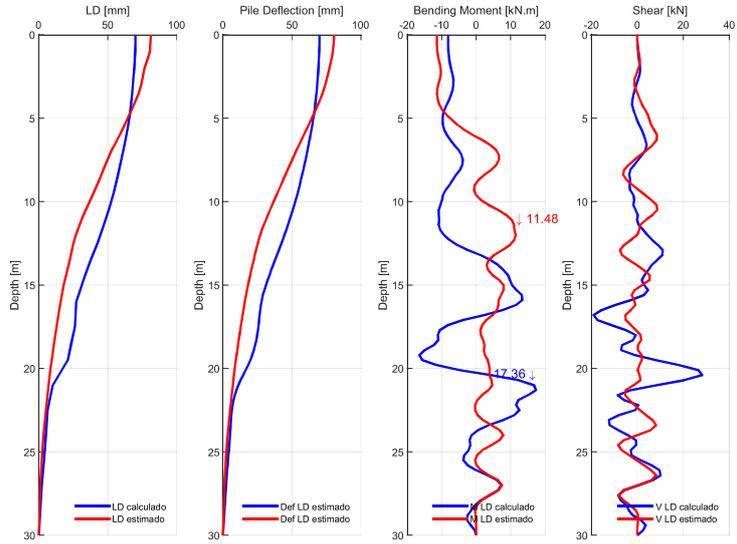
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



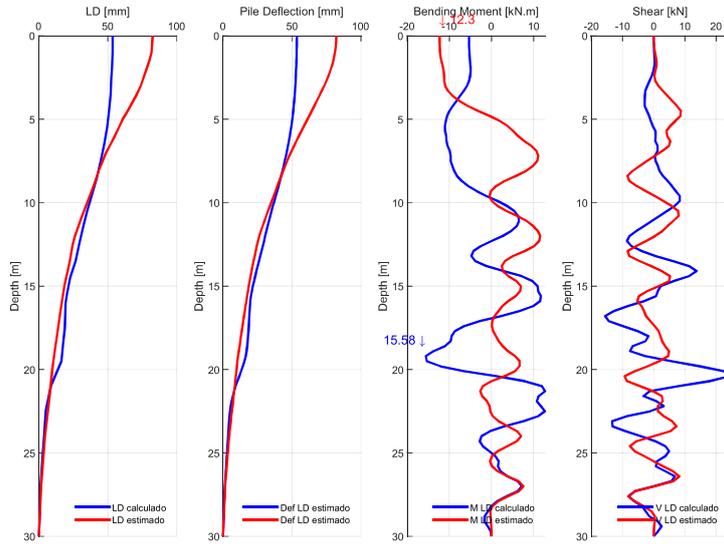
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



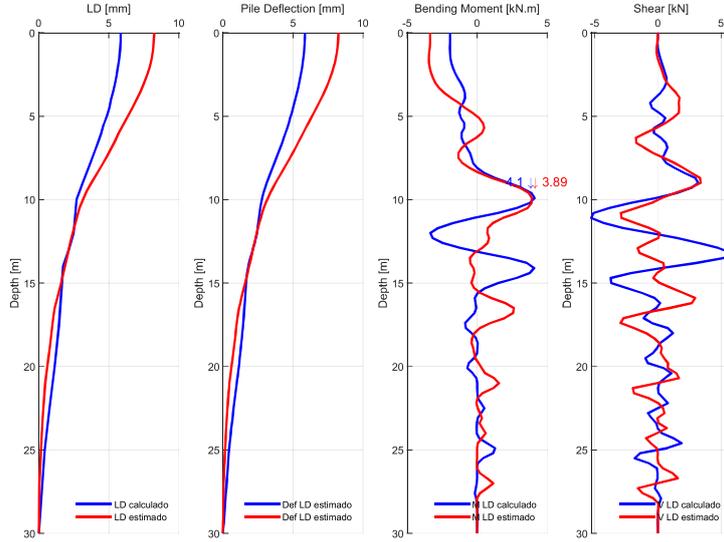
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



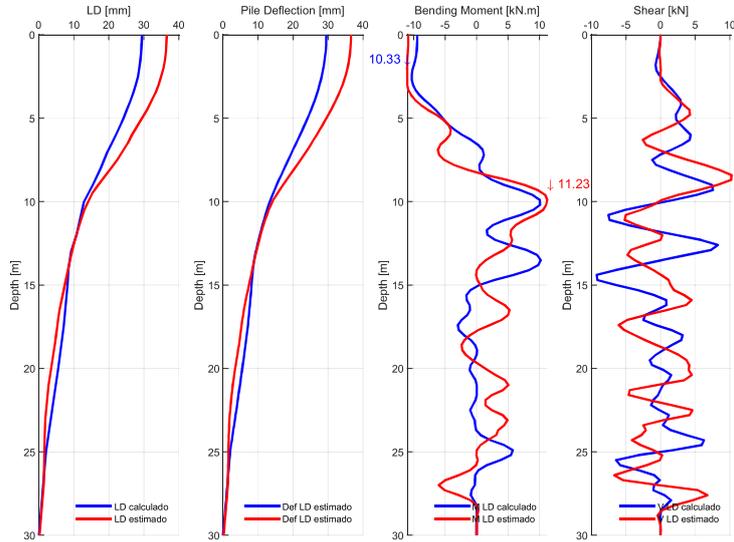
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-1 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



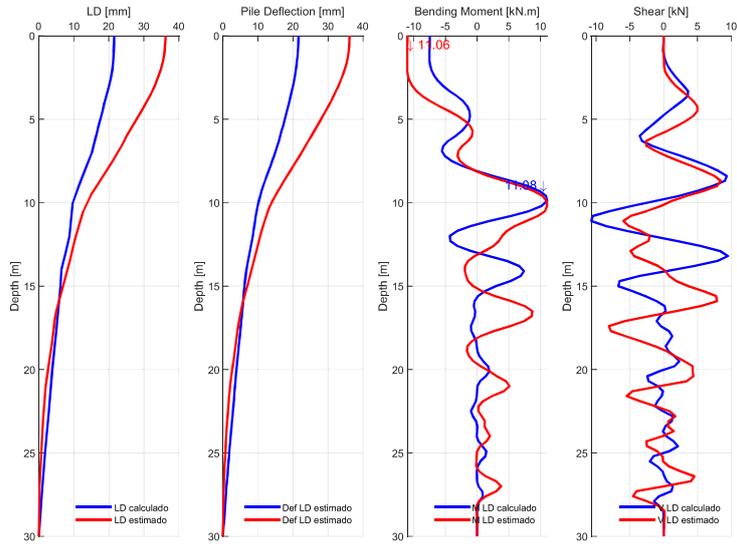
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



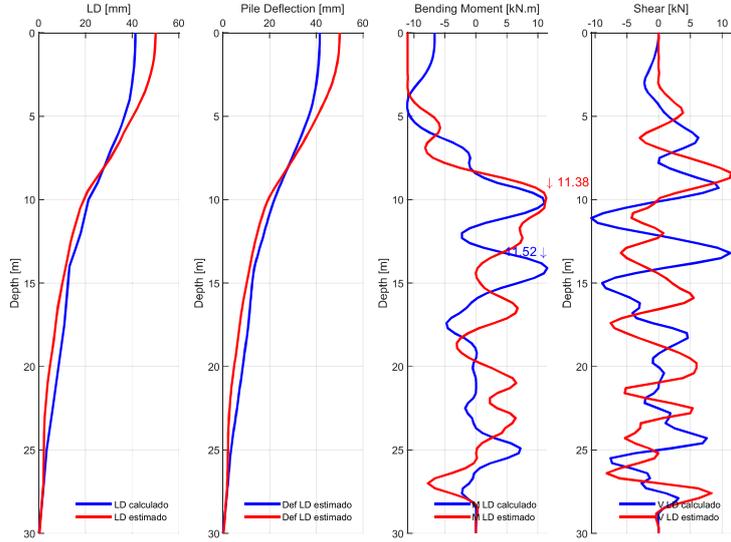
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



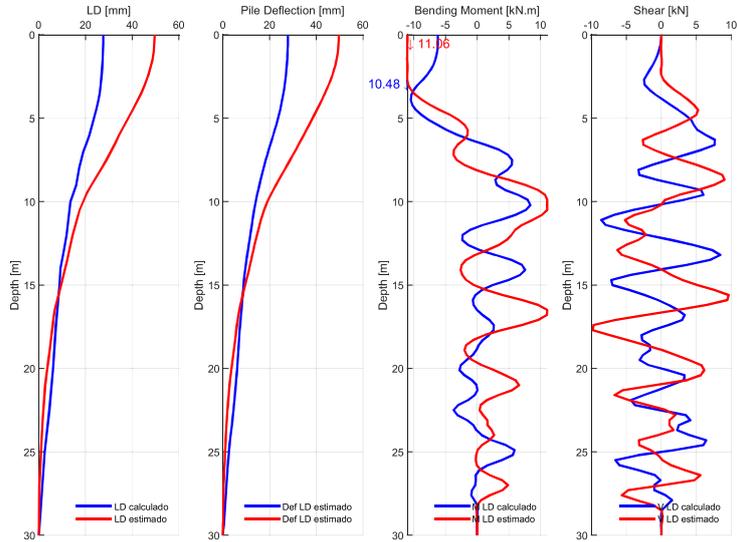
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



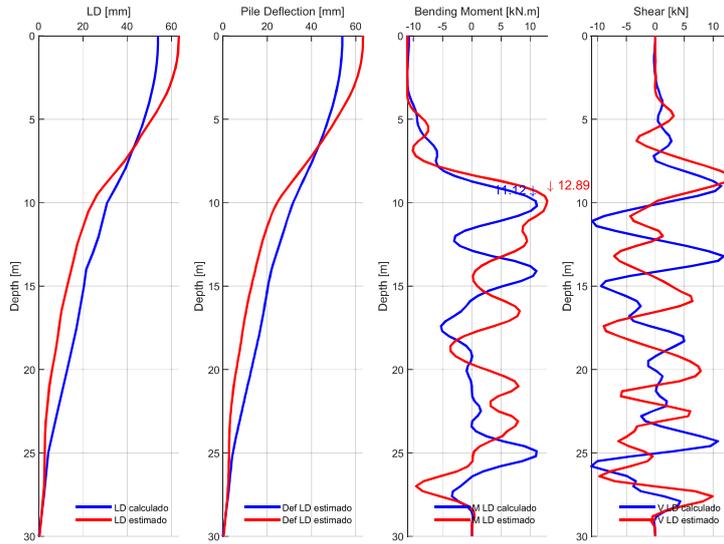
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



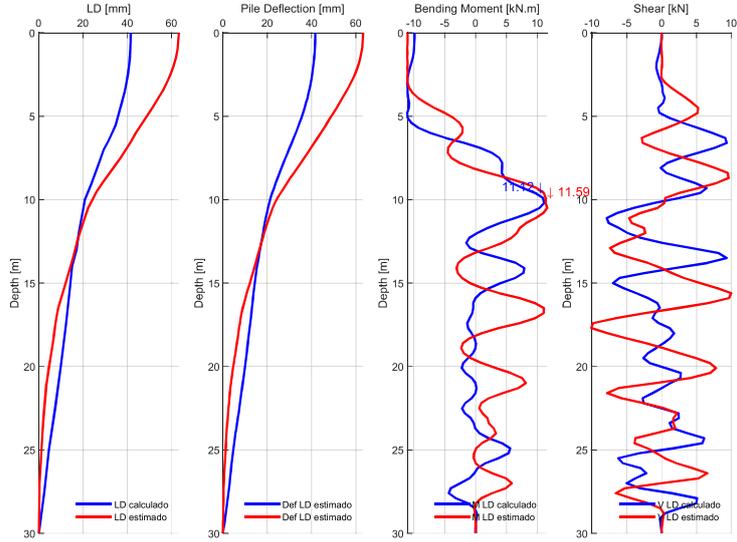
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



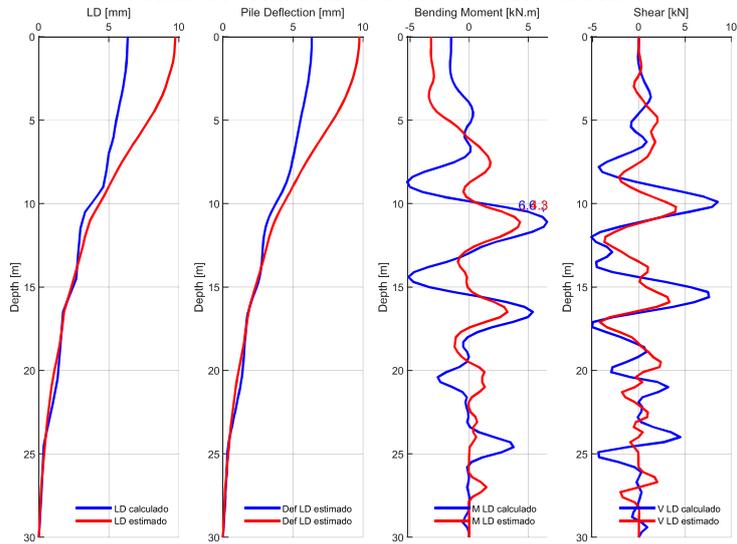
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



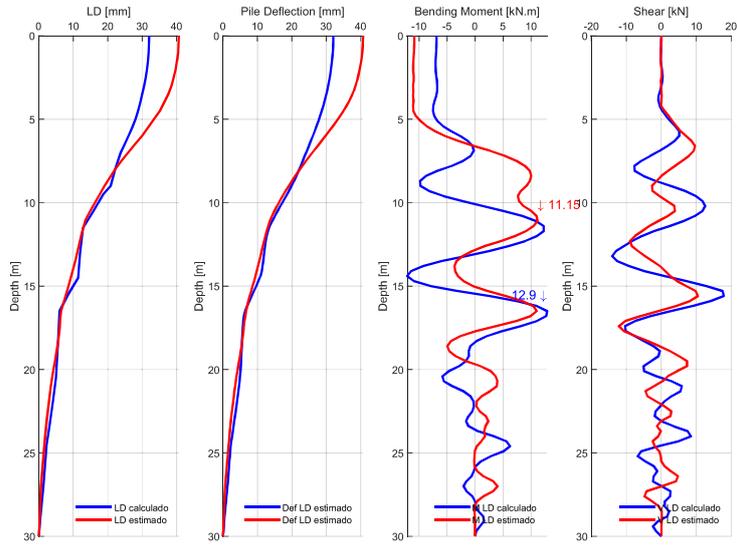
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-2 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



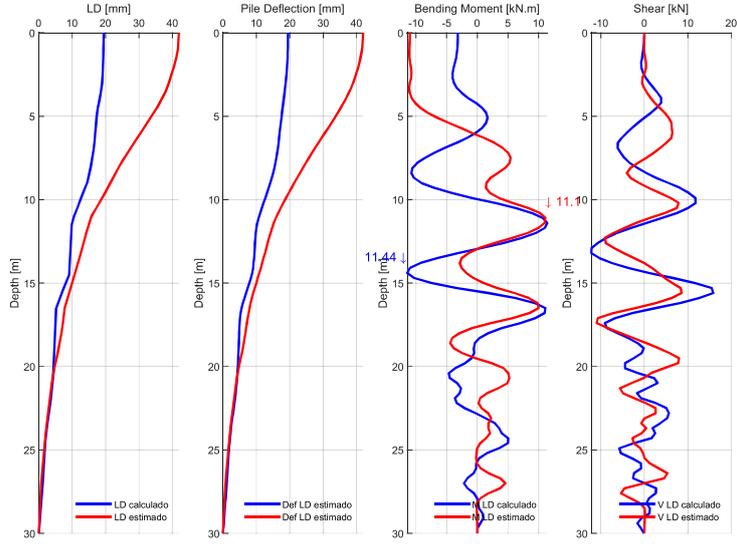
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



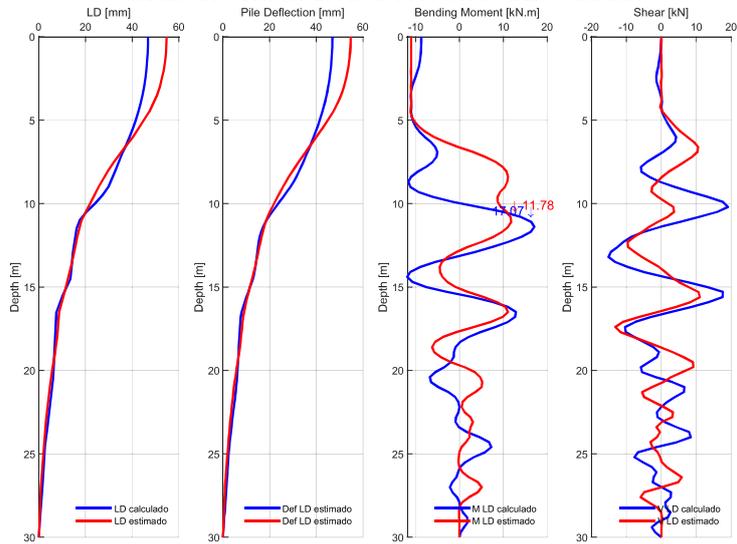
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



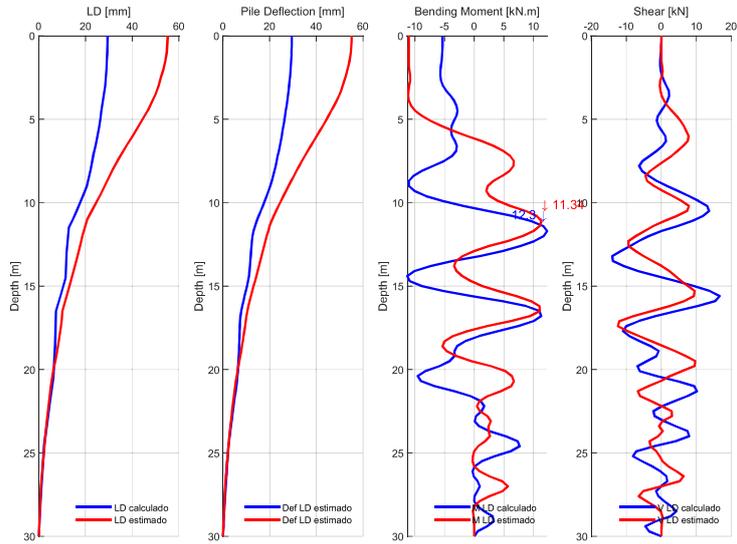
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



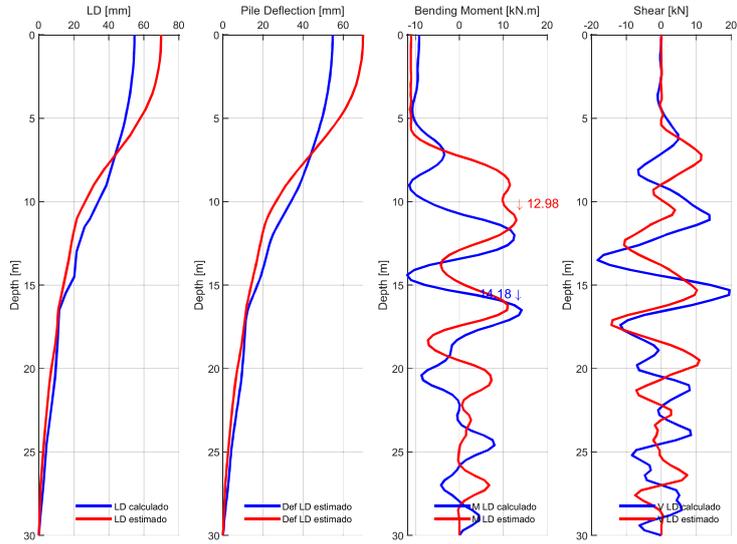
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



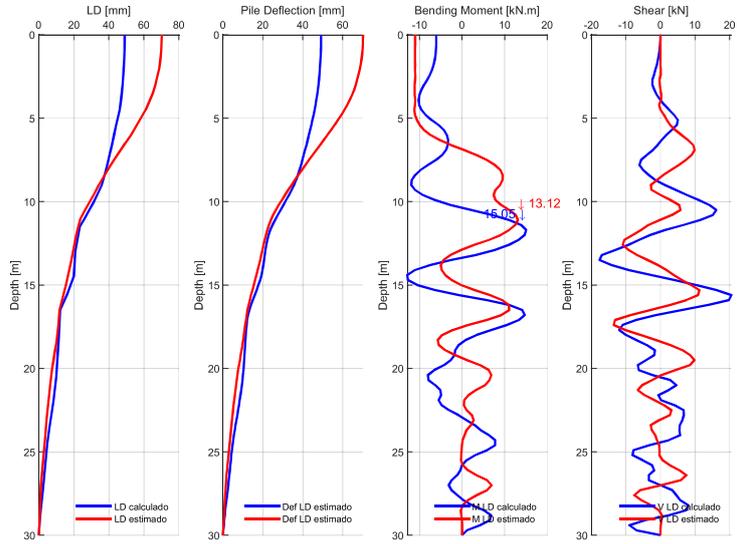
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



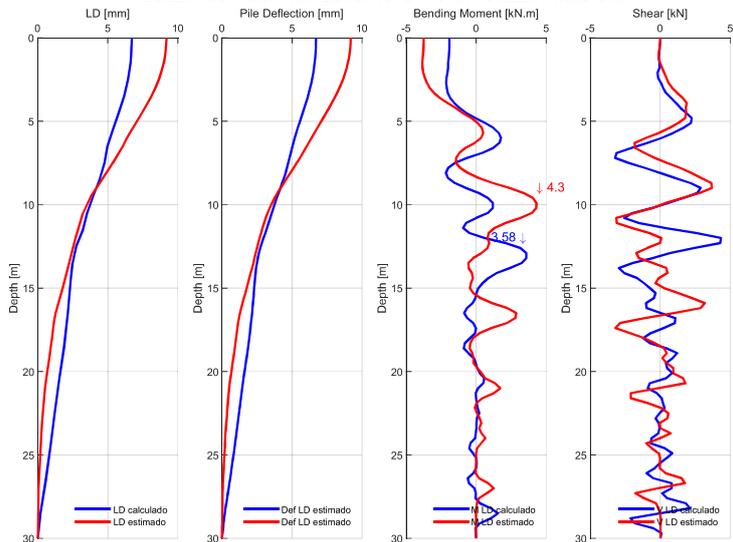
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



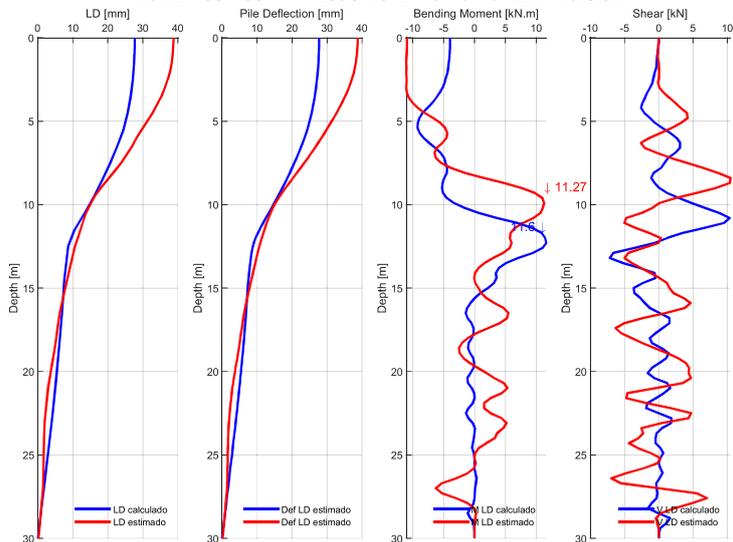
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-3 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



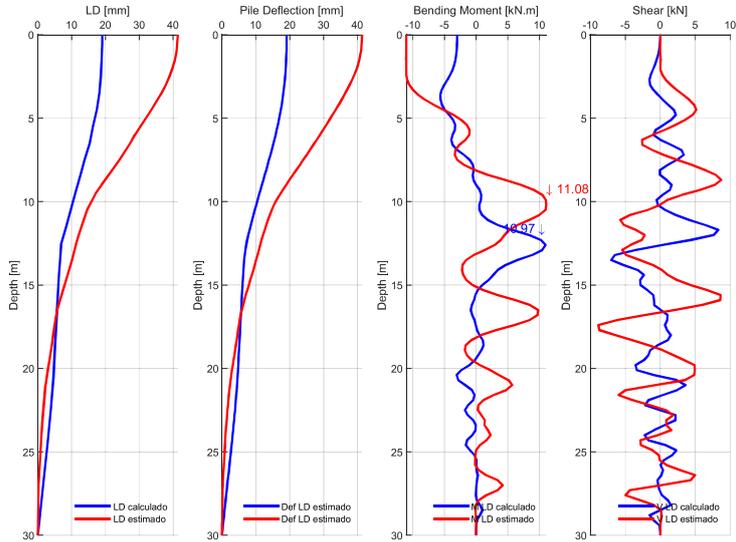
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



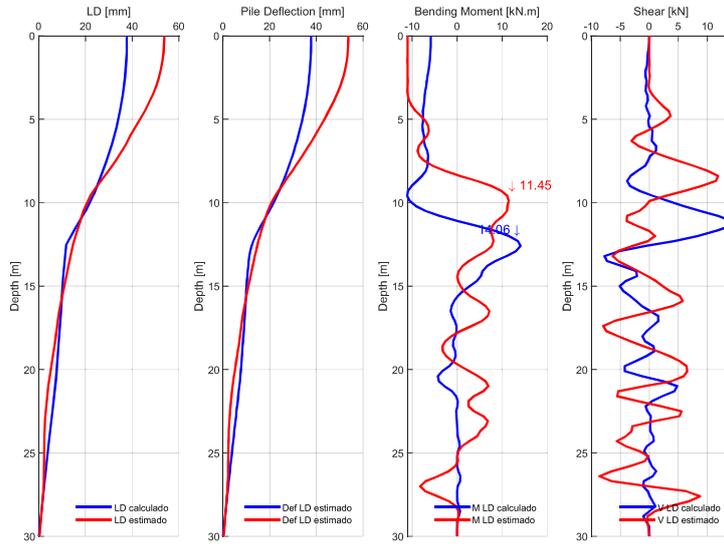
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



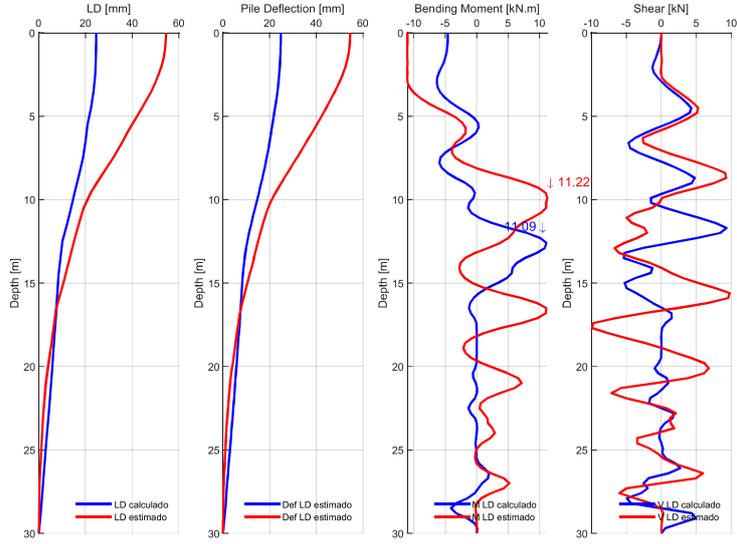
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



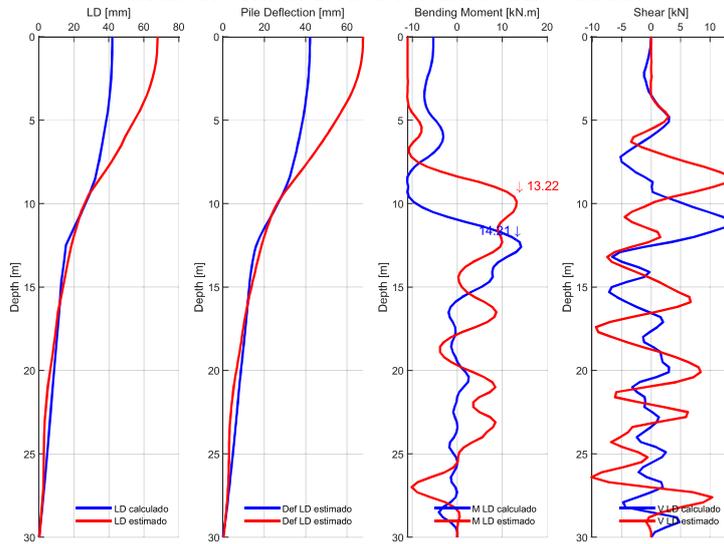
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



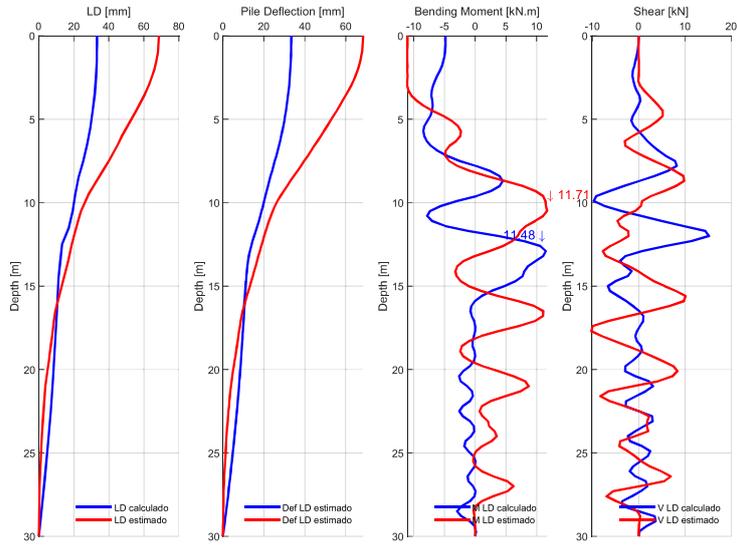
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



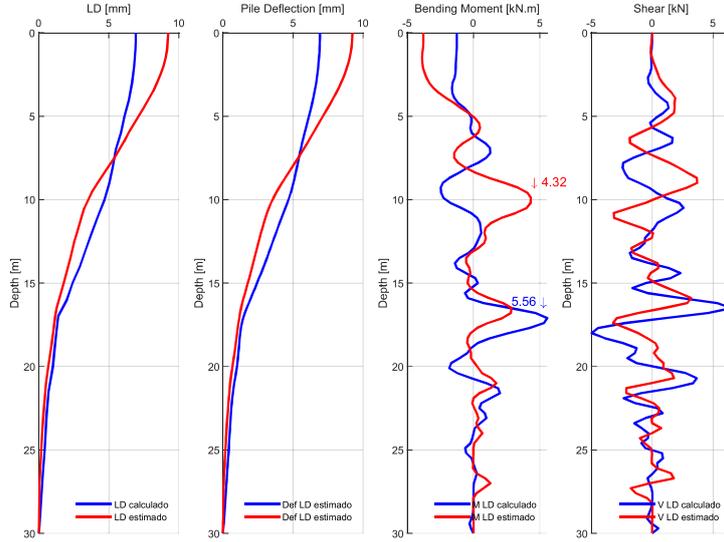
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



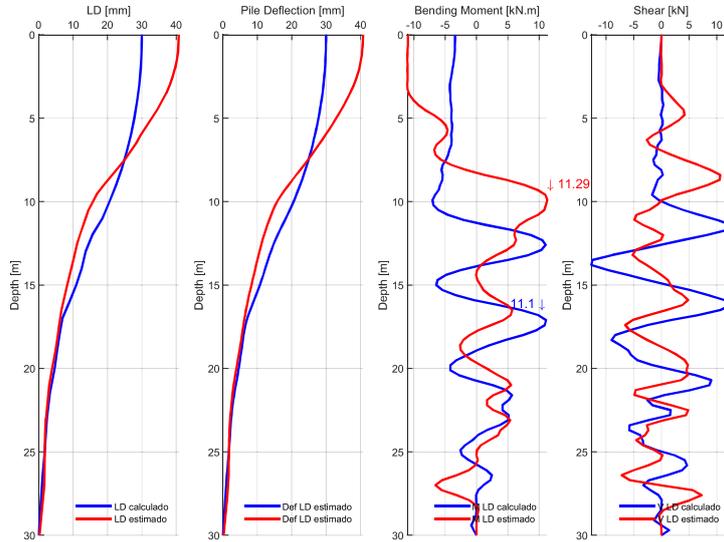
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-4 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



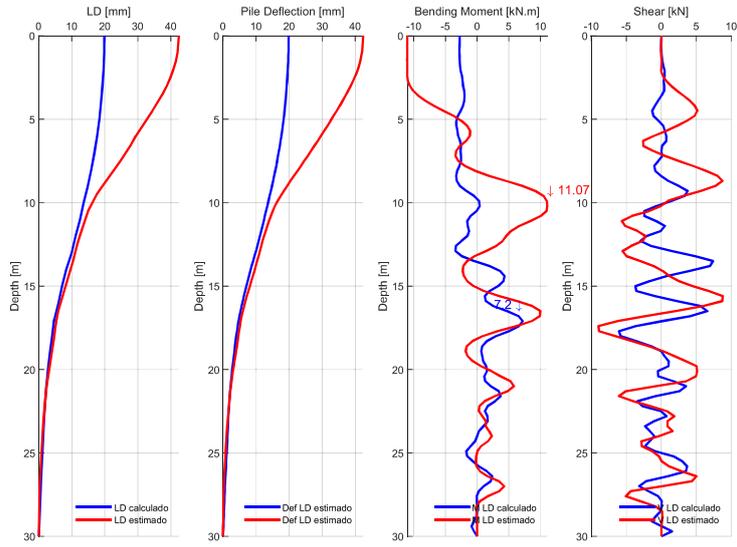
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



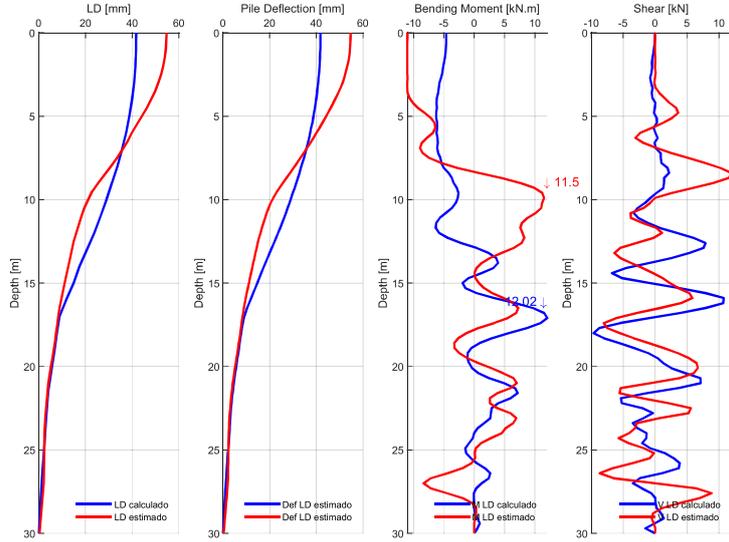
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



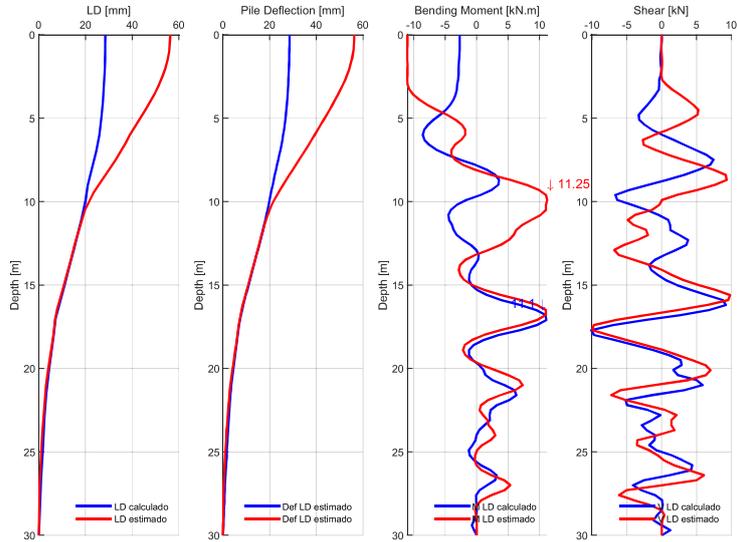
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



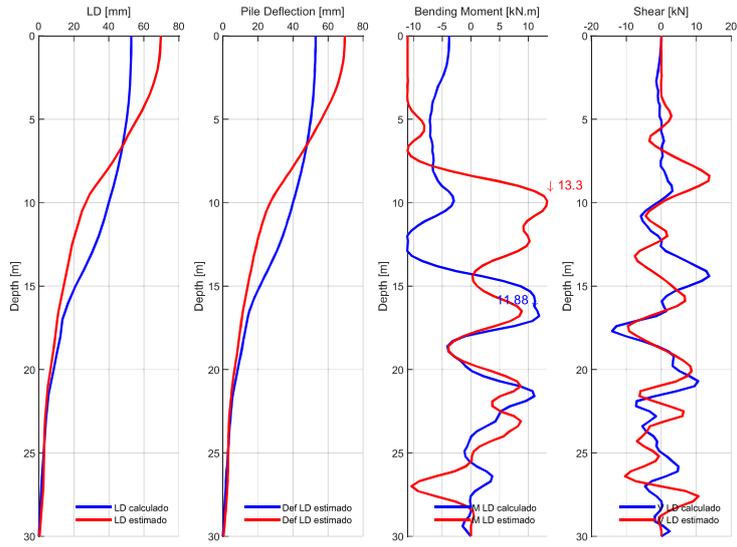
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



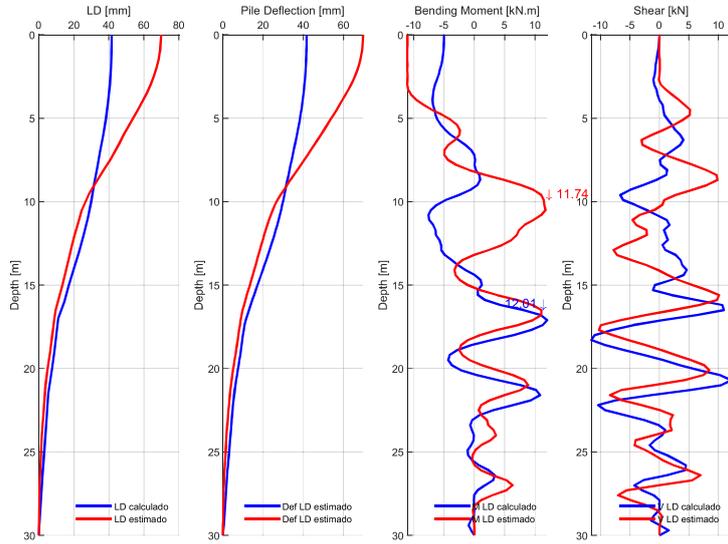
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



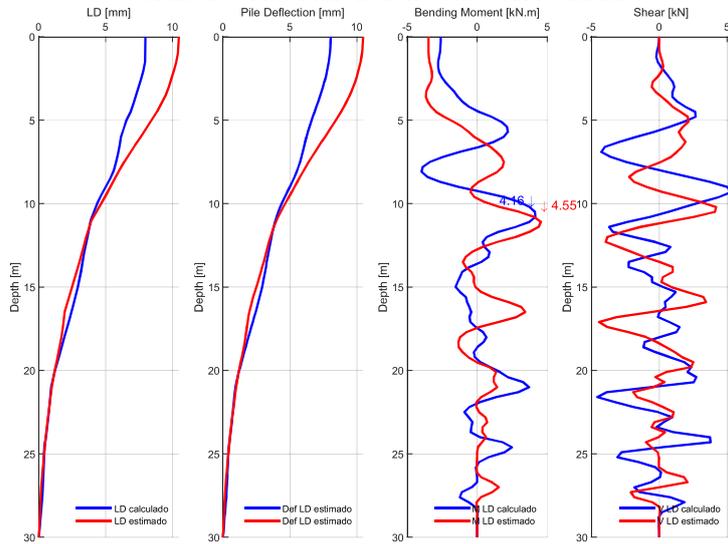
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



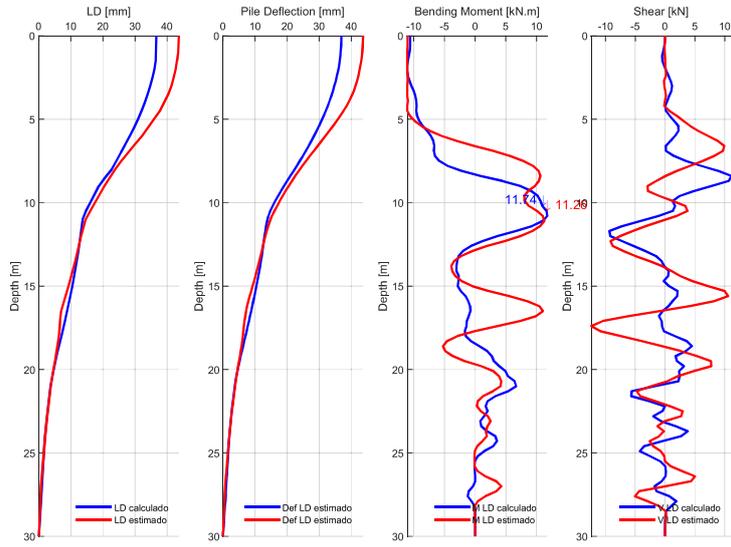
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D1-5 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



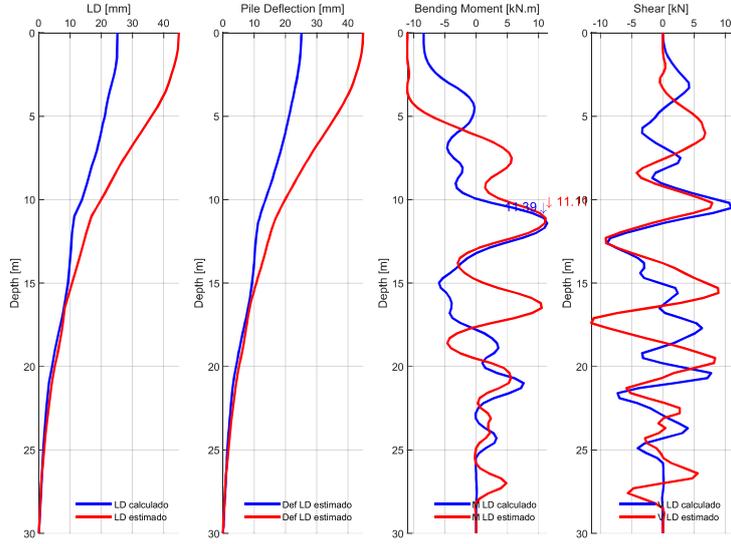
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



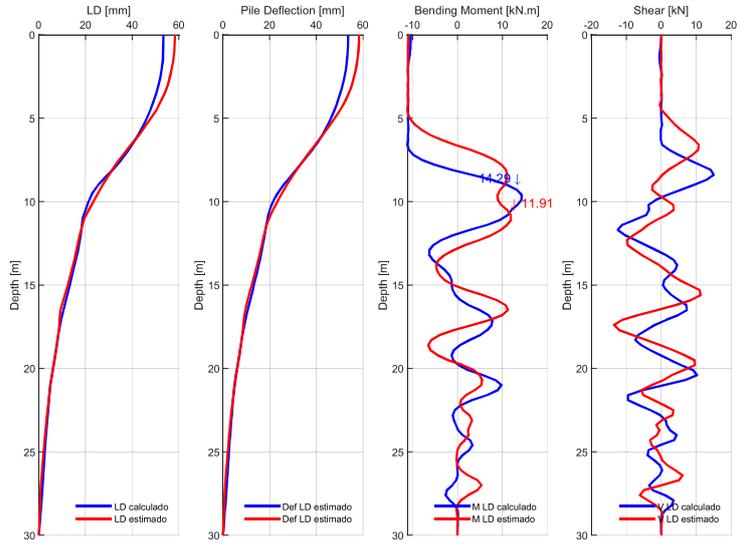
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



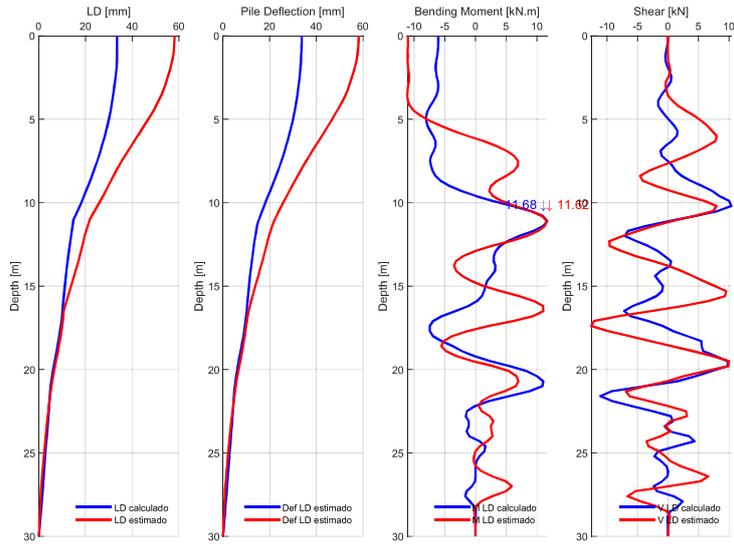
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



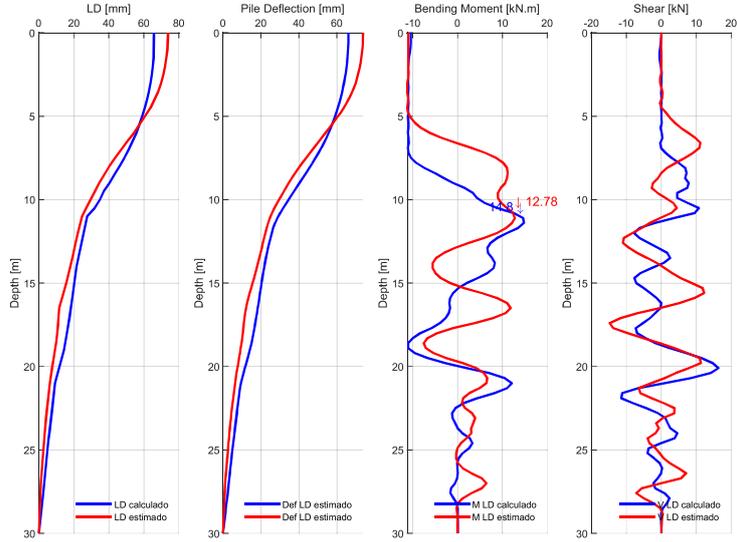
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



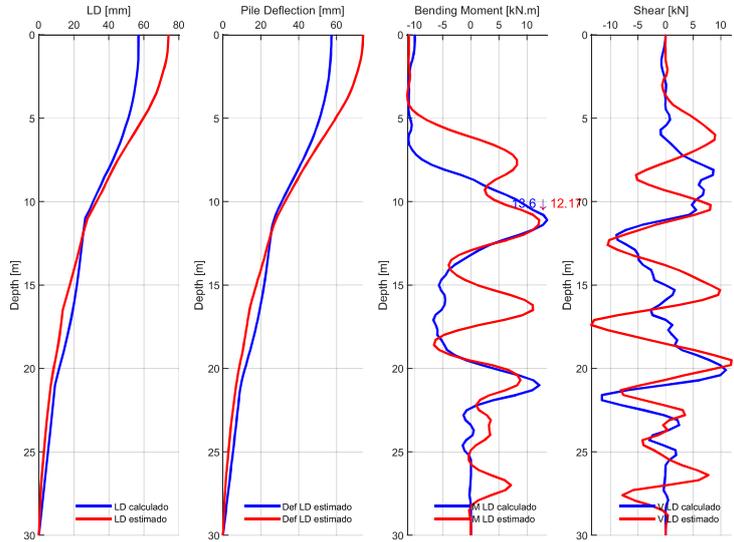
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



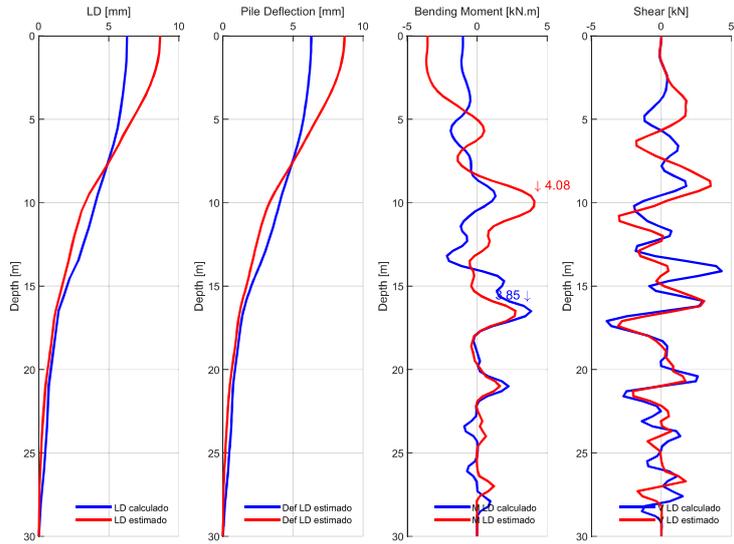
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



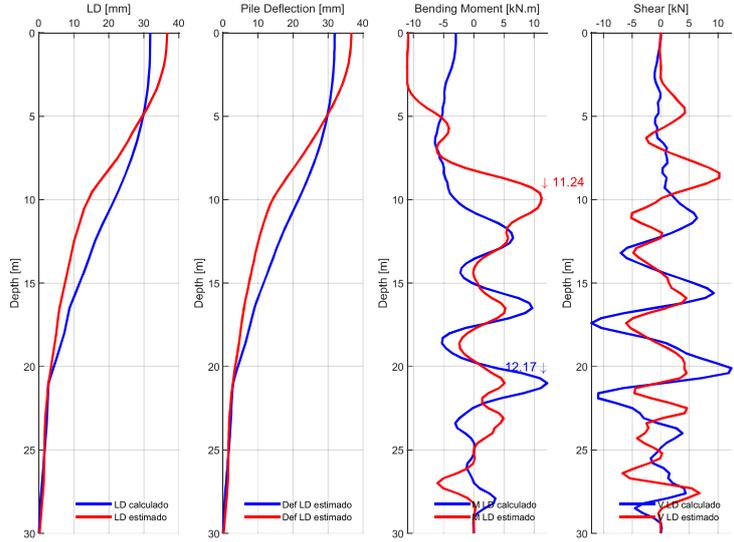
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S214 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



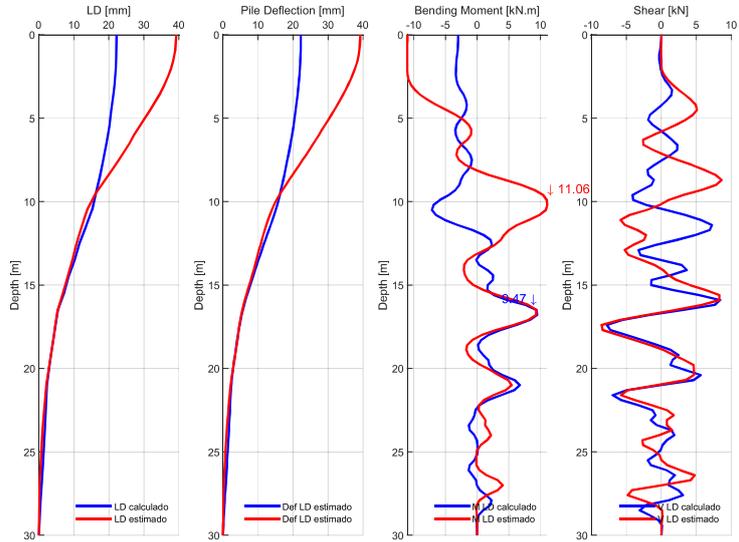
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



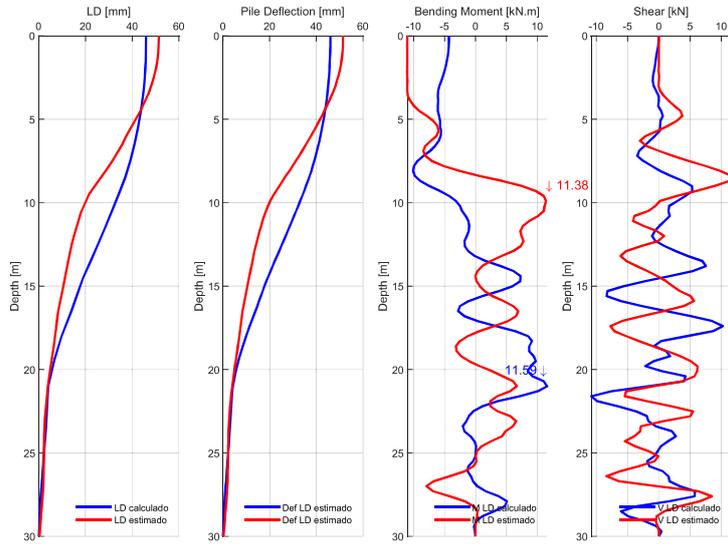
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



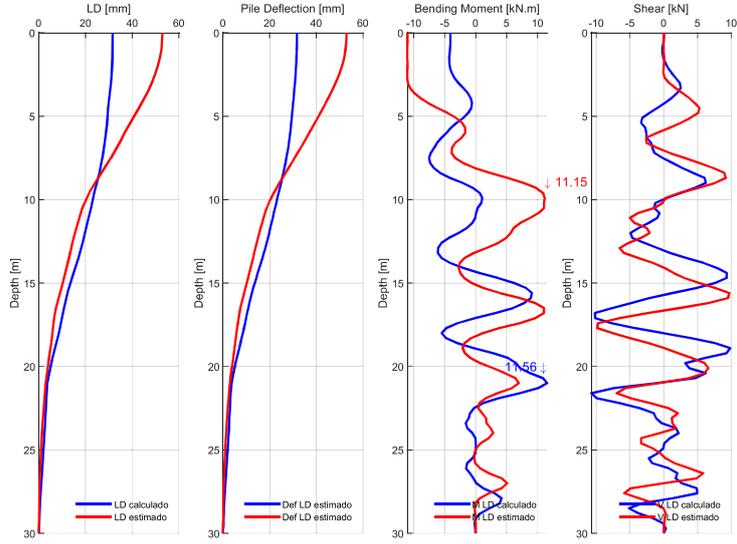
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



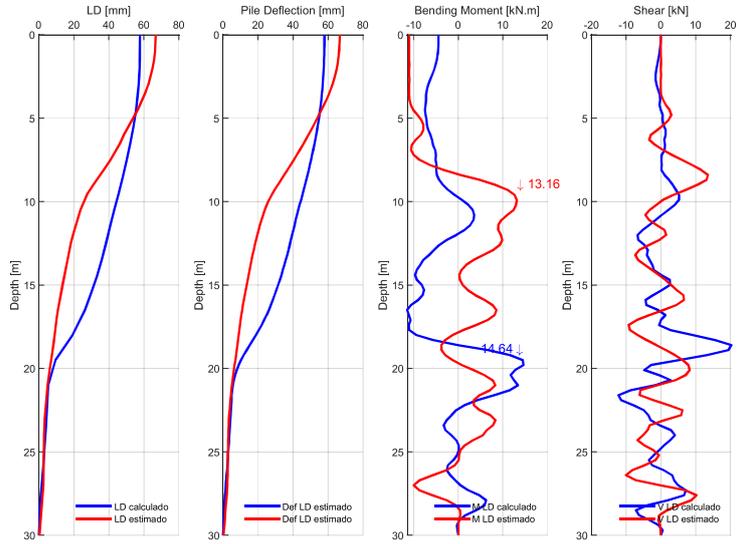
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



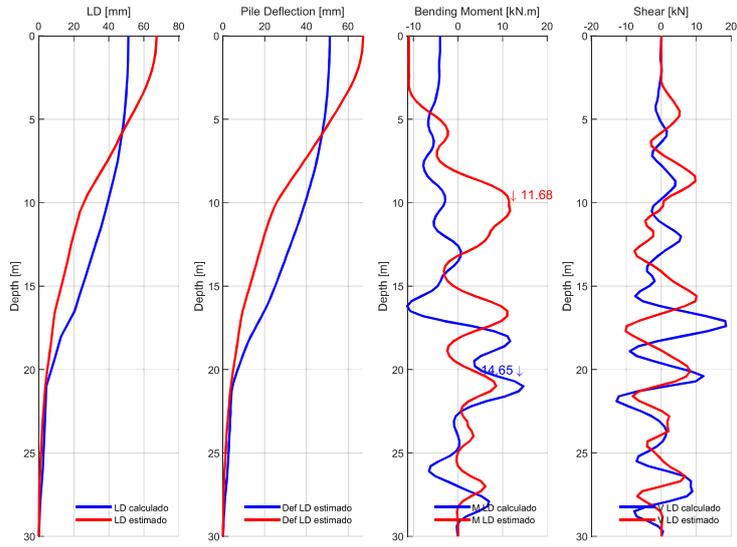
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



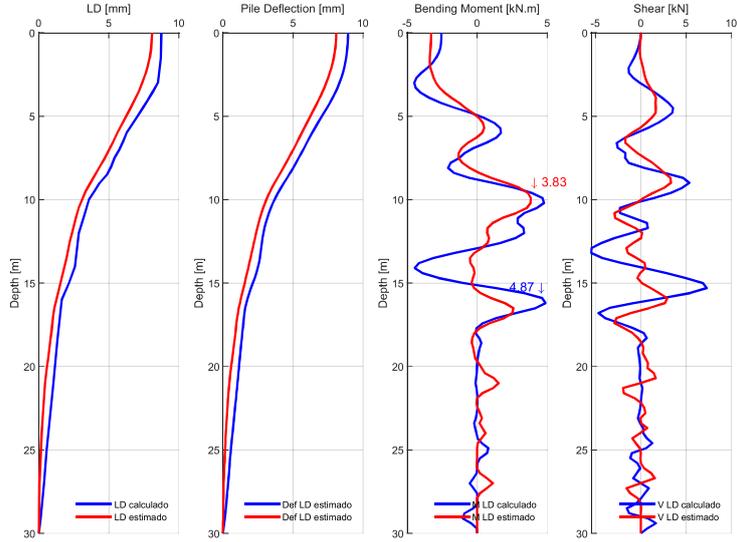
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



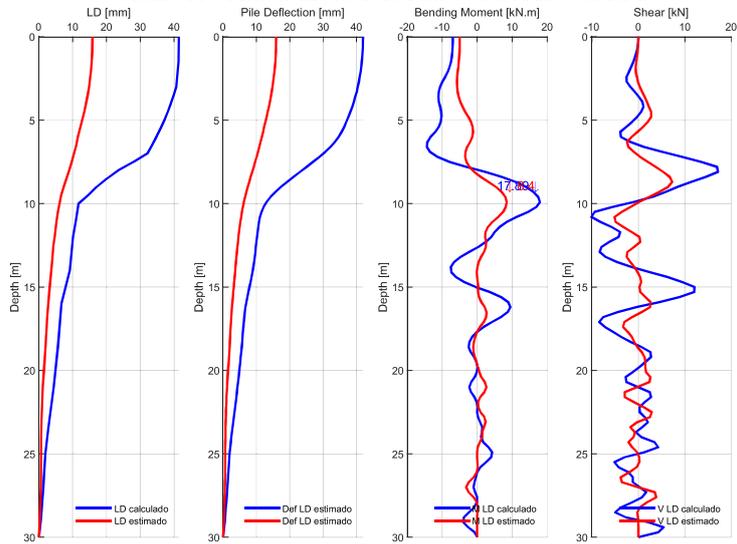
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S213 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



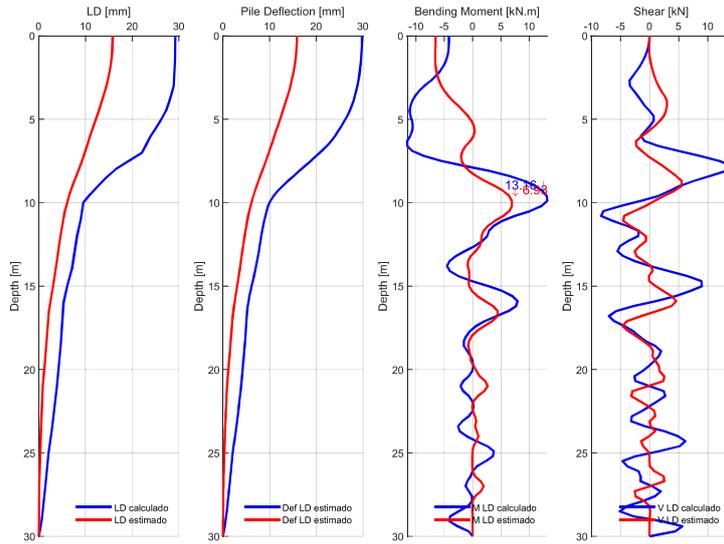
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Swisstotel / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



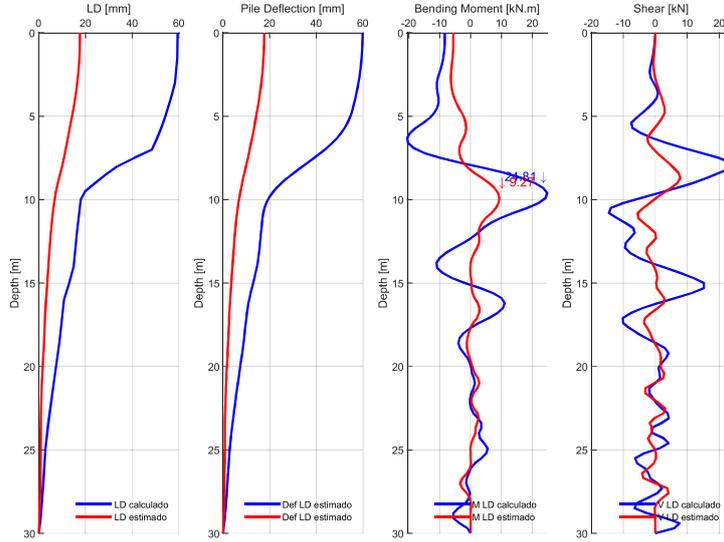
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Swisstotel / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



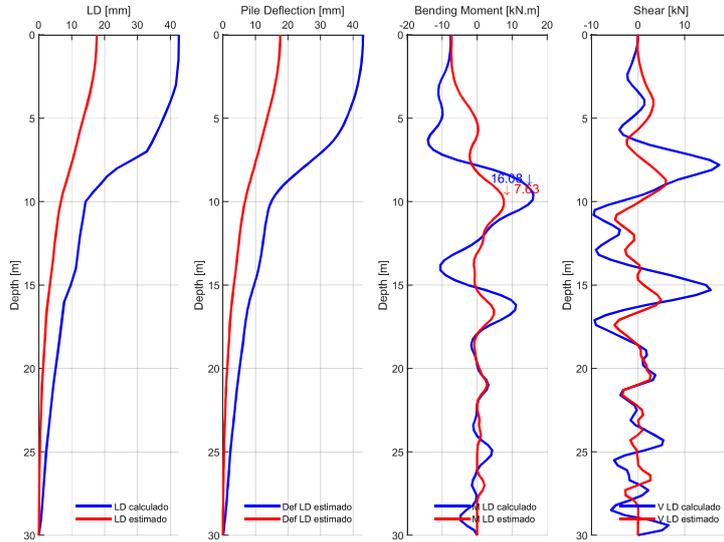
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: **Swissotel / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA**



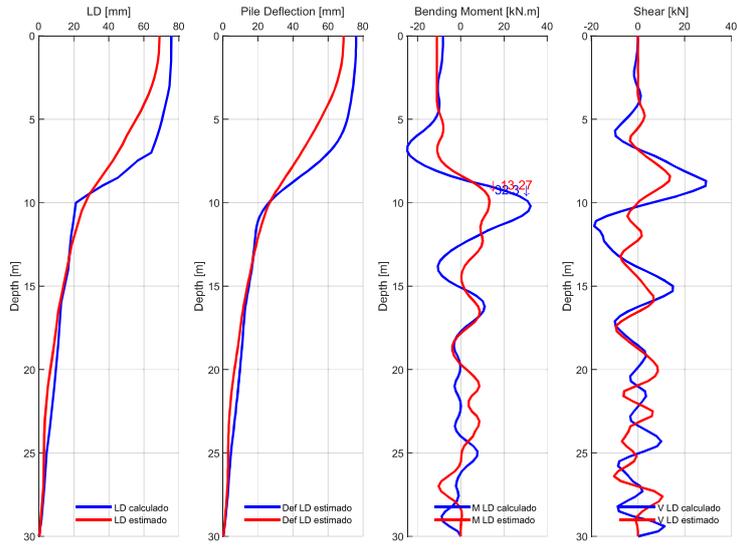
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: **Swissotel / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA**



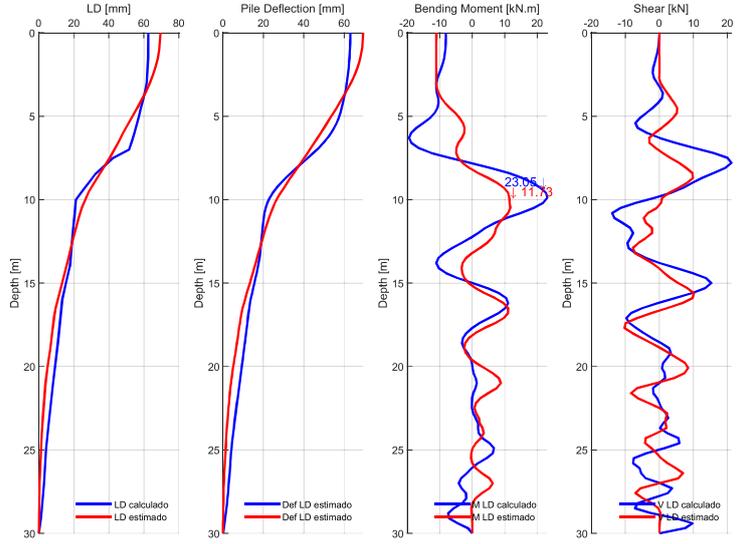
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: **Swissotel / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA**



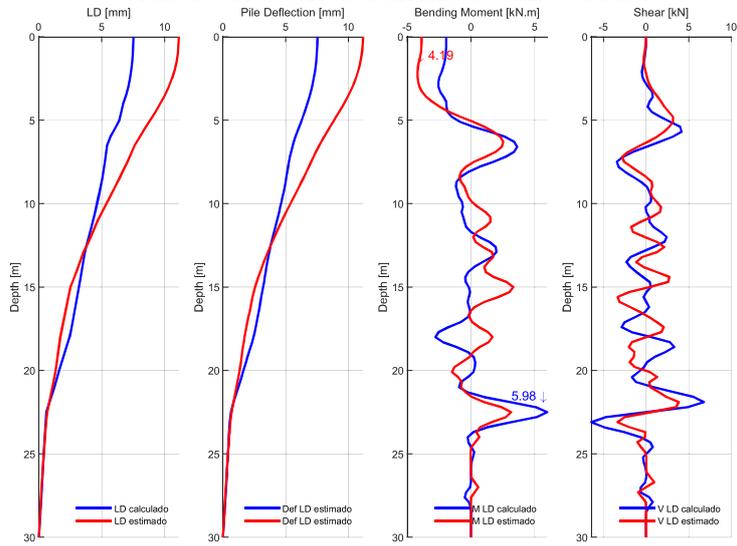
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Swissotel / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



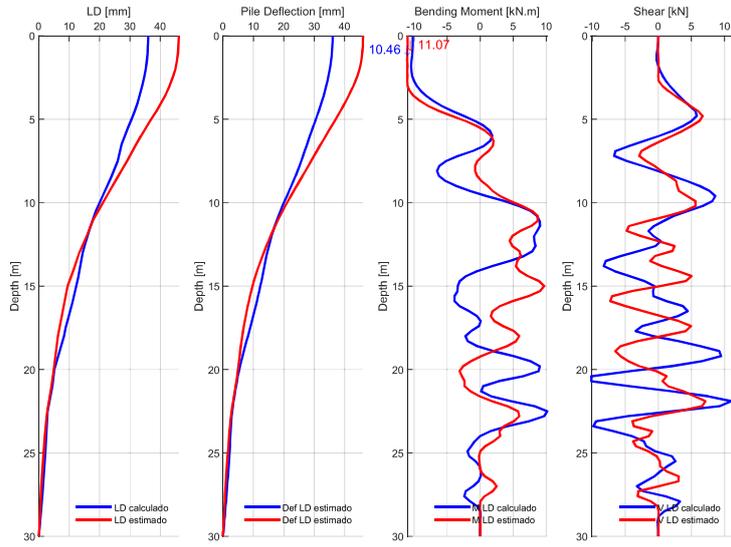
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Swissotel / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



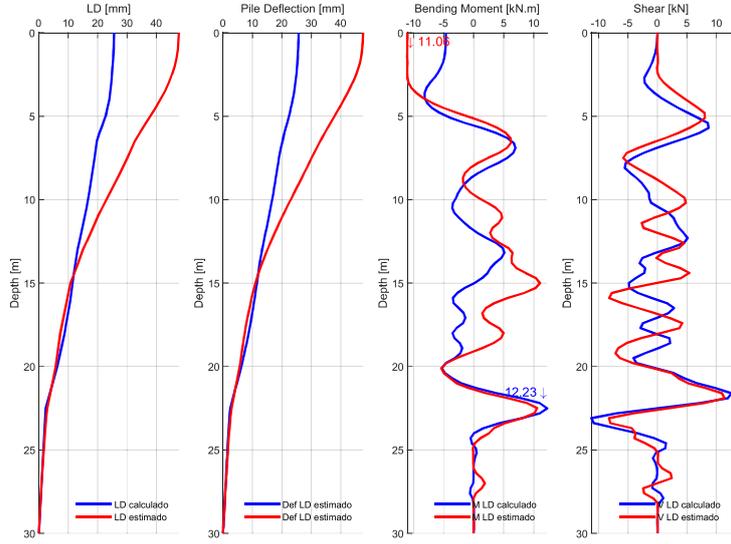
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



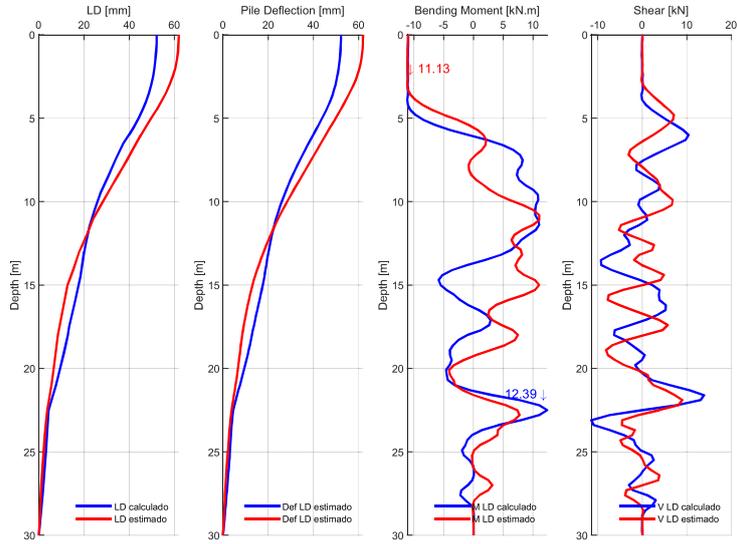
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



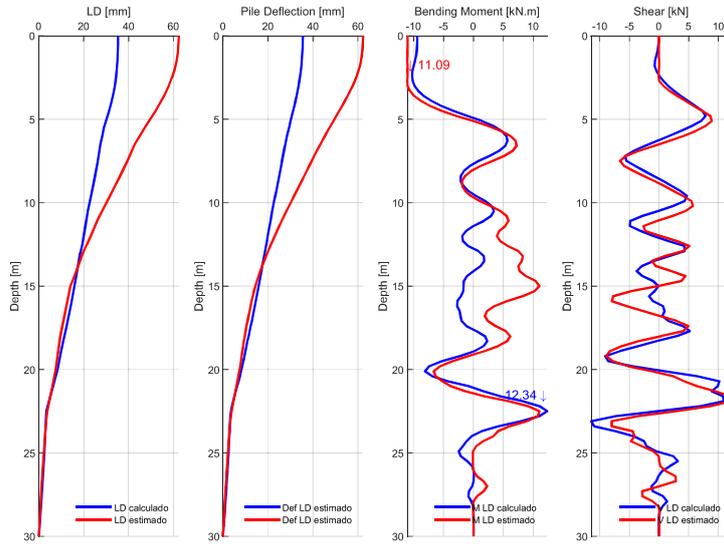
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



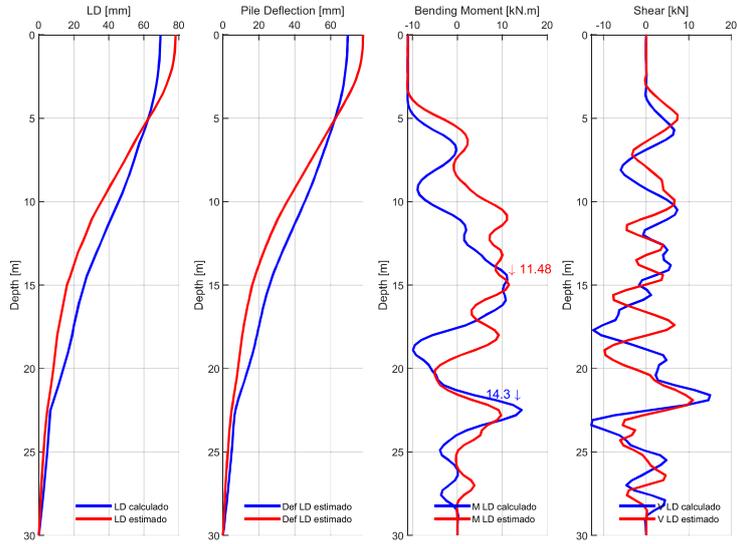
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



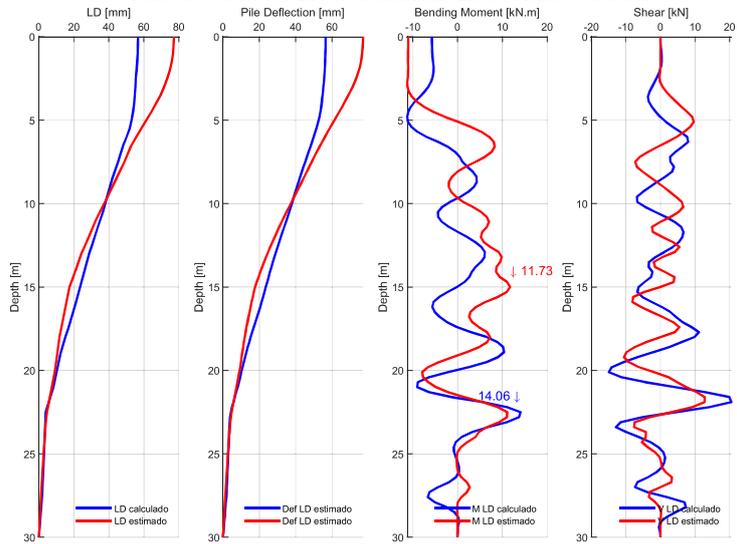
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



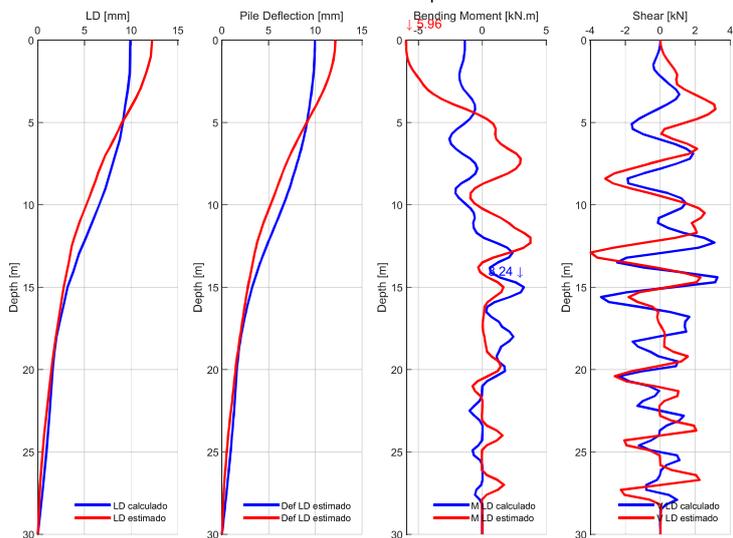
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



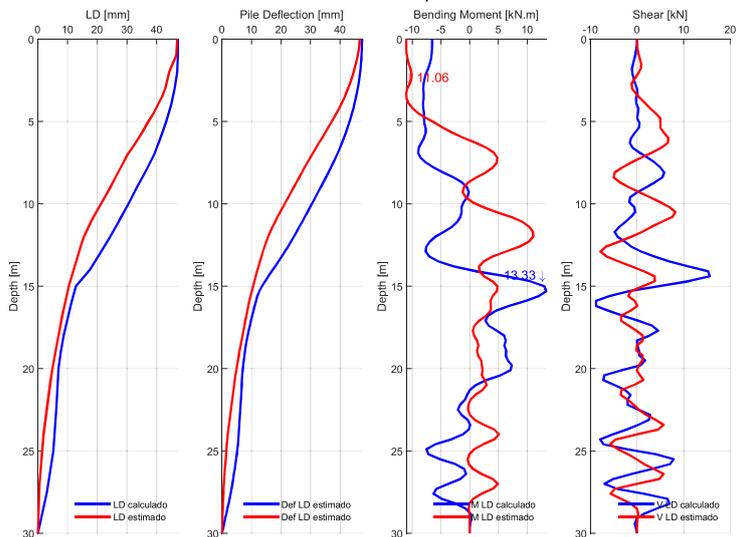
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Esclusas / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



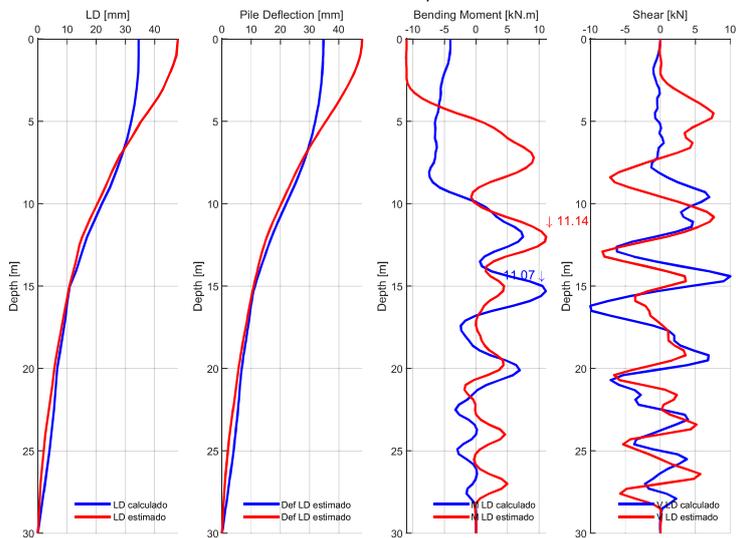
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



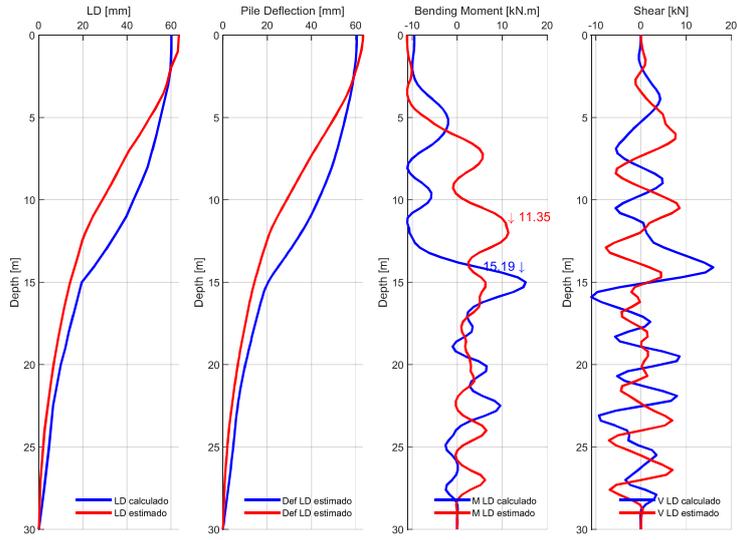
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



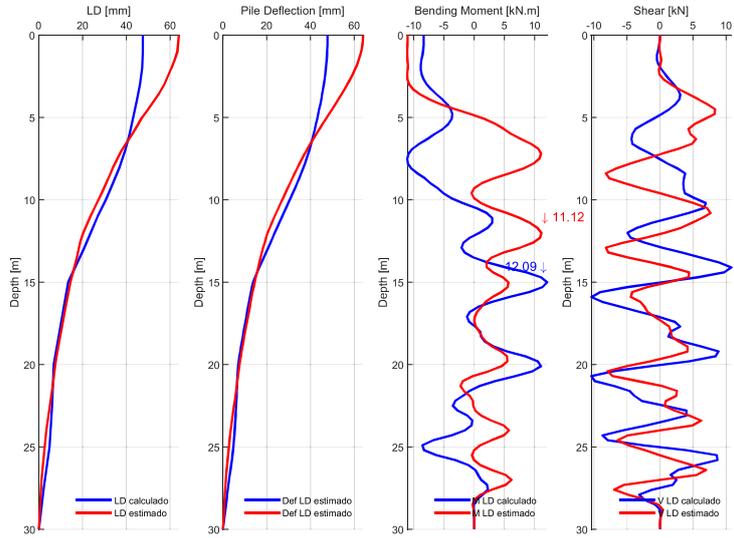
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



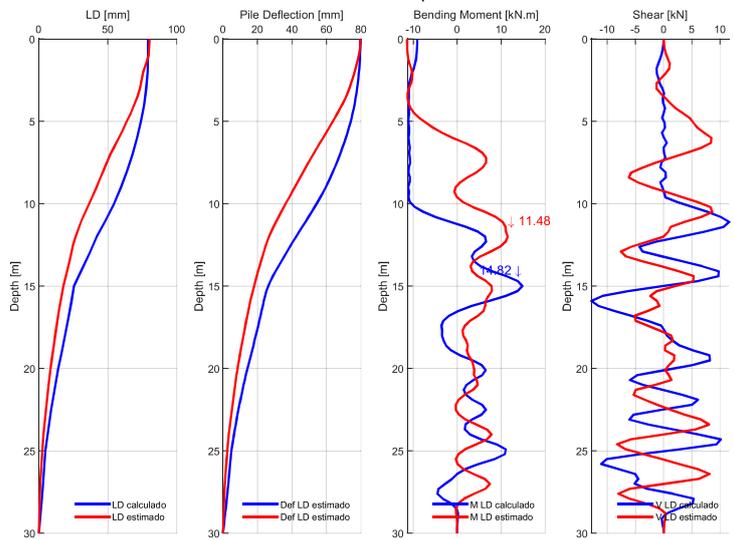
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



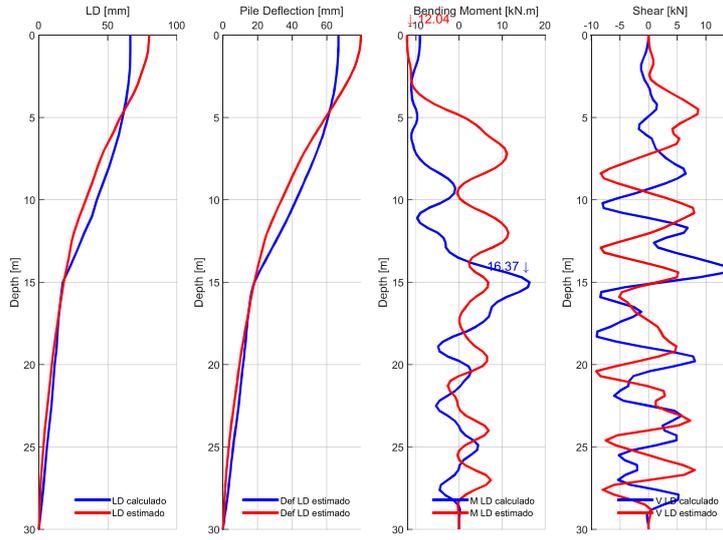
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



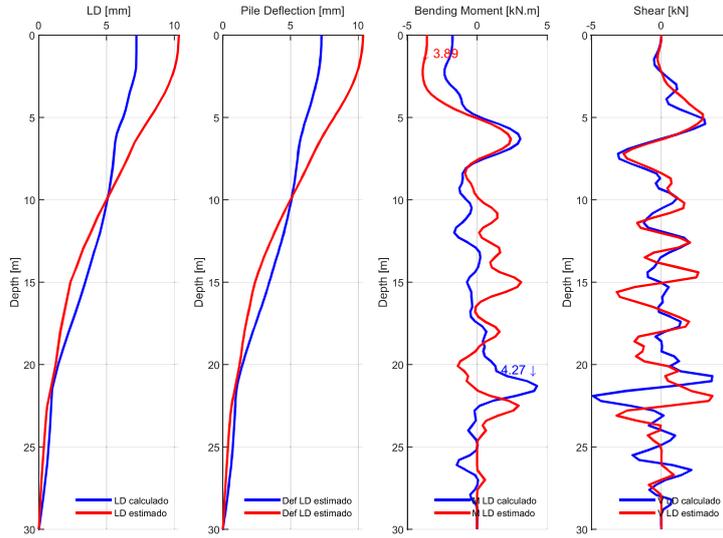
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



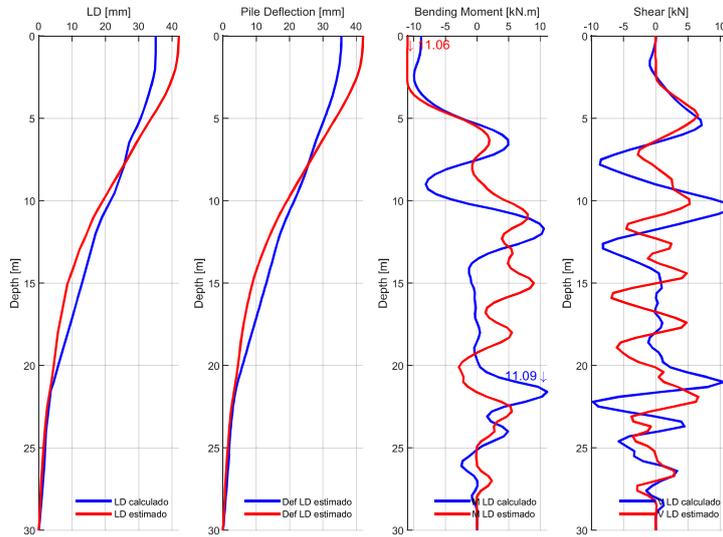
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₁ / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



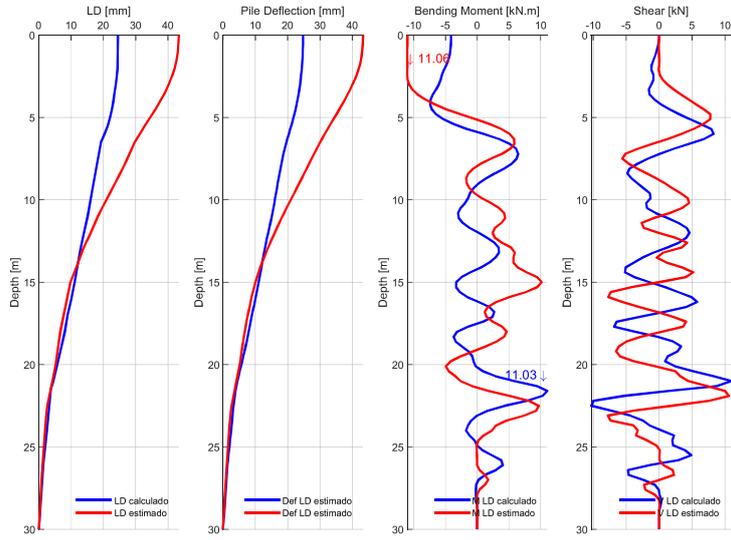
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



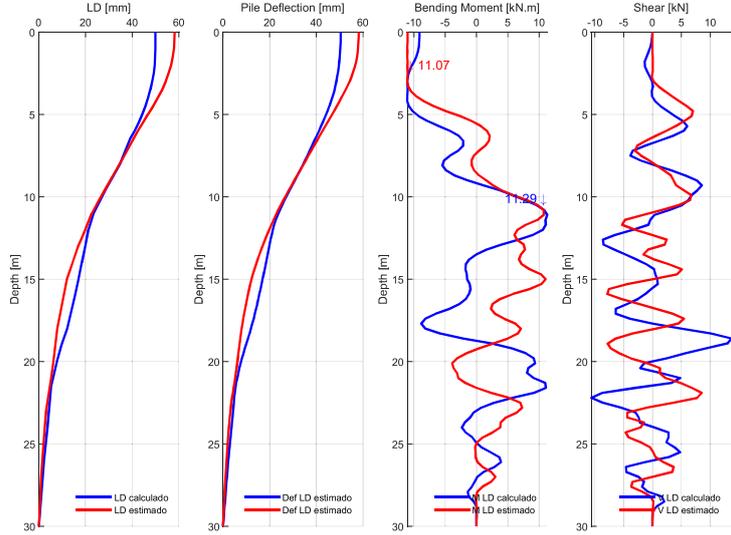
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



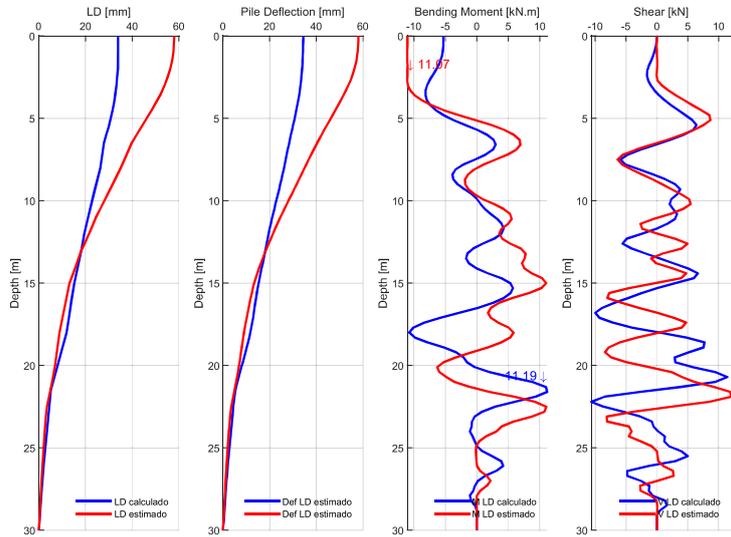
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



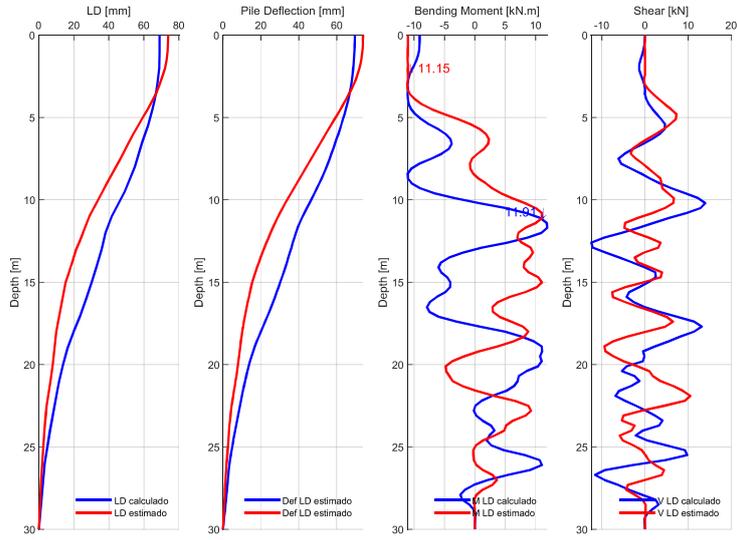
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



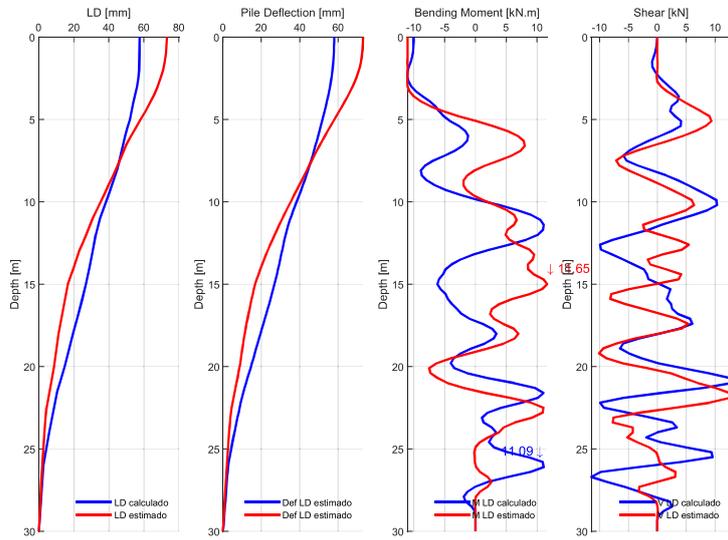
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



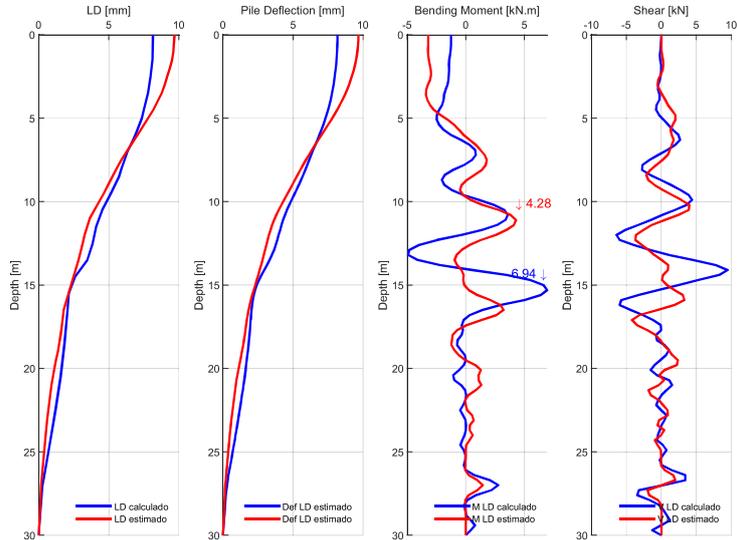
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



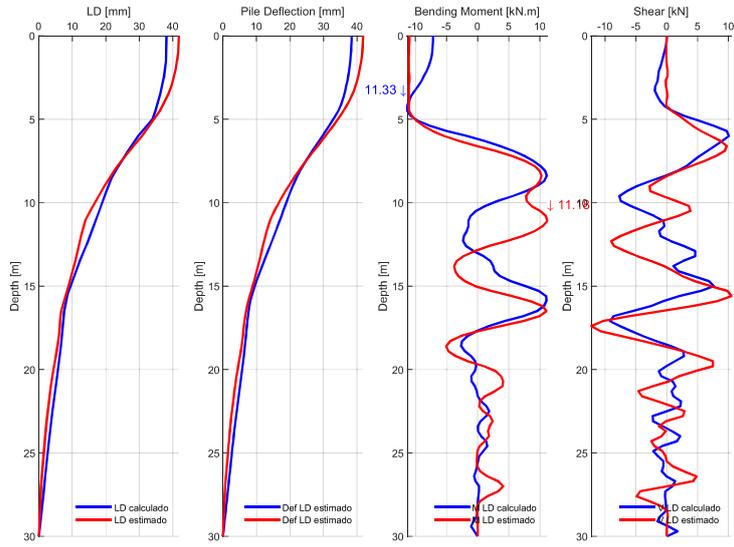
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: LIS₂ / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



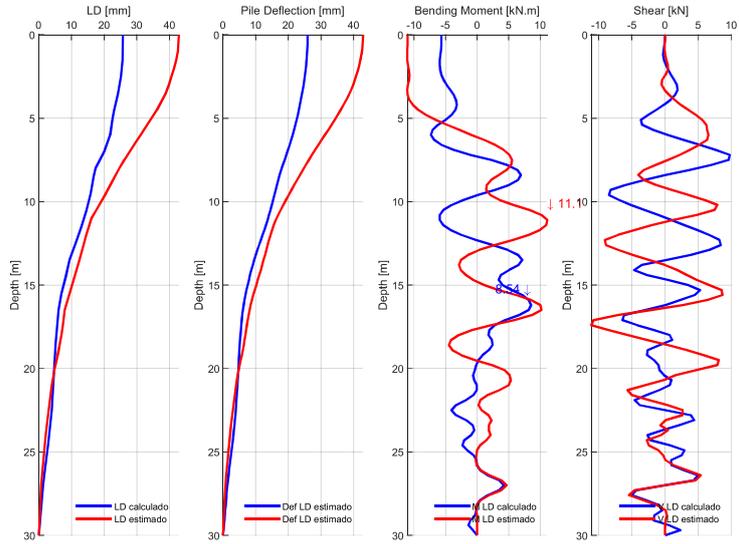
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



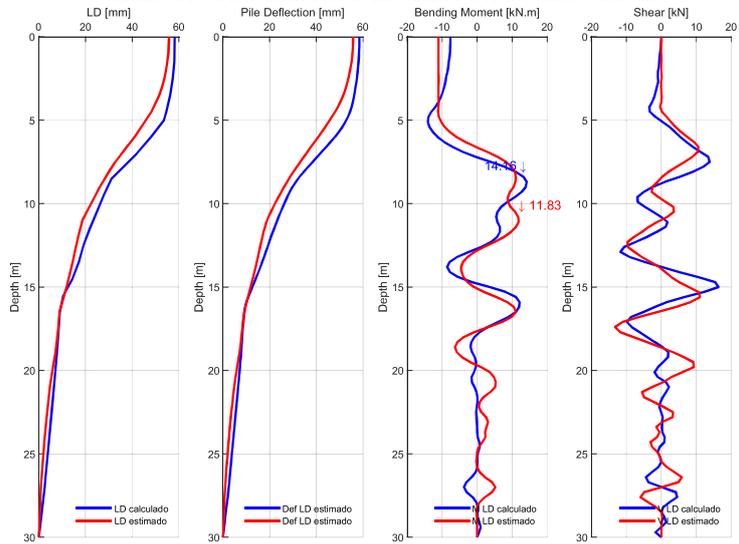
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



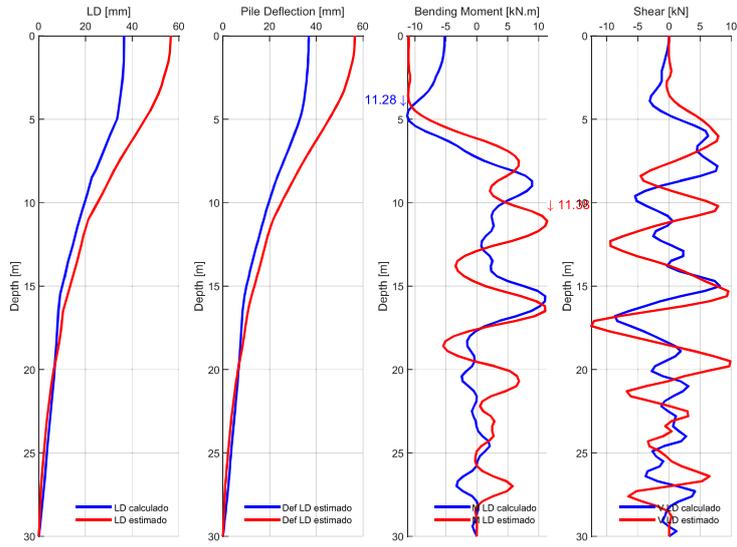
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



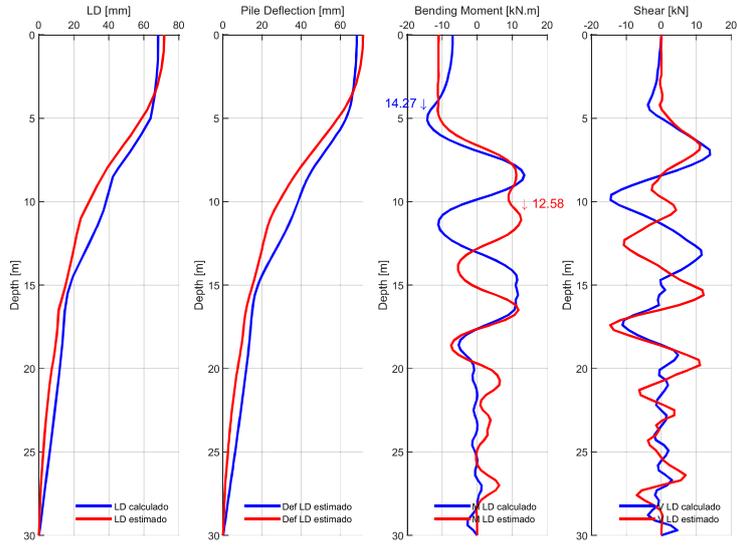
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



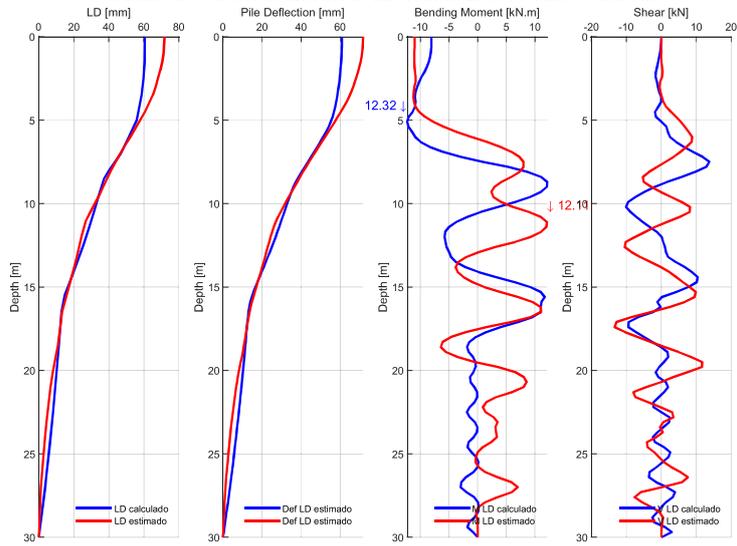
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



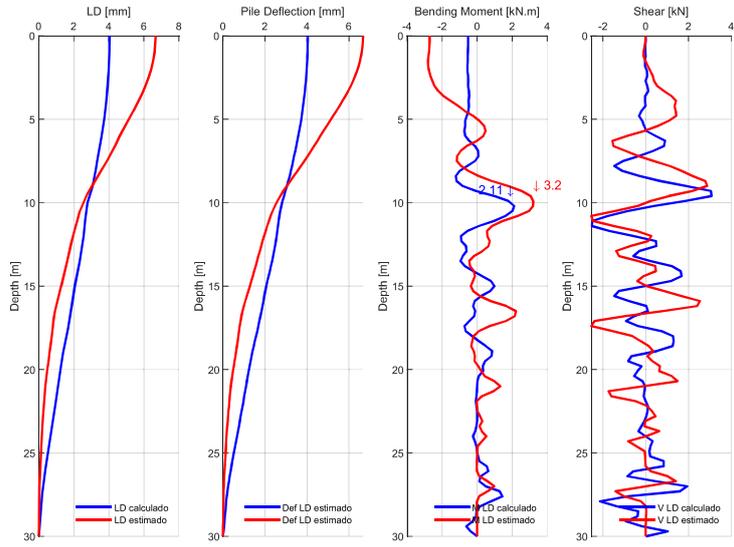
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



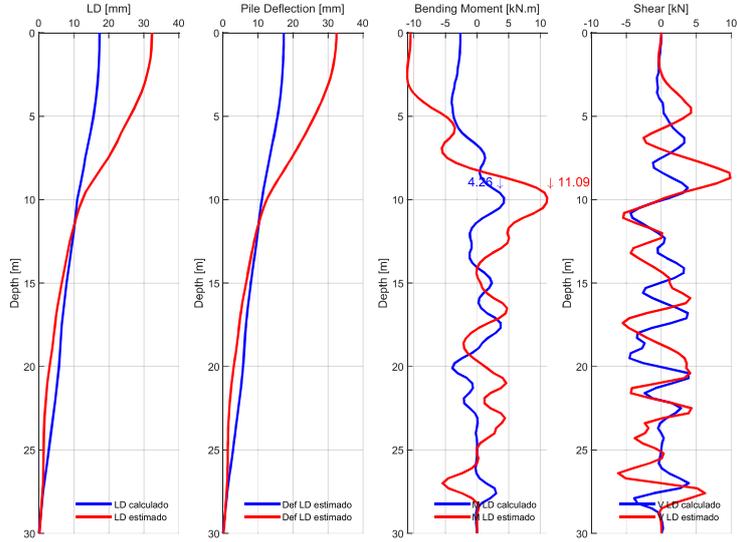
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Pradera / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



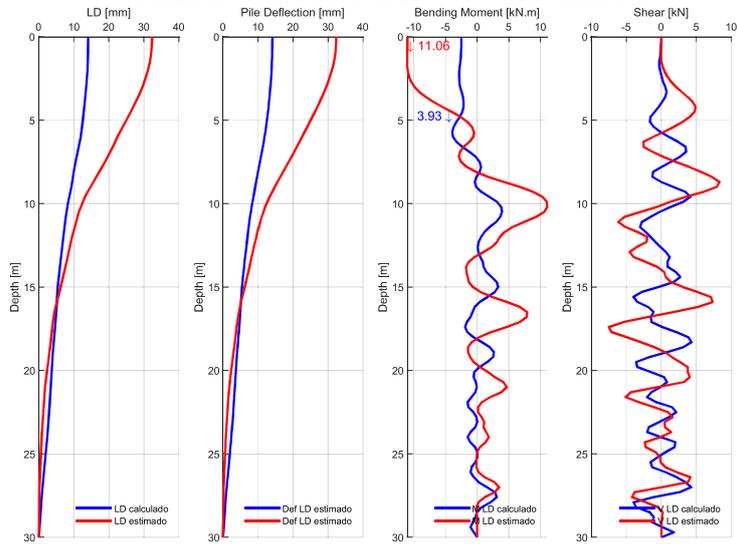
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



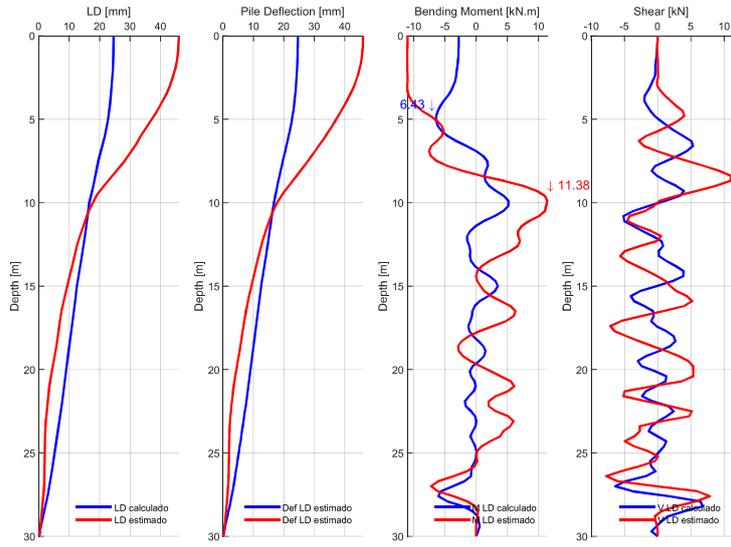
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



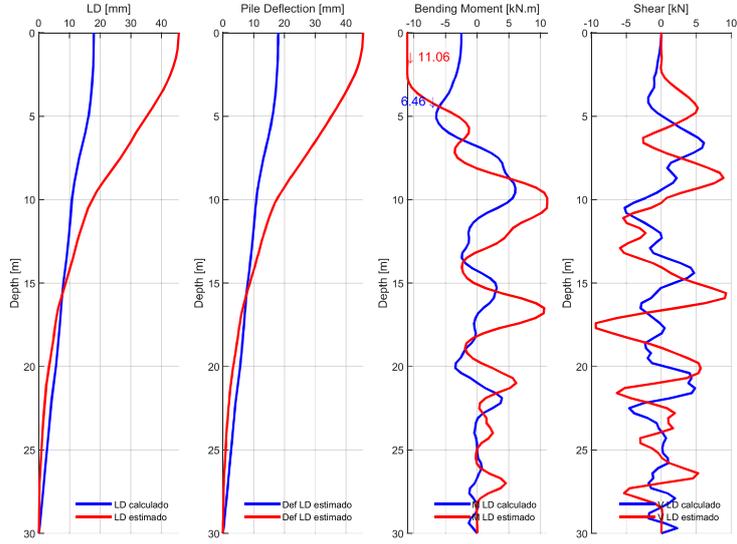
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



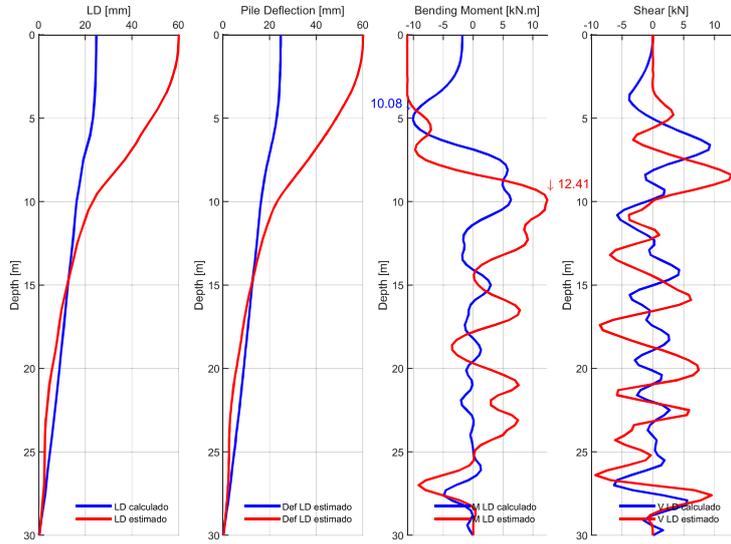
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



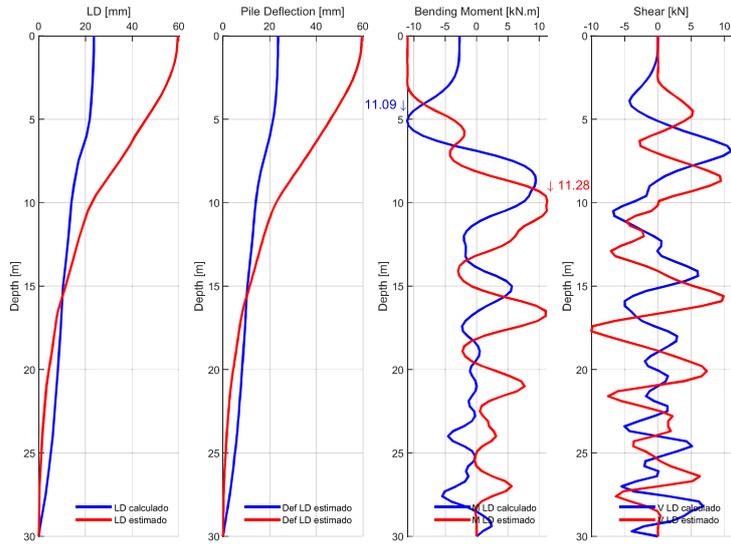
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



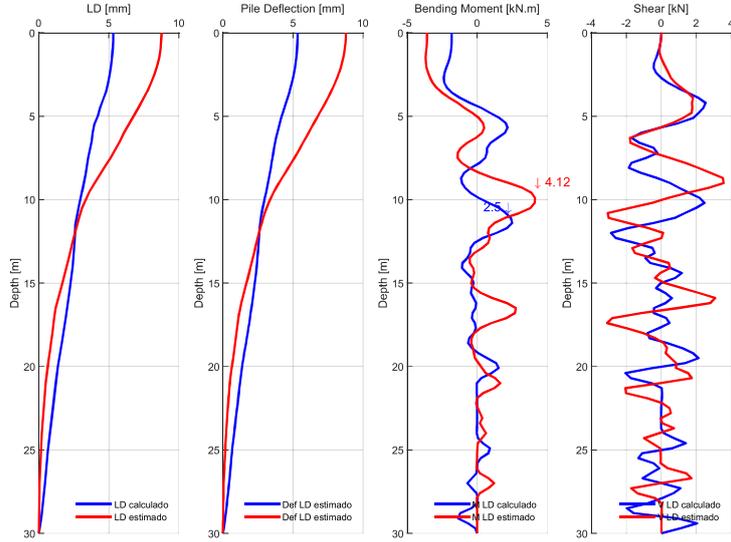
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



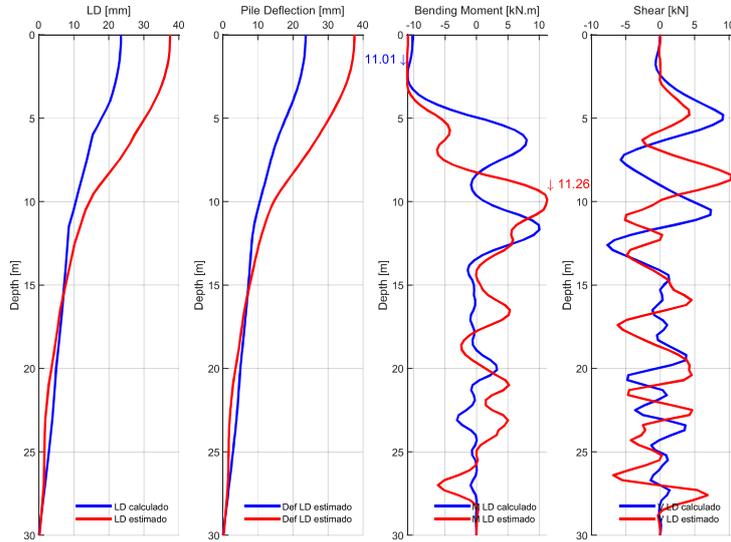
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-1 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



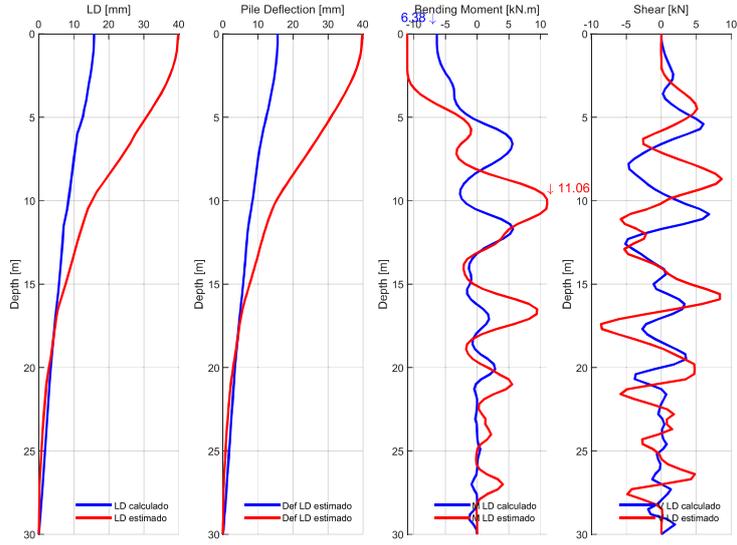
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



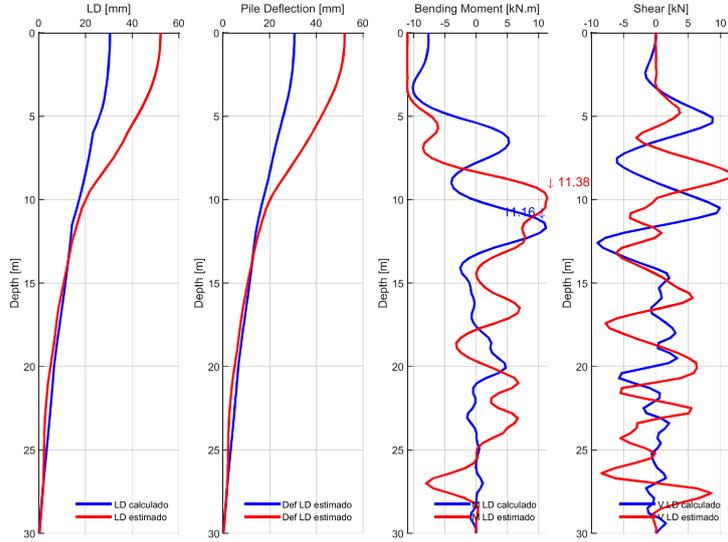
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



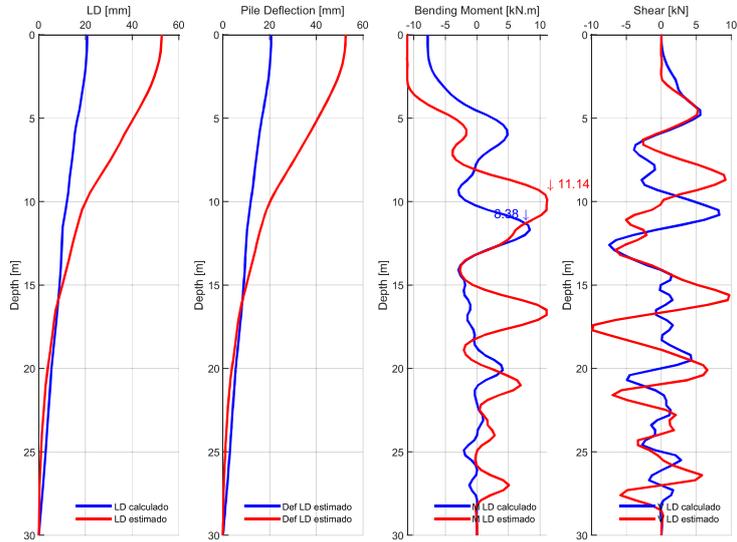
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



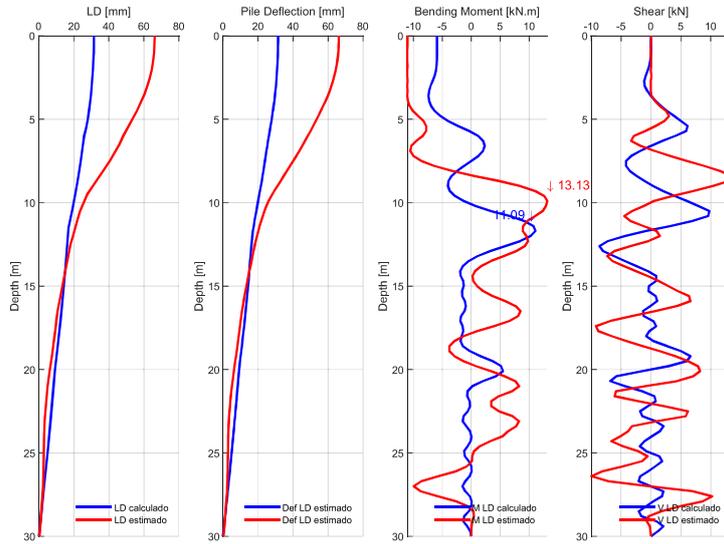
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



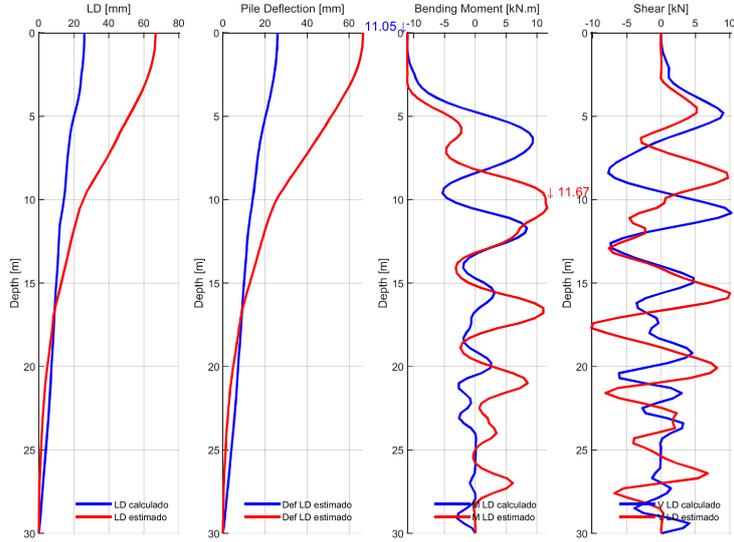
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



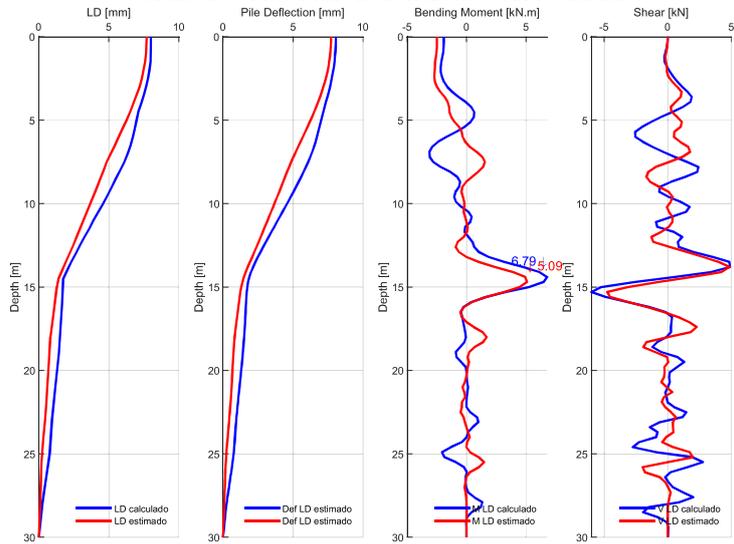
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



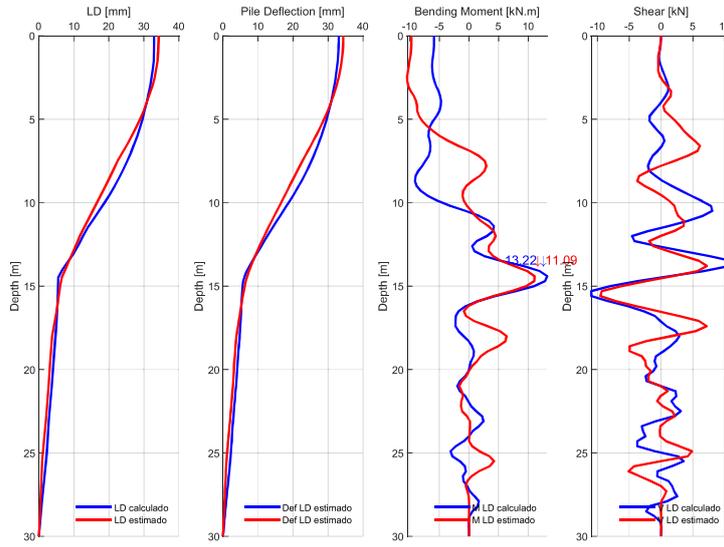
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D2-2 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



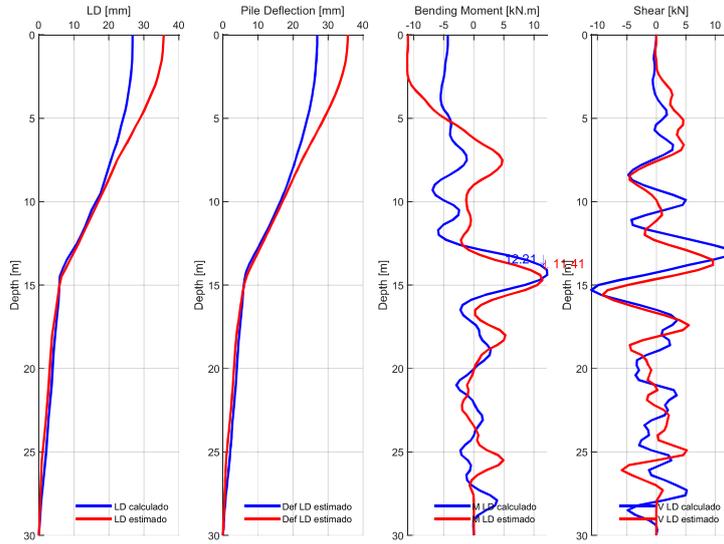
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



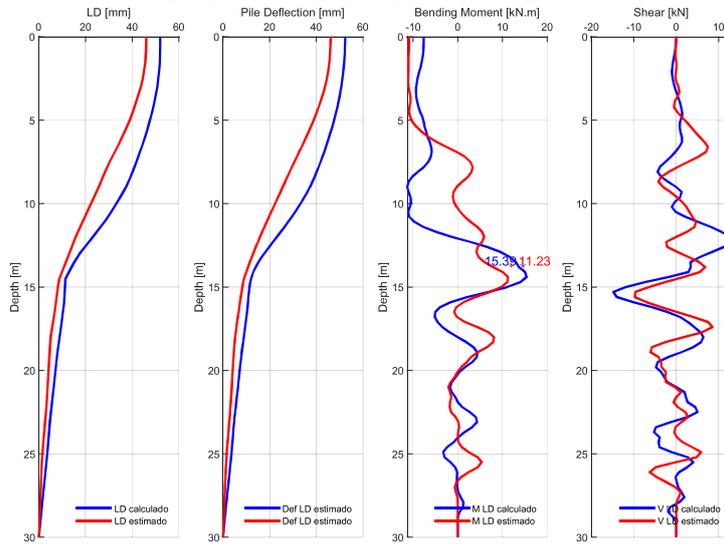
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



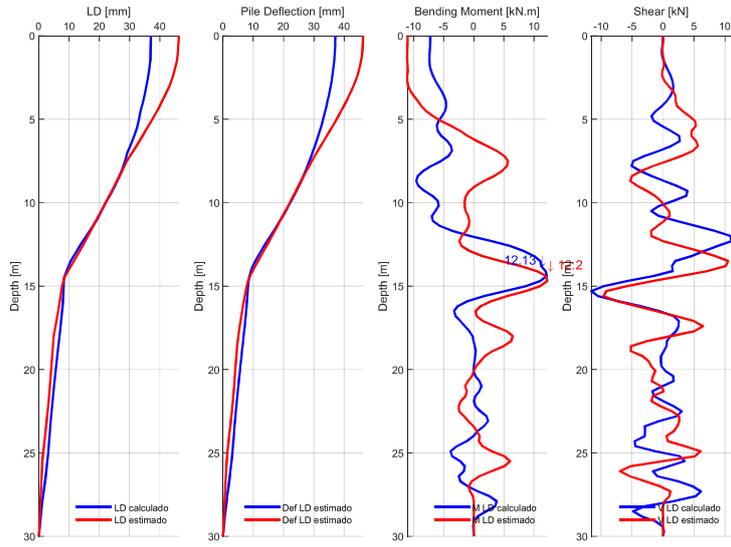
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



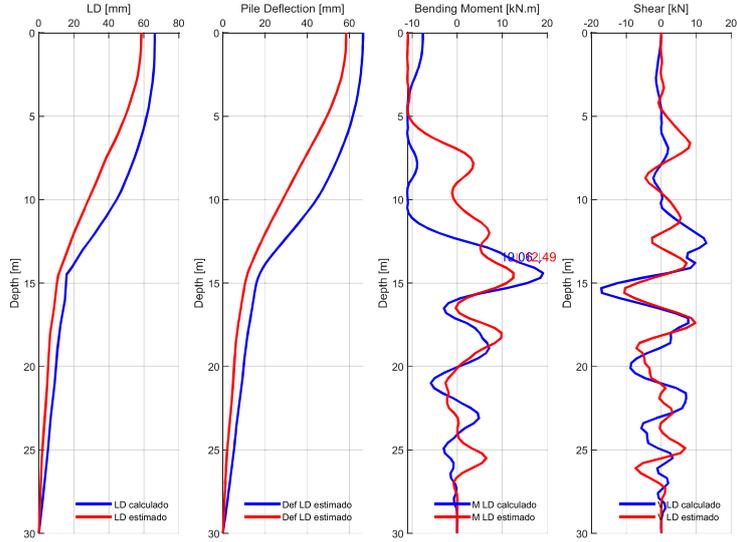
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



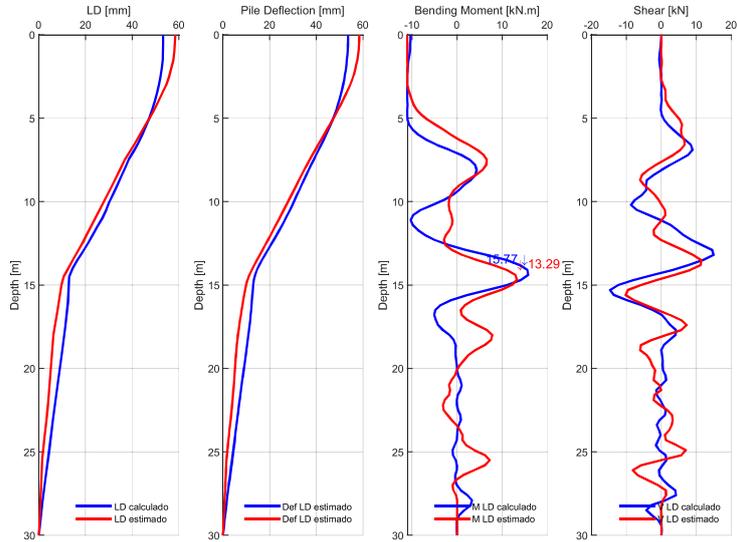
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



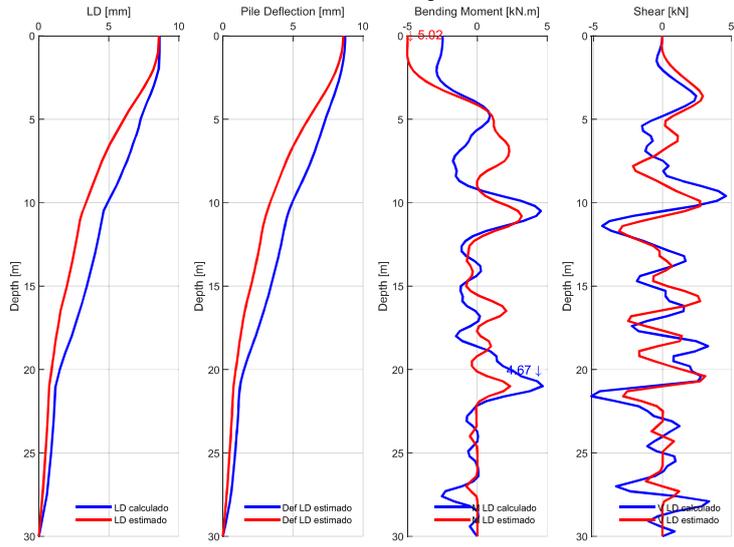
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



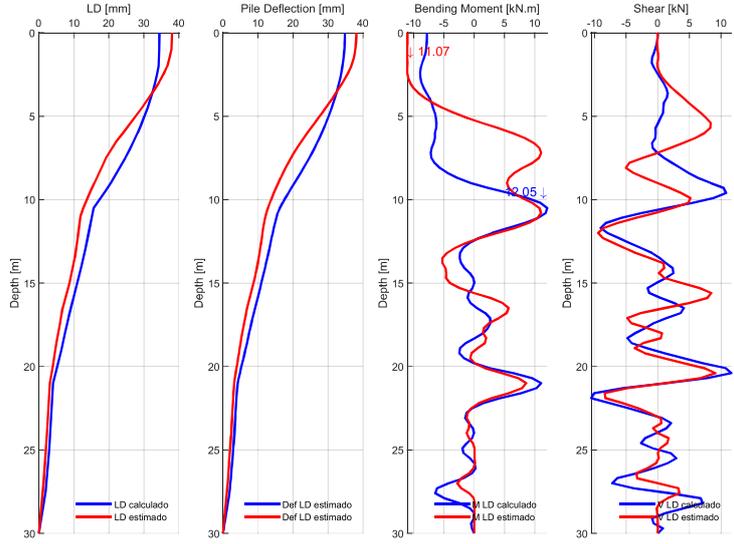
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S212 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



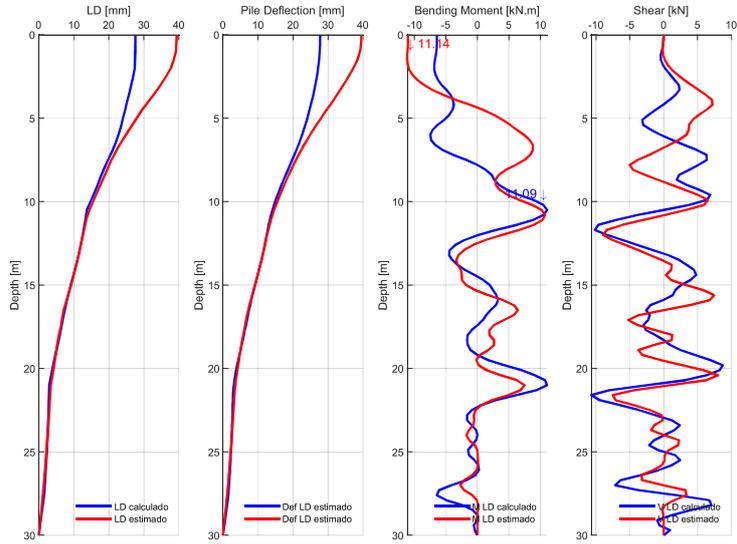
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



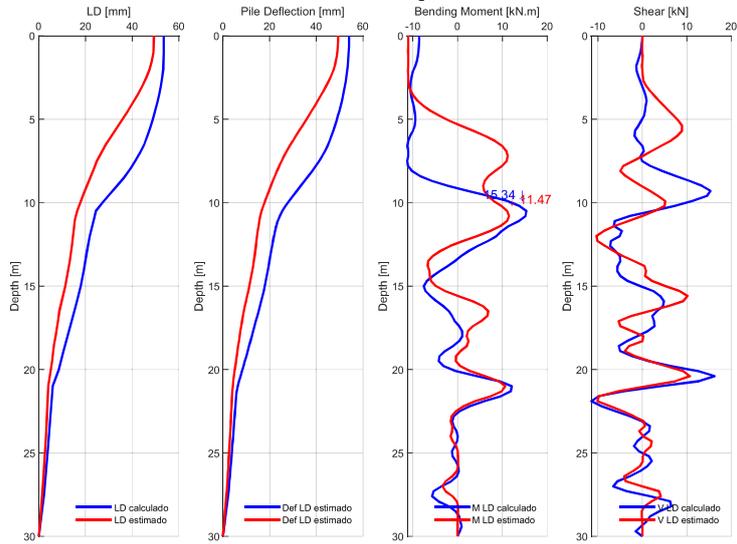
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



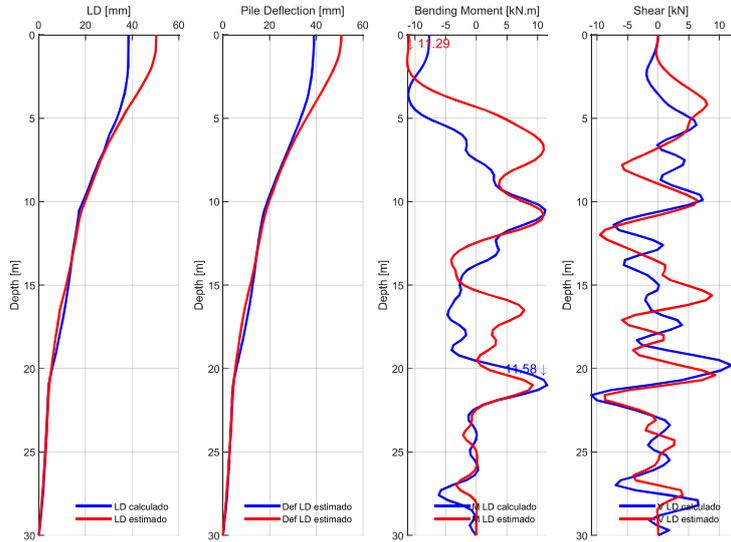
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



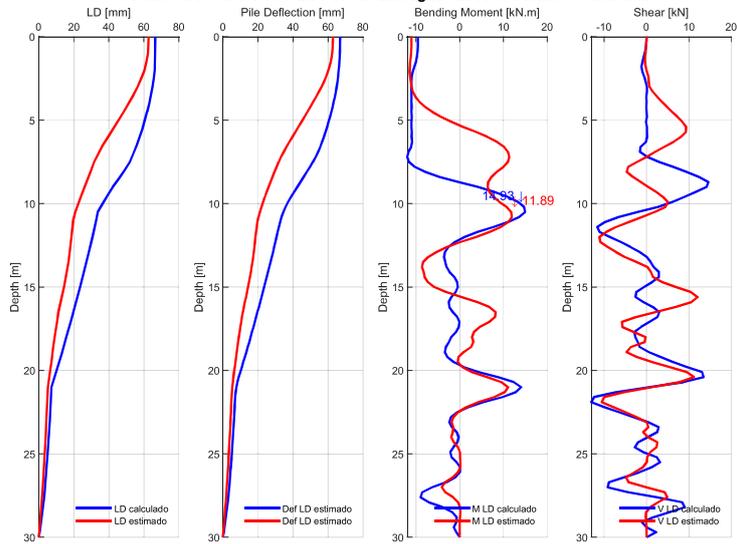
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



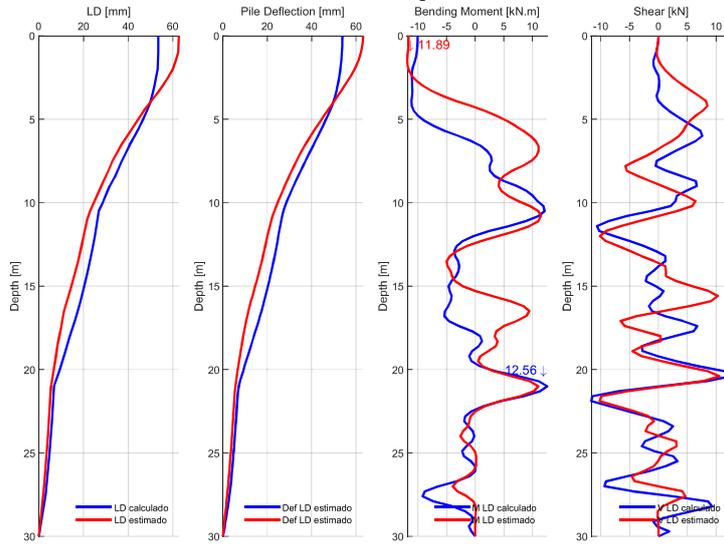
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



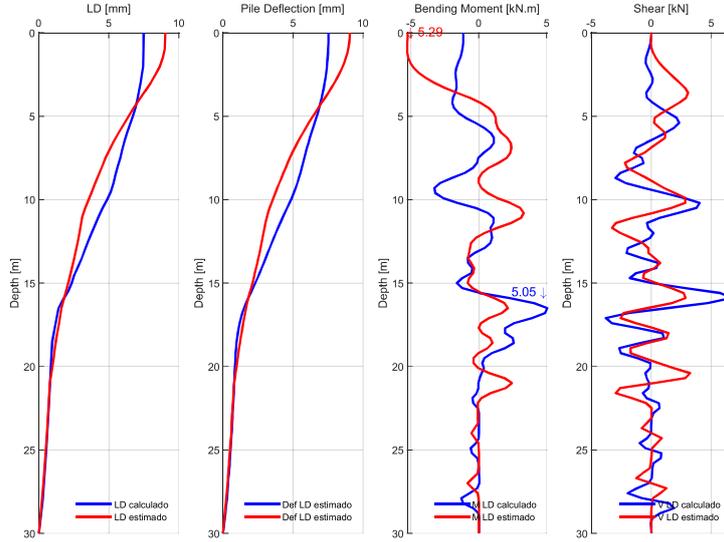
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



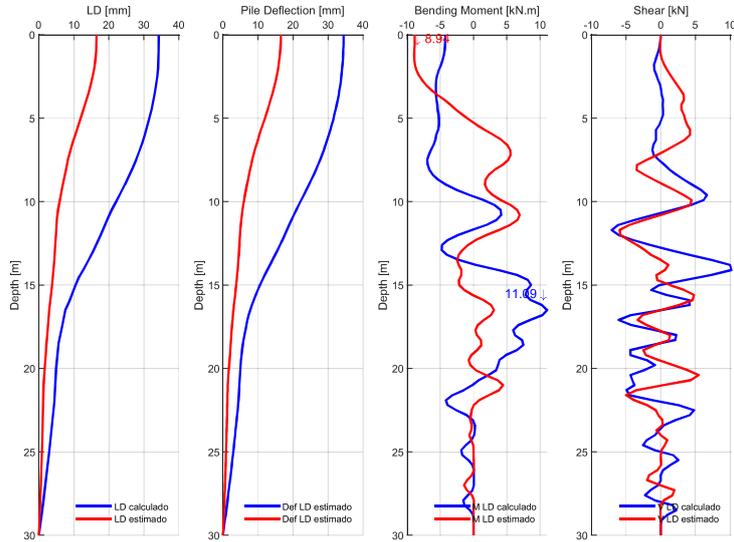
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Zofragua / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



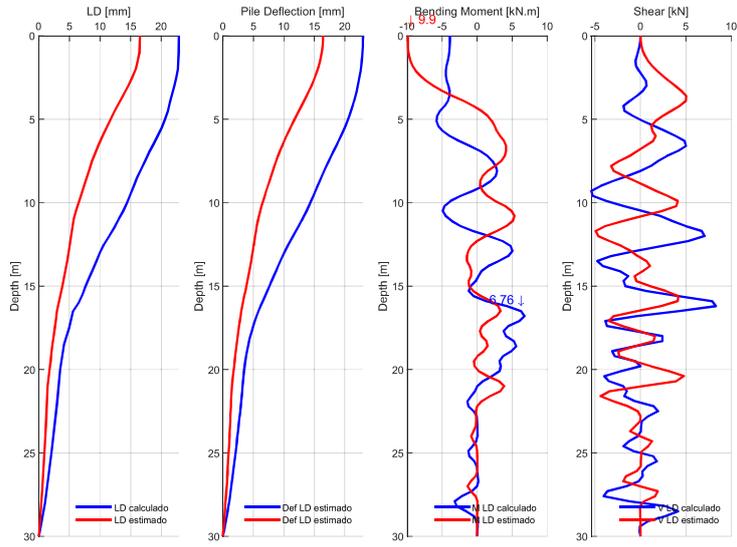
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



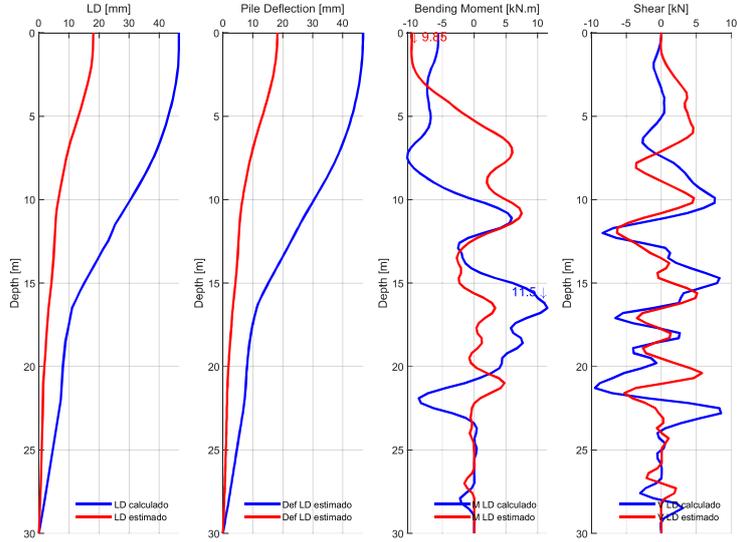
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



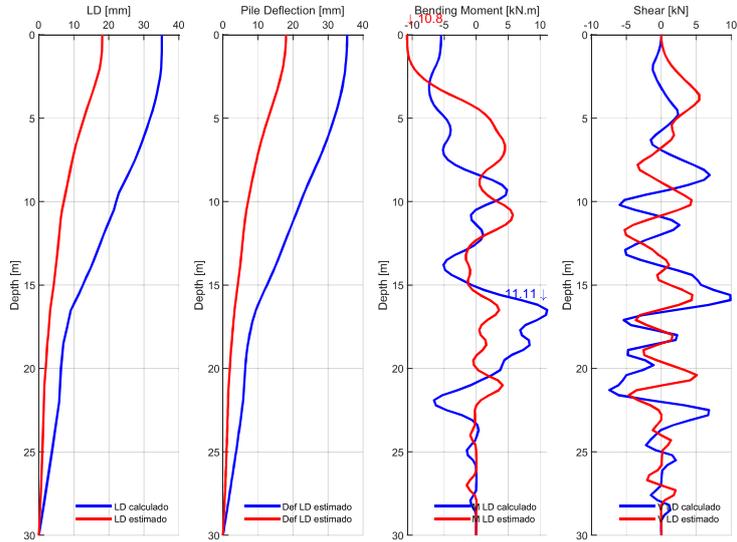
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



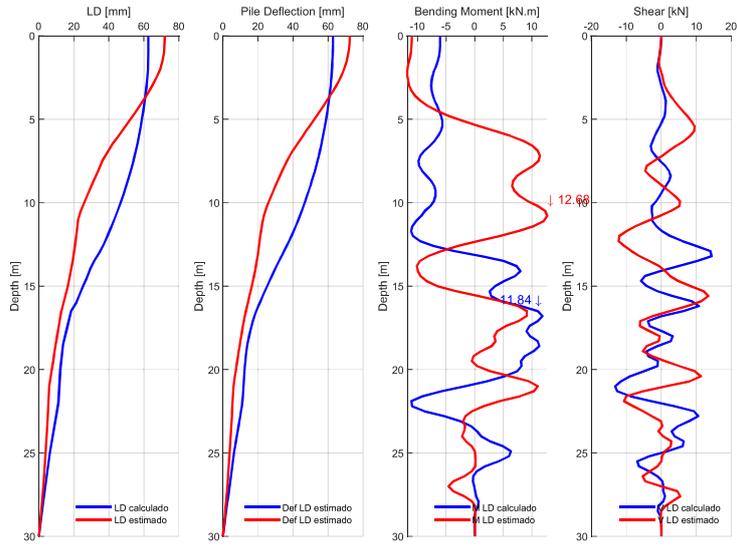
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



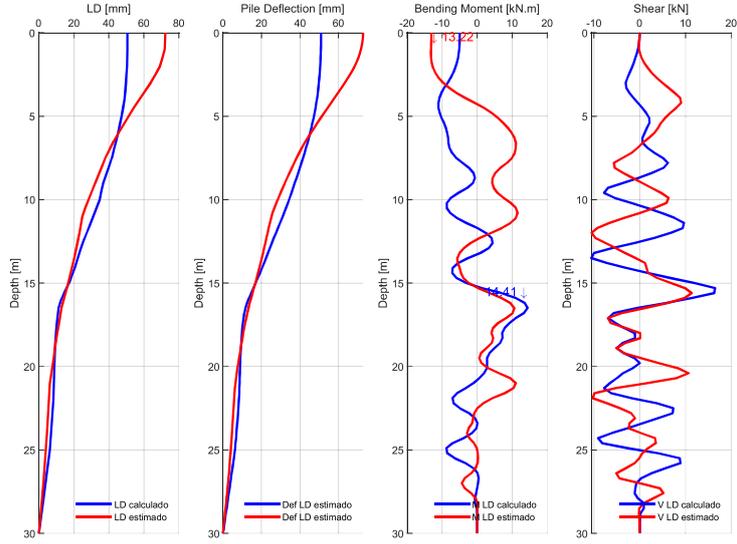
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



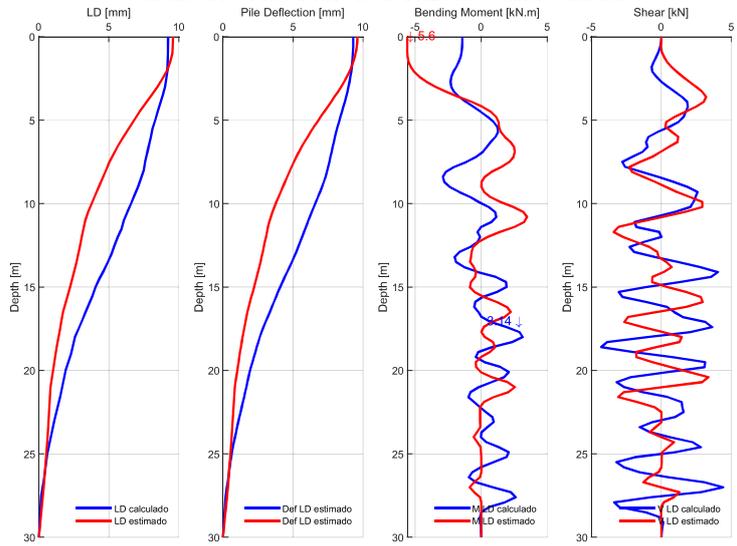
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



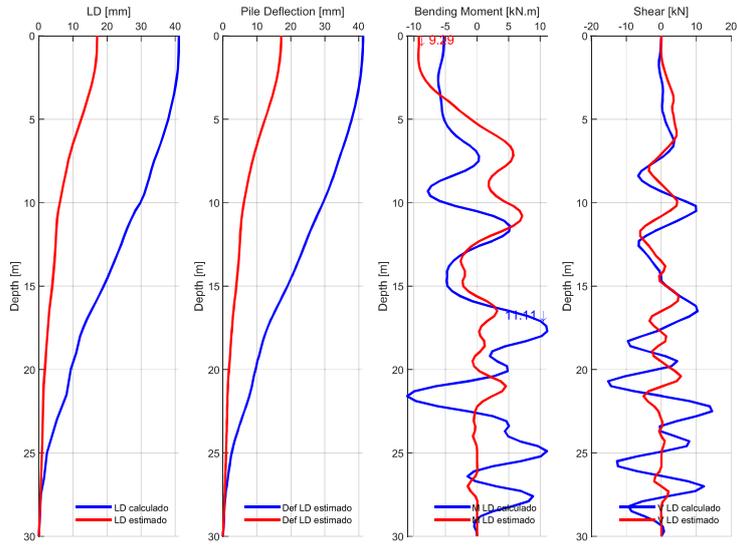
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a1 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



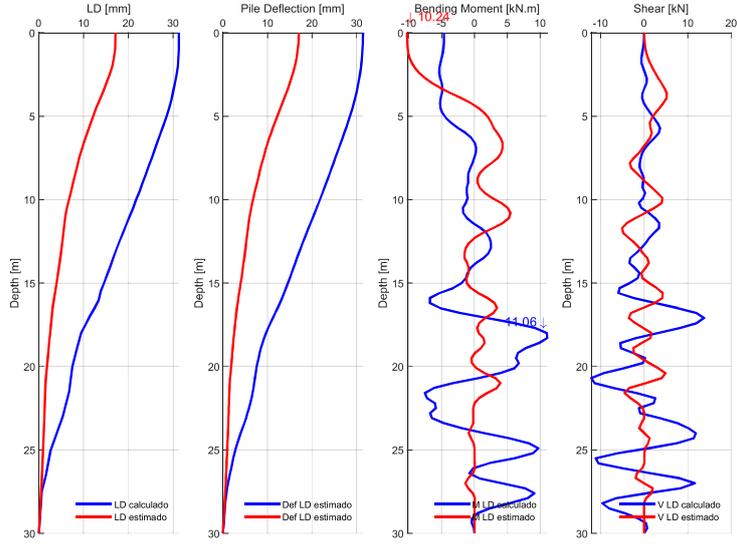
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



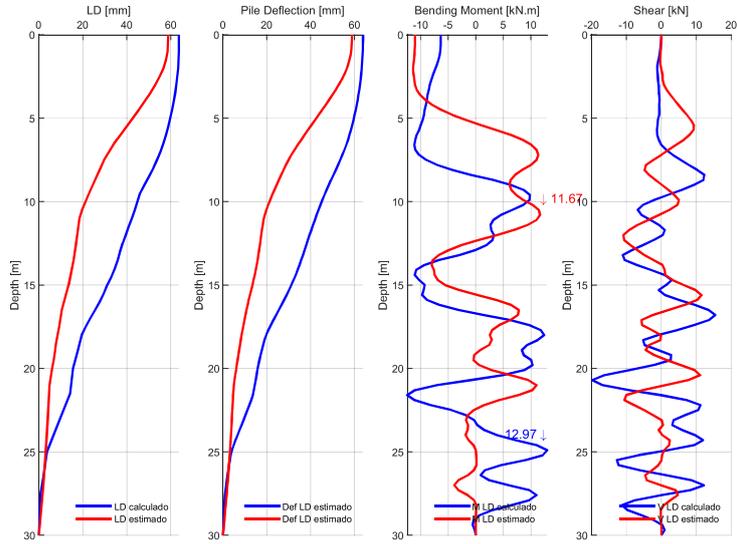
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



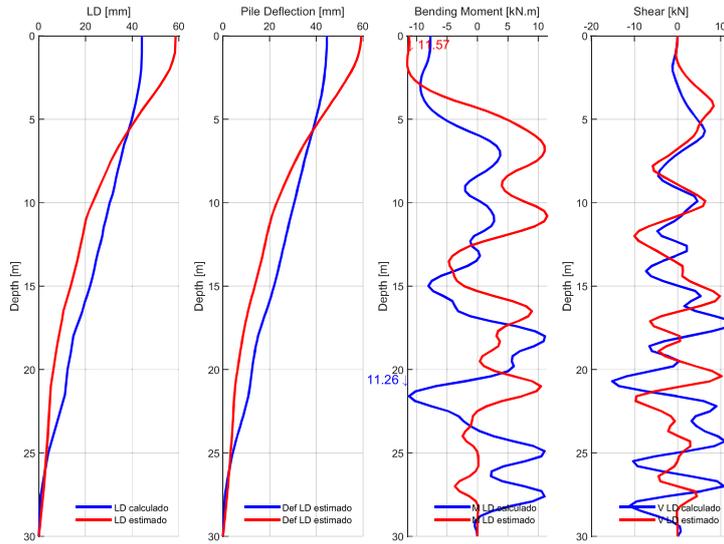
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



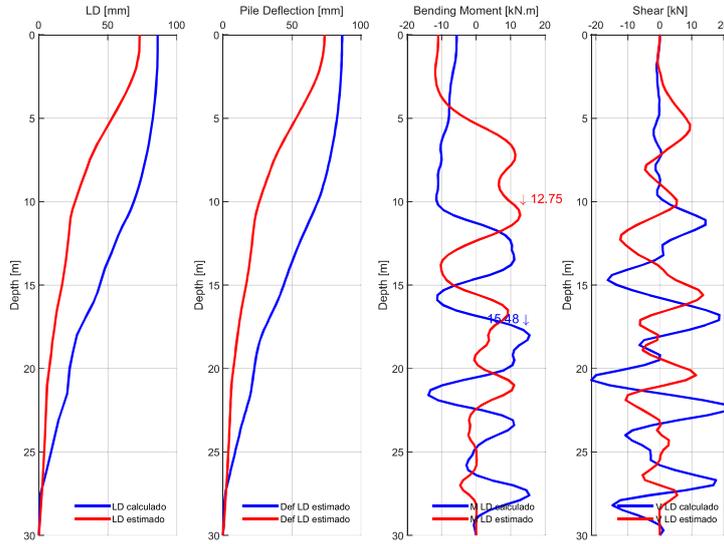
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



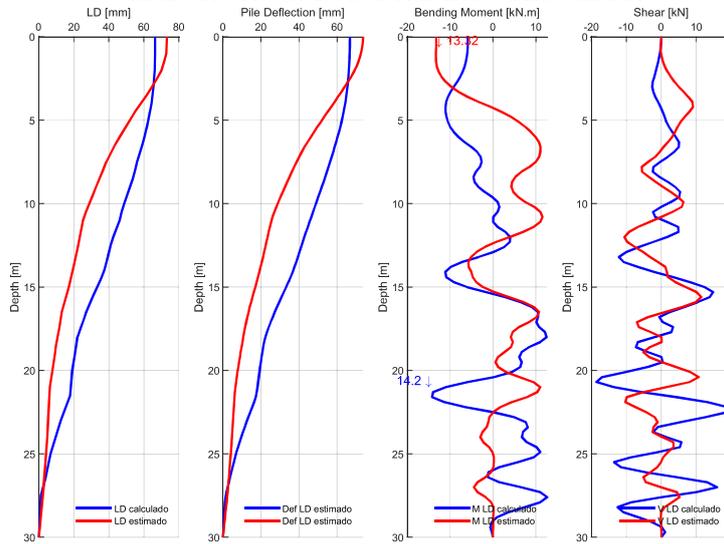
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



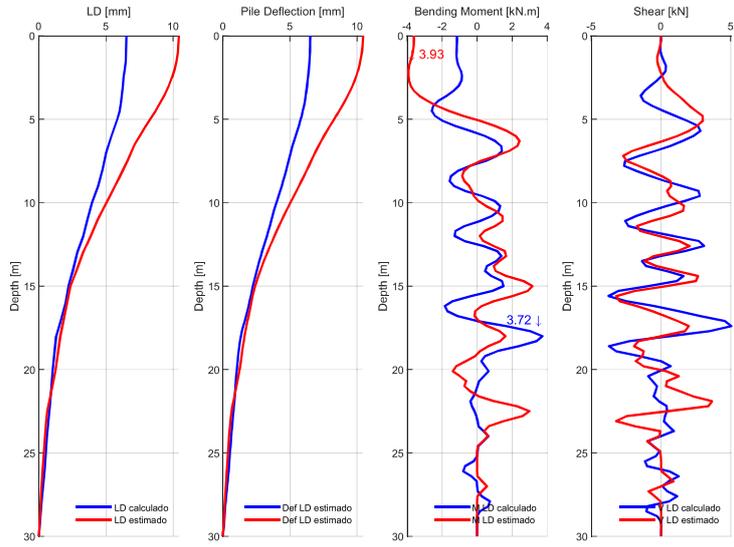
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



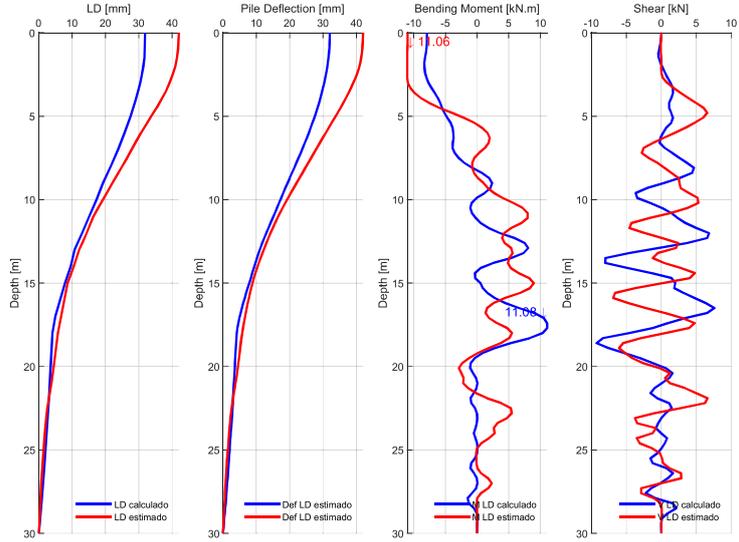
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a2 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



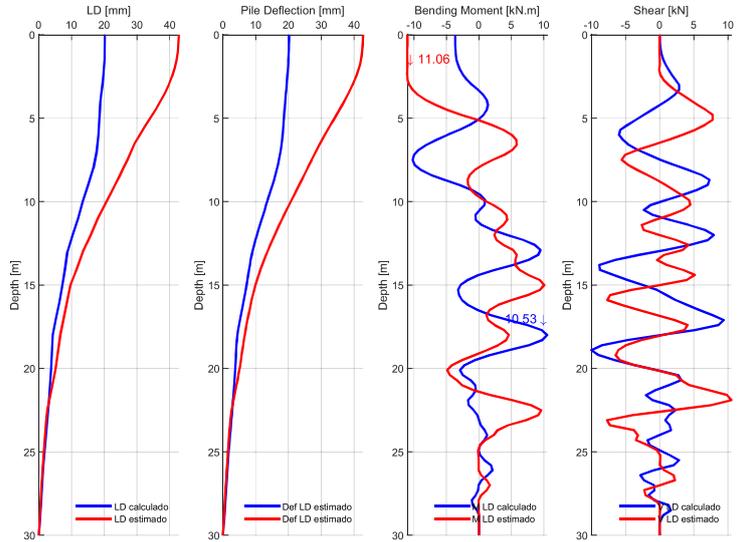
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



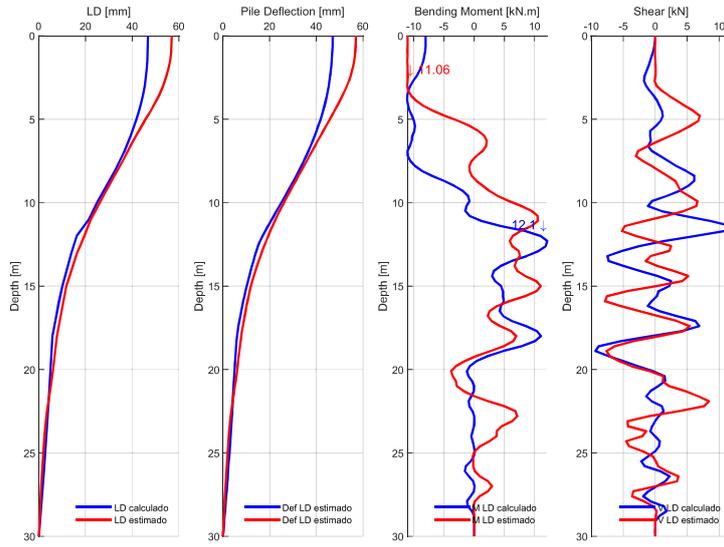
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



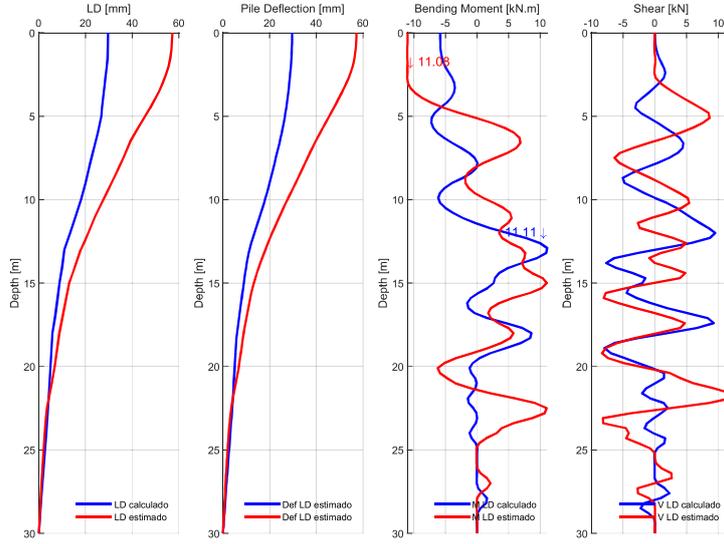
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



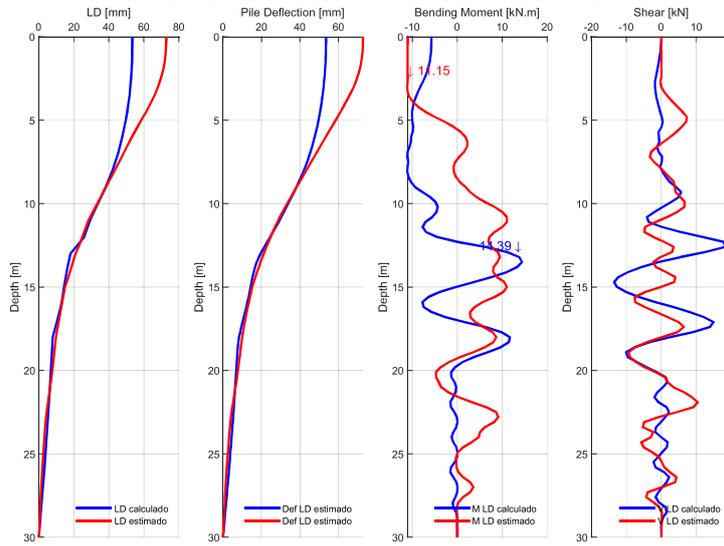
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



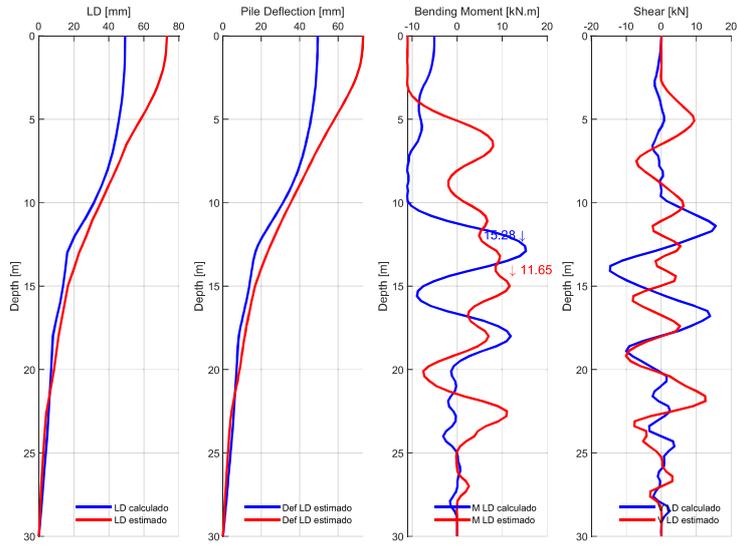
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



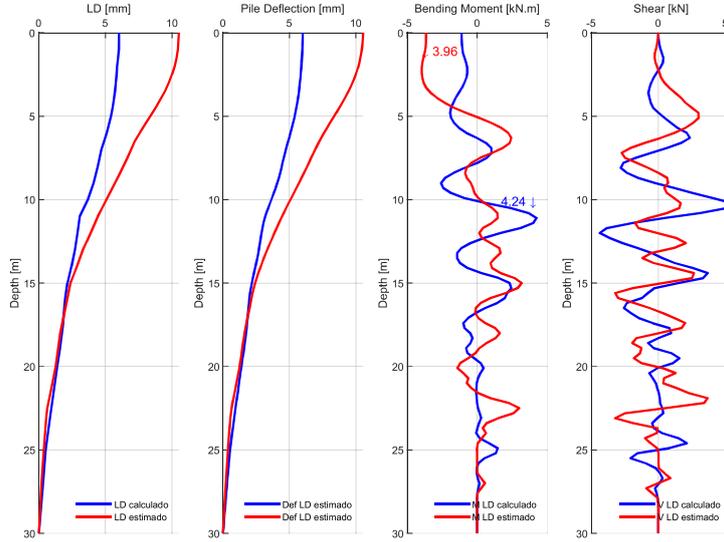
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



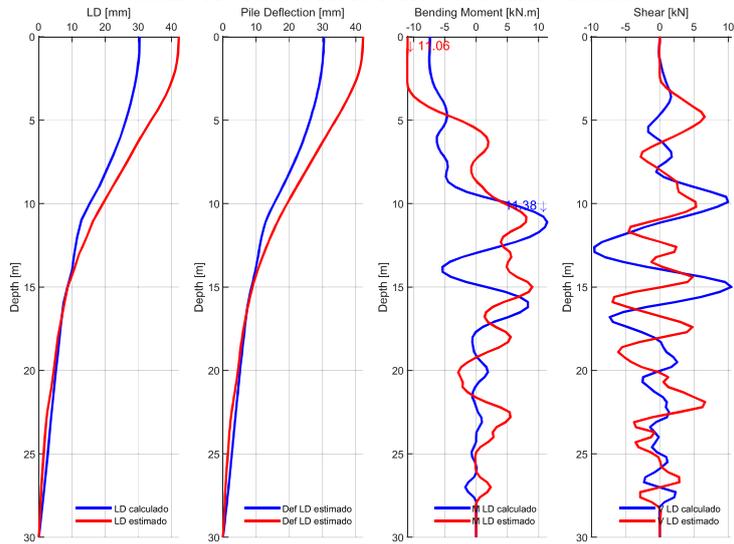
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a3 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



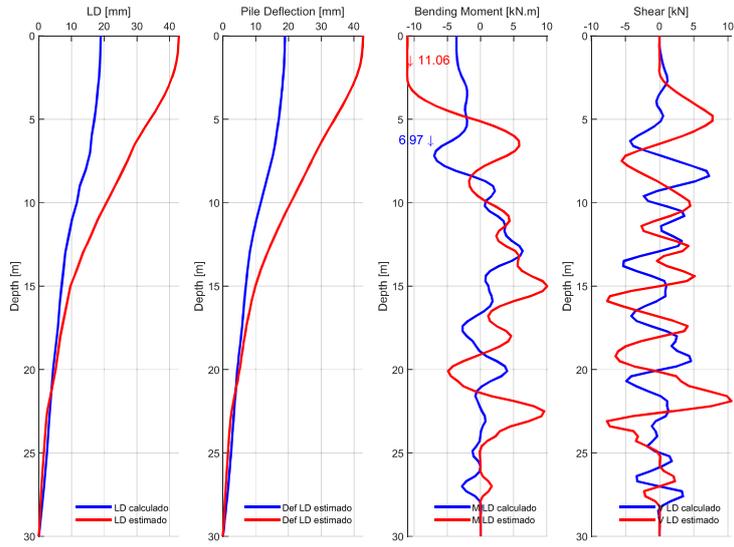
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



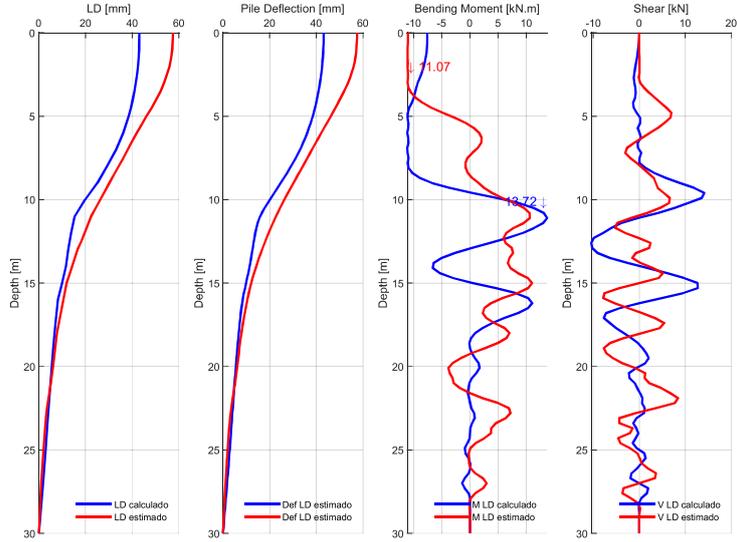
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



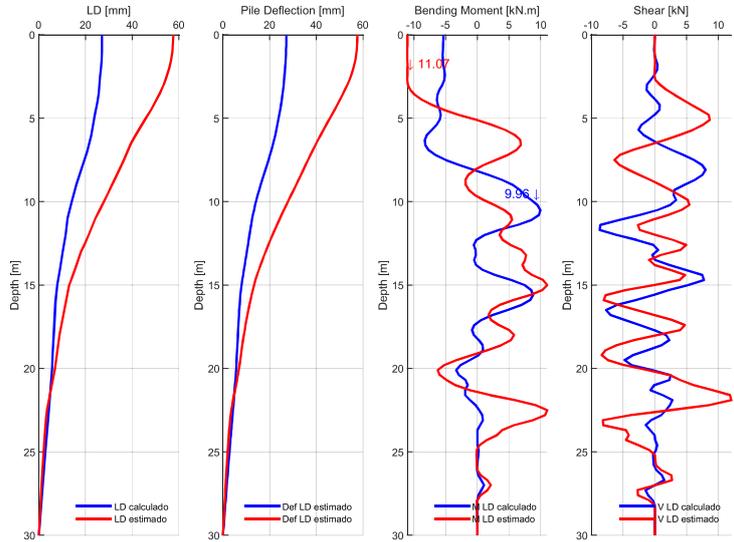
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



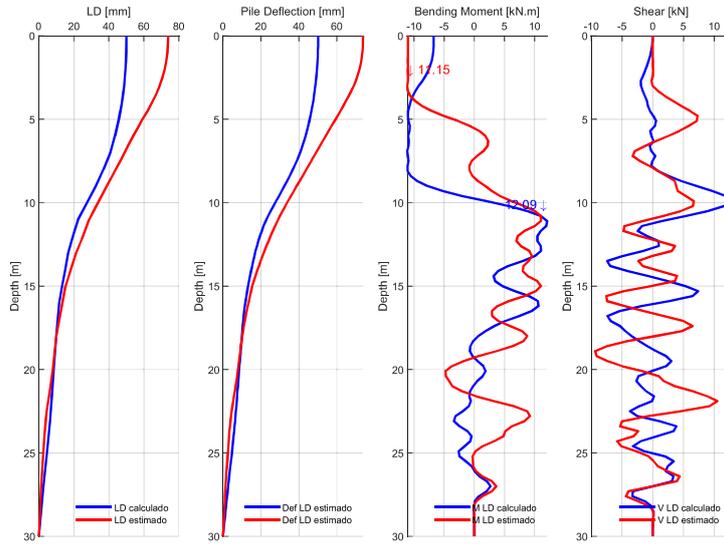
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



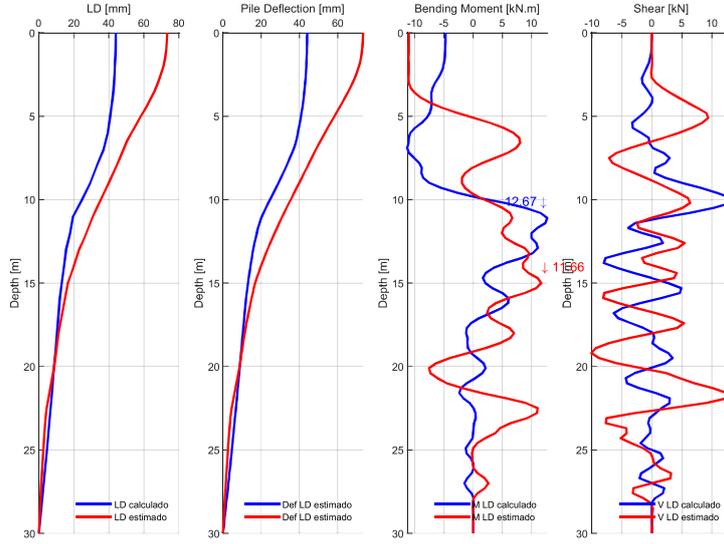
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



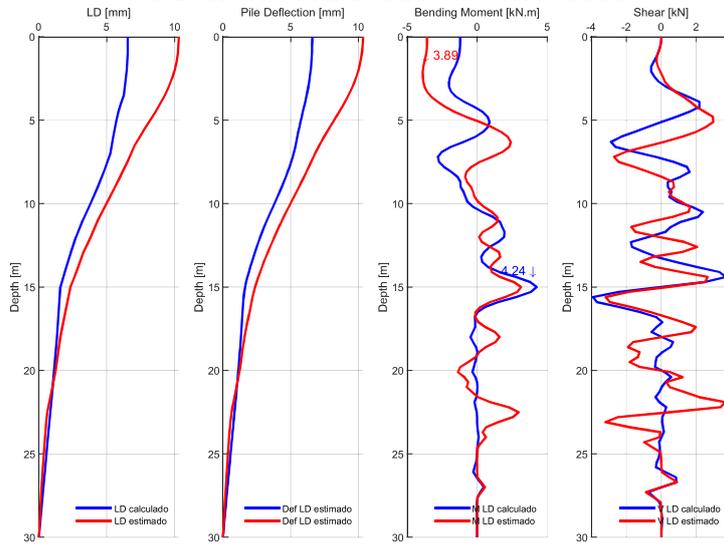
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



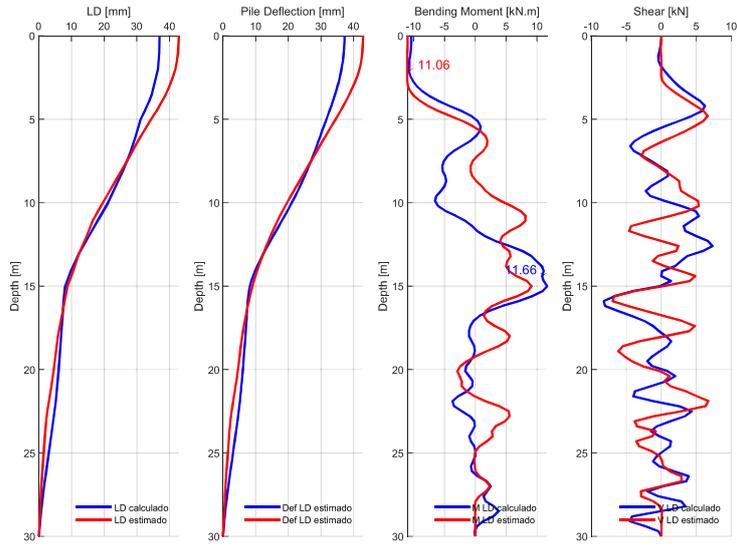
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3a4 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



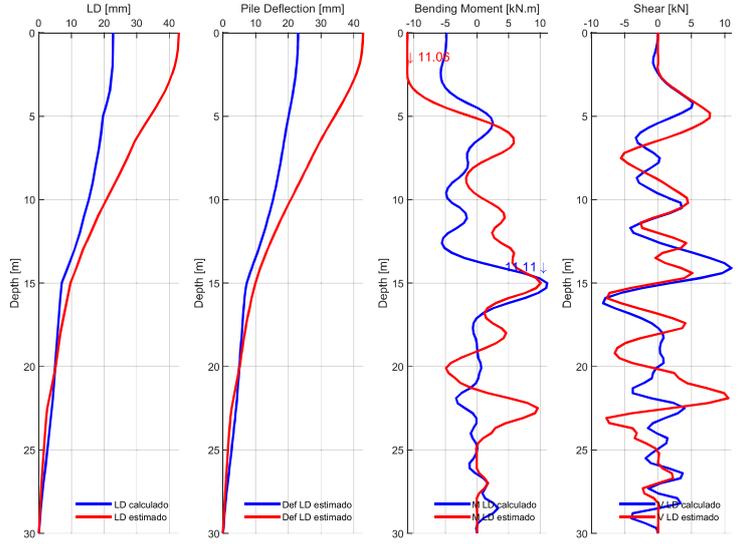
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



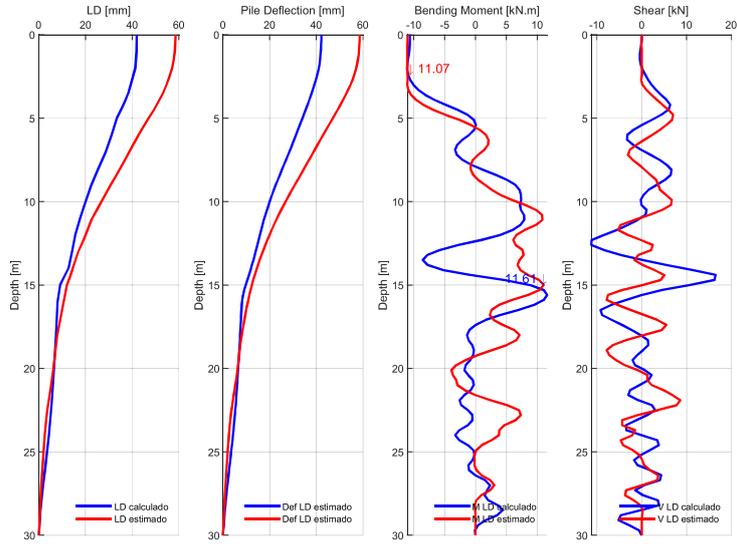
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



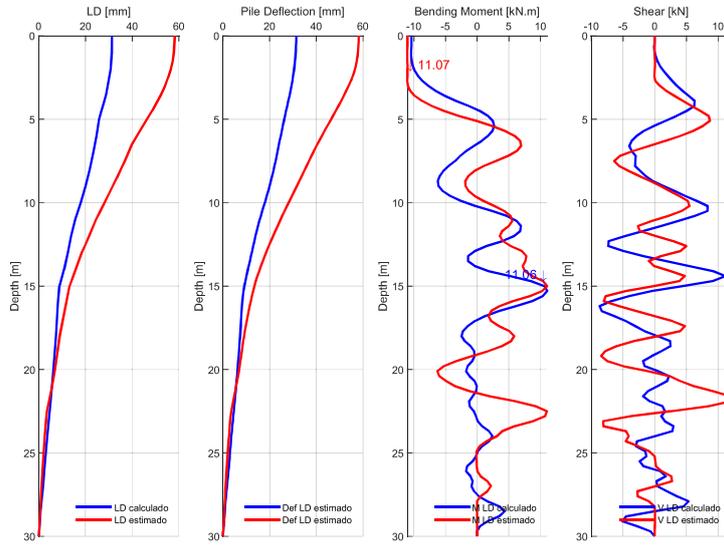
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



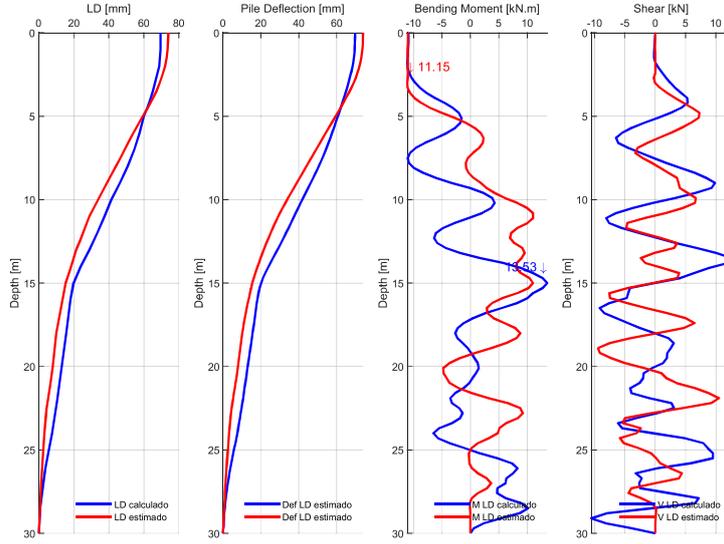
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



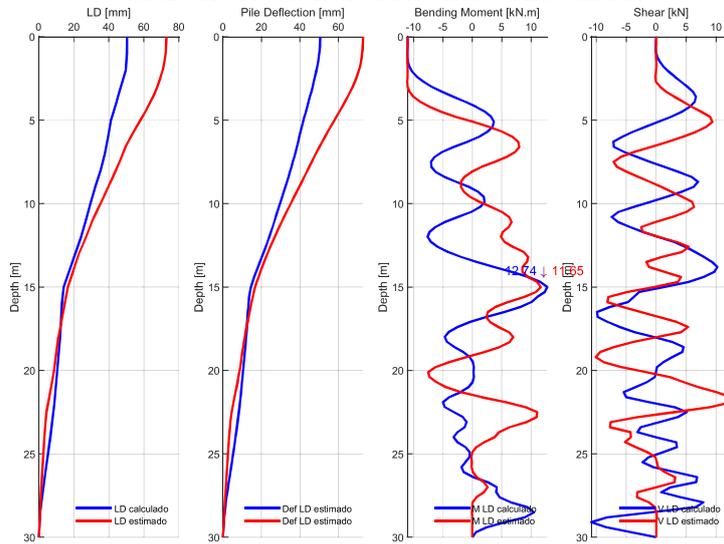
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



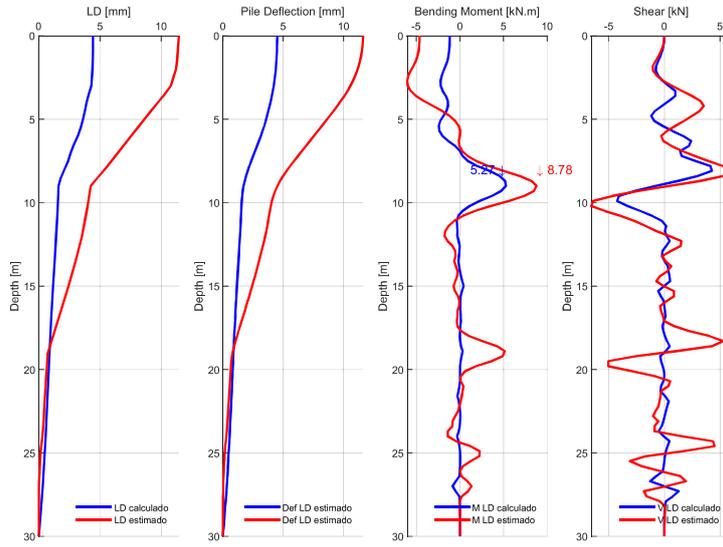
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



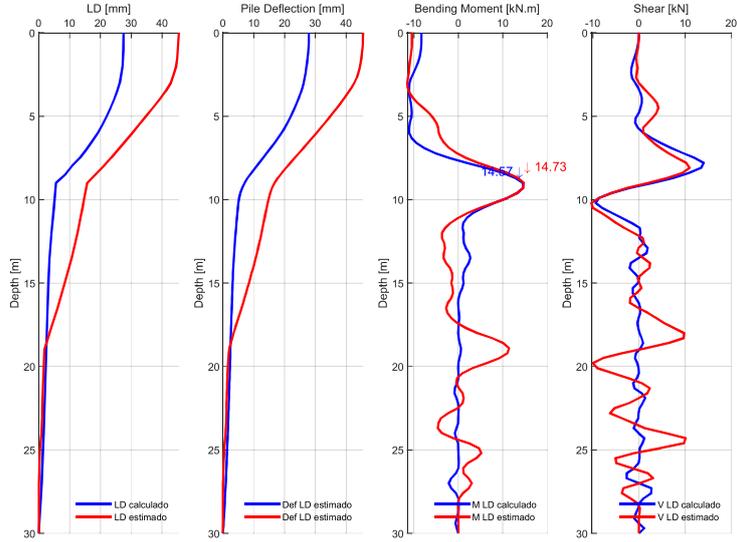
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b1 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



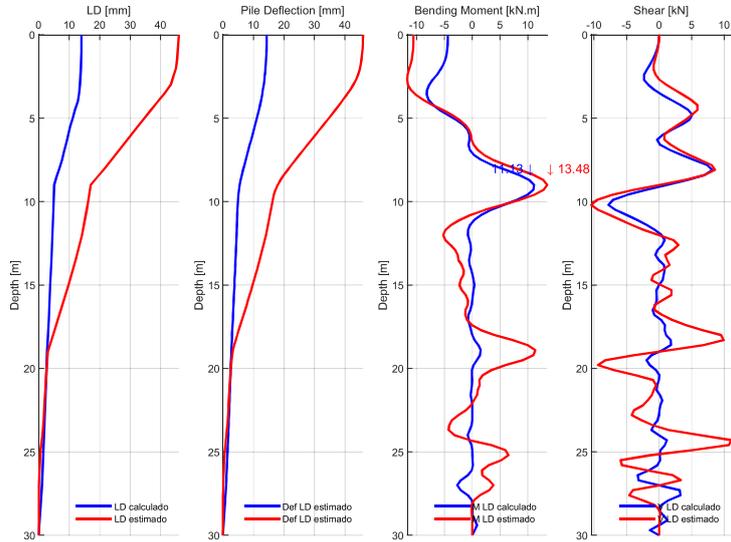
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



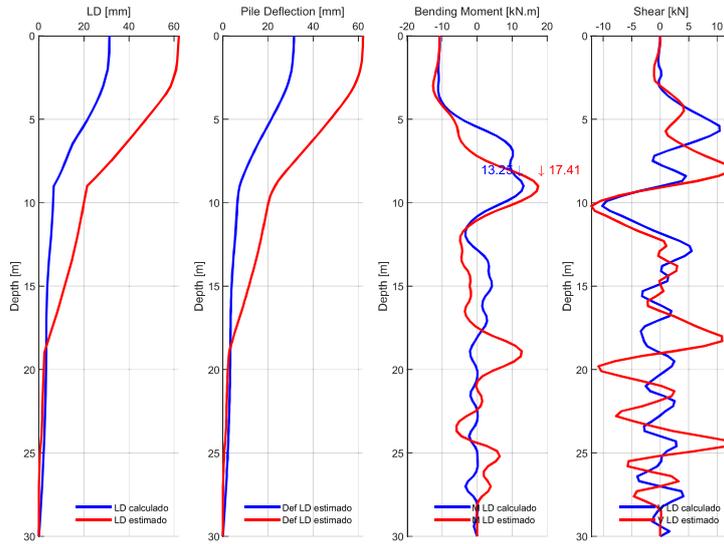
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



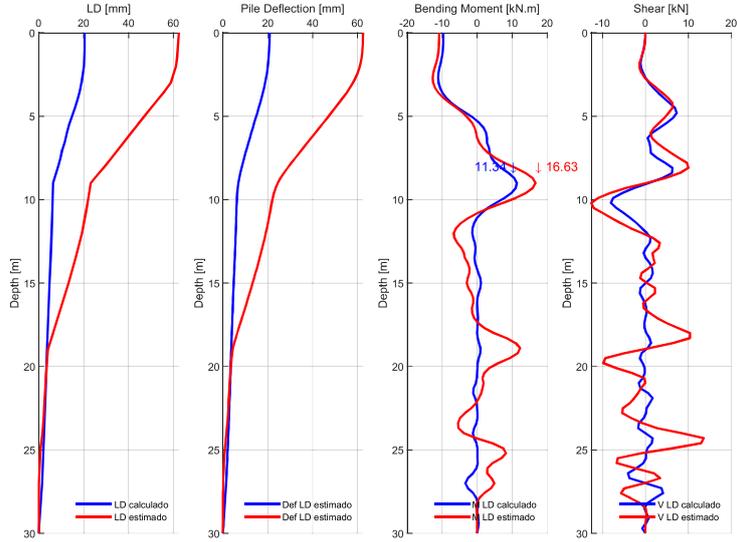
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



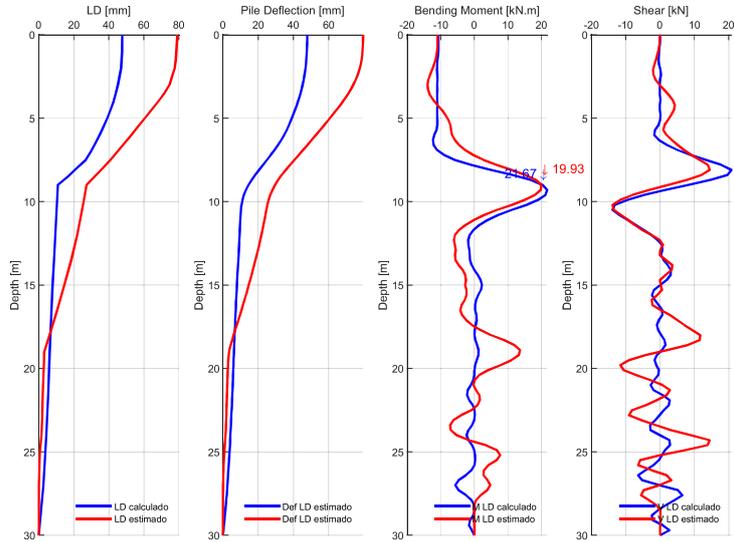
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



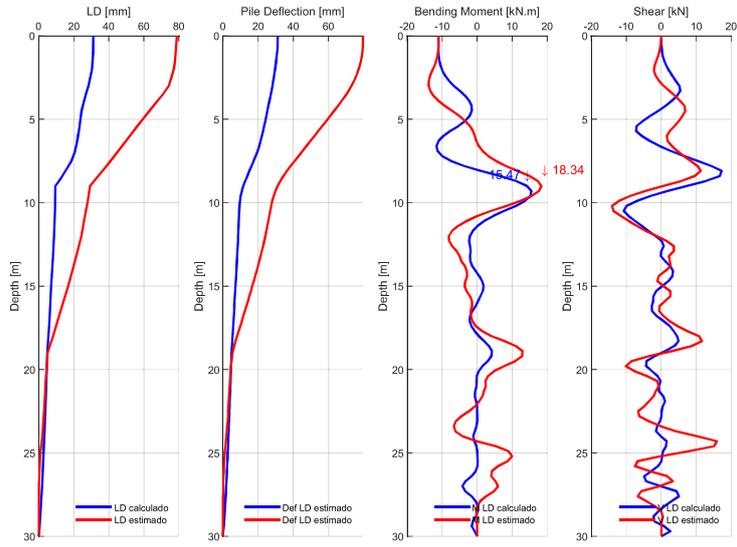
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



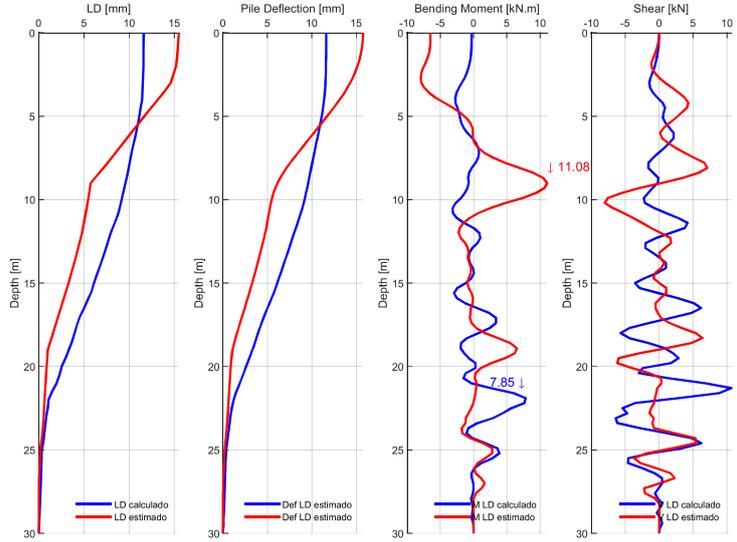
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



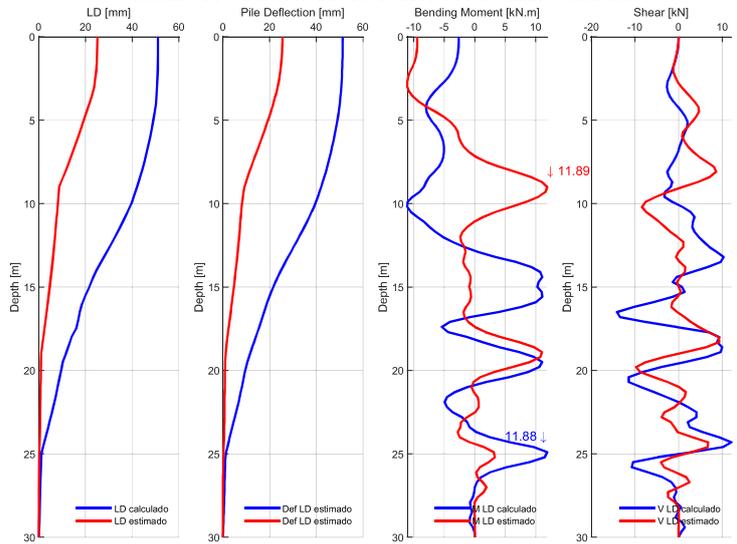
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b2 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



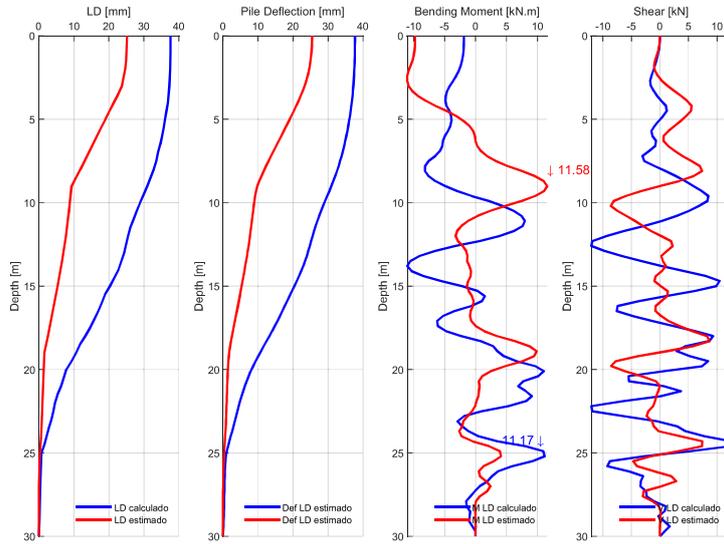
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



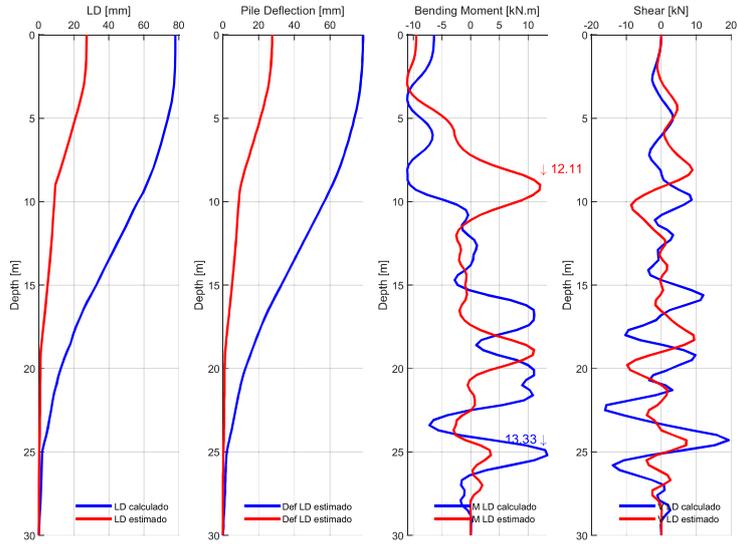
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



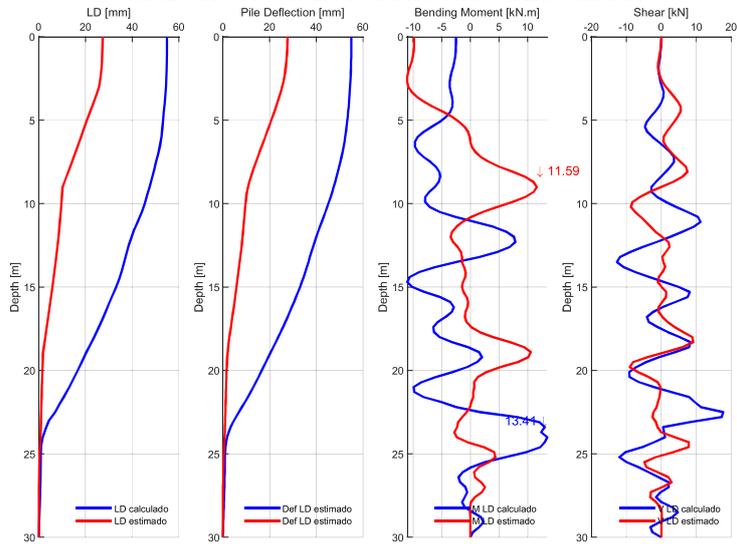
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



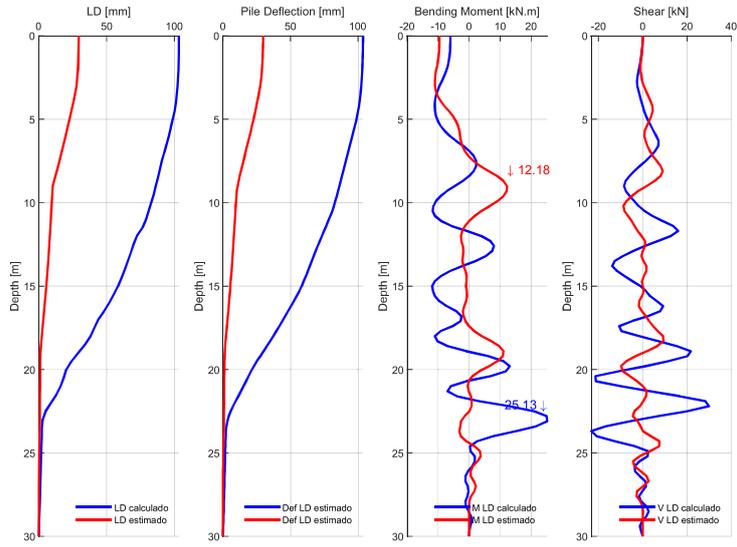
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



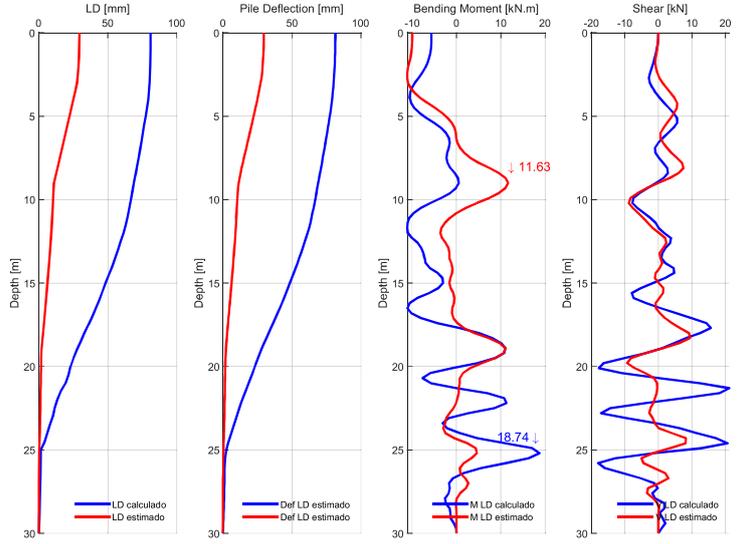
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



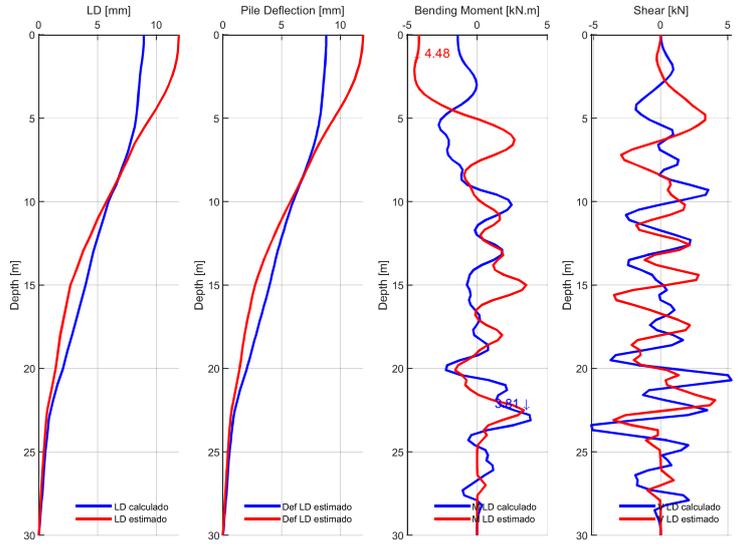
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



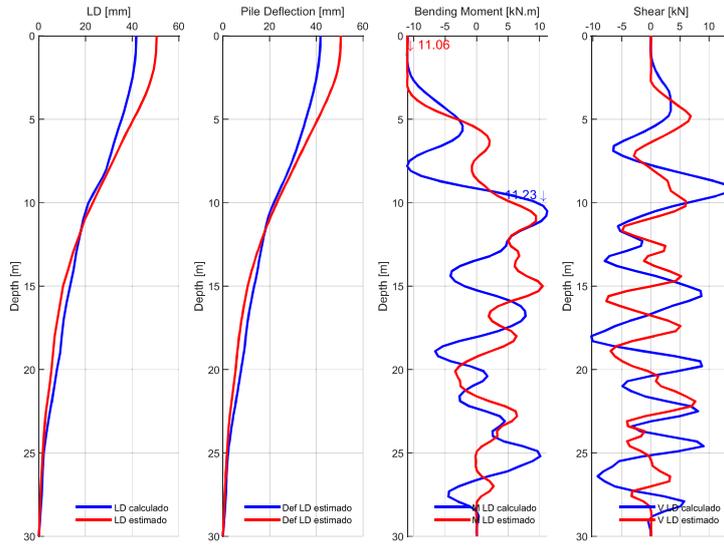
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D3b3 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



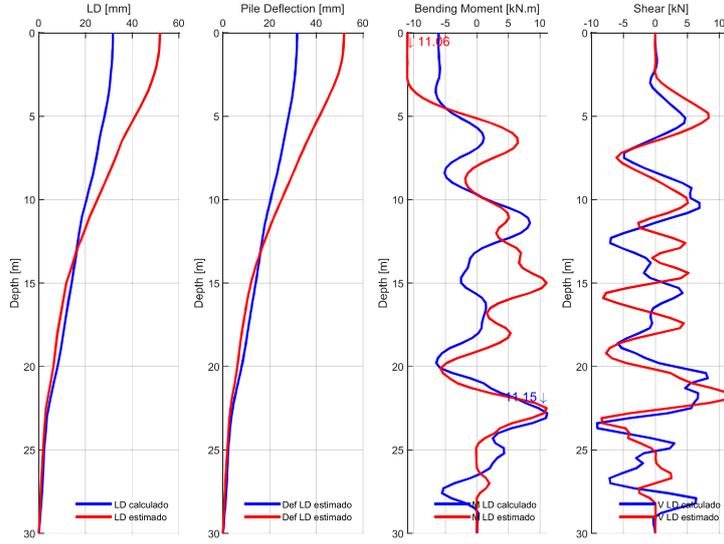
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



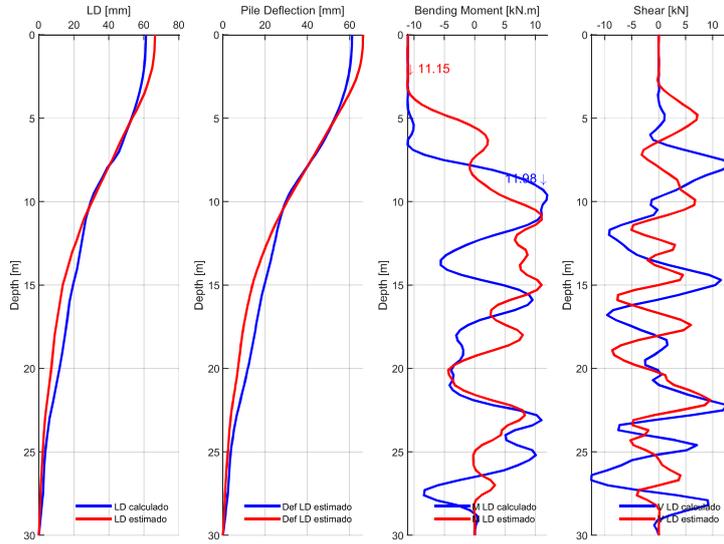
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



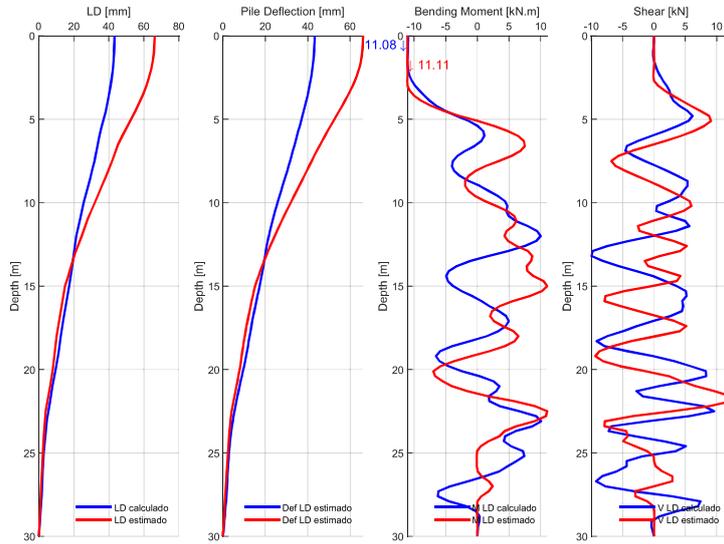
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



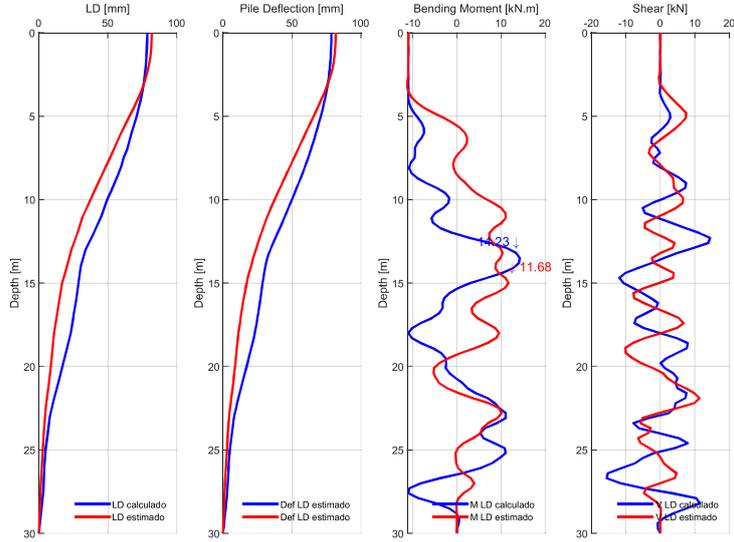
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



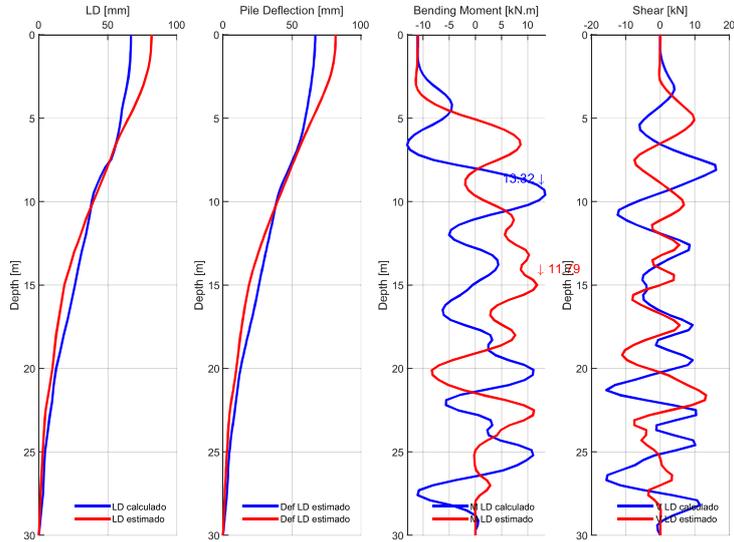
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



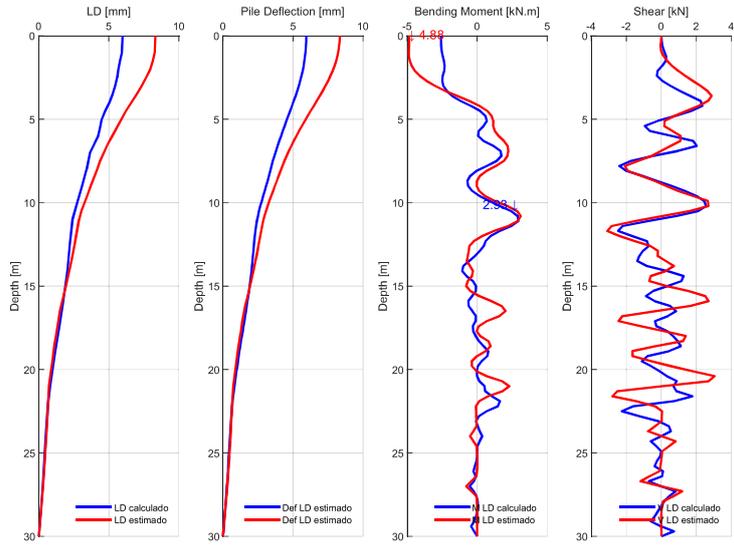
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



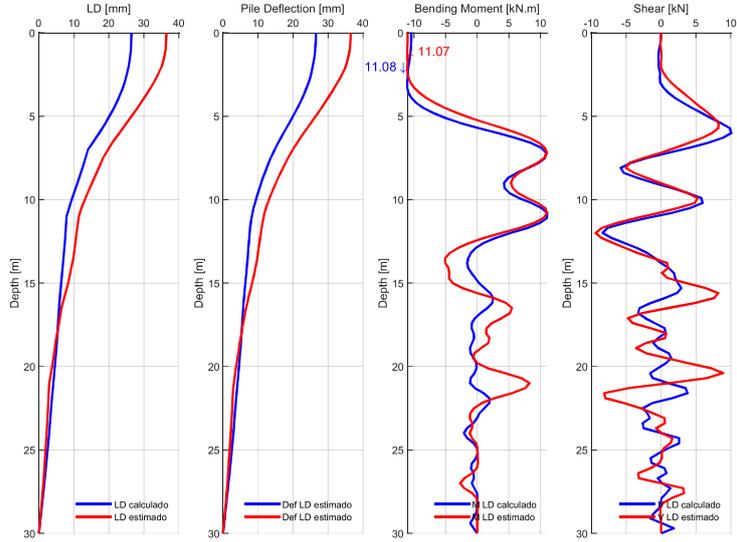
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S209 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



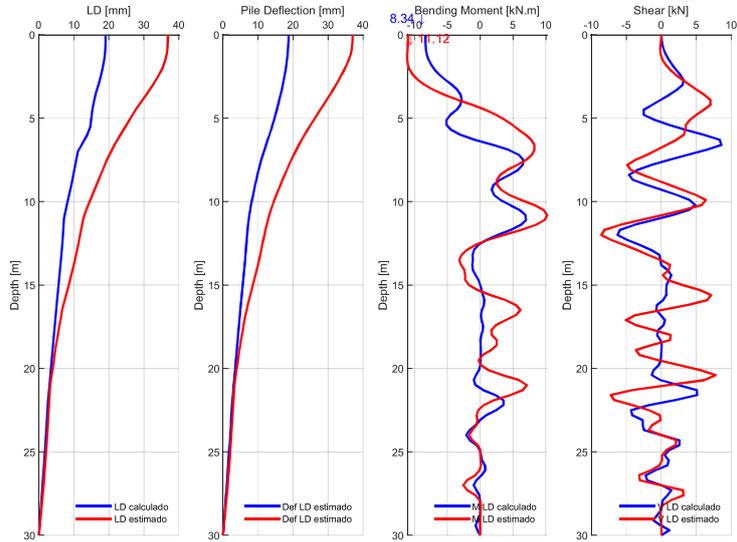
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



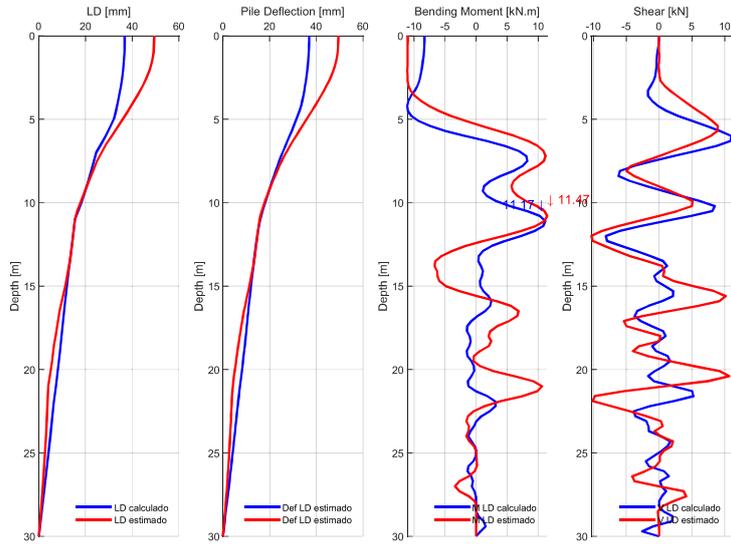
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



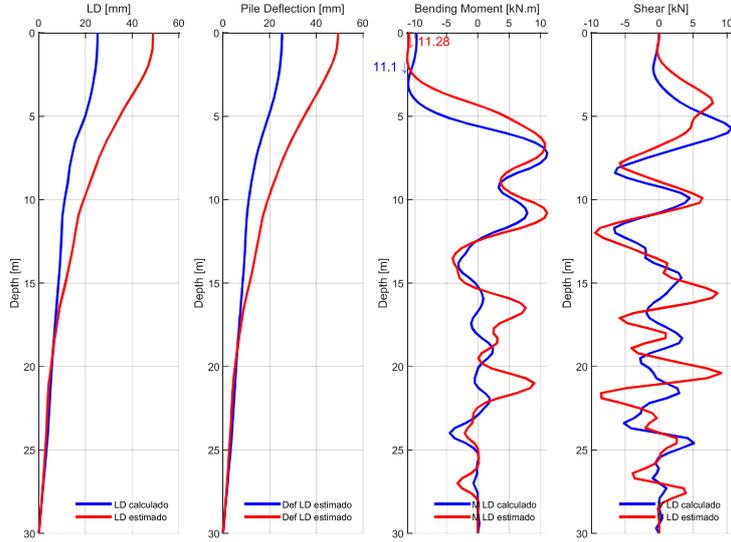
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



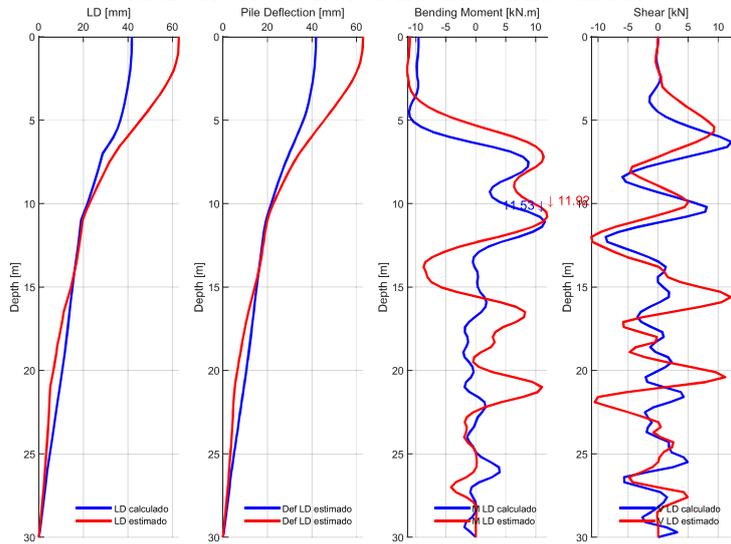
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



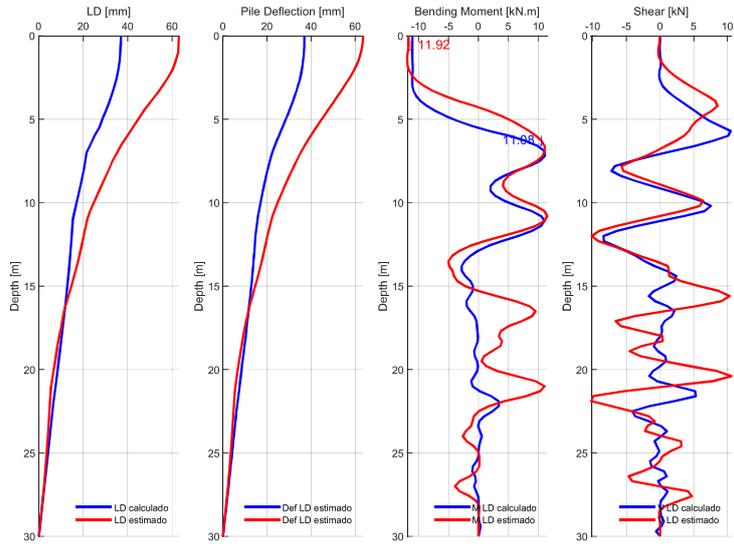
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



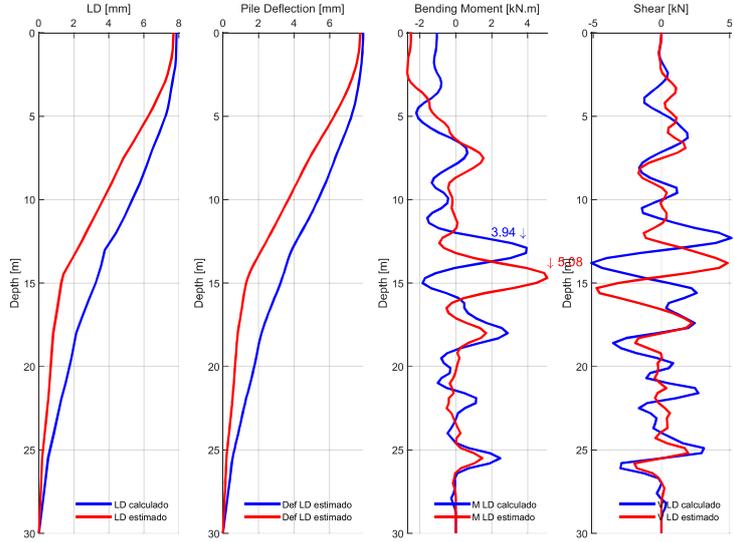
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



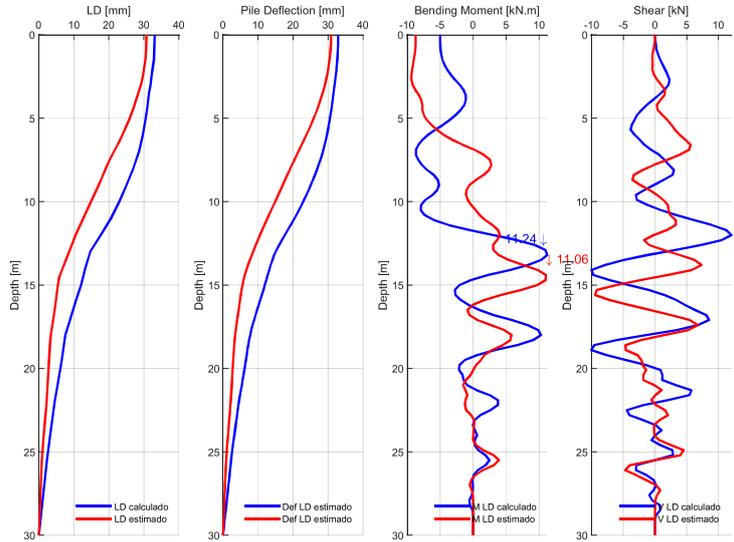
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S218 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



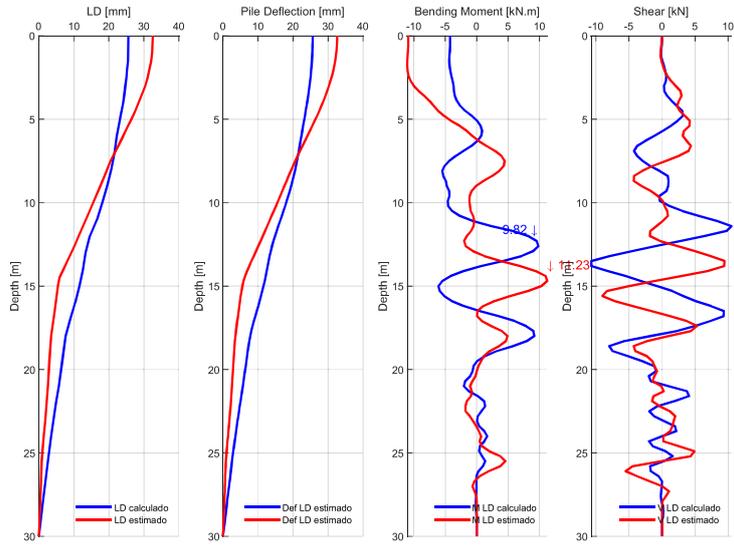
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



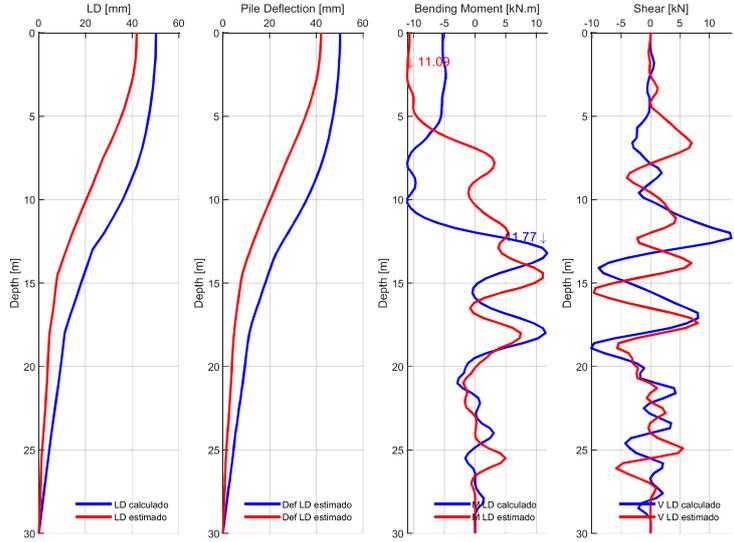
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



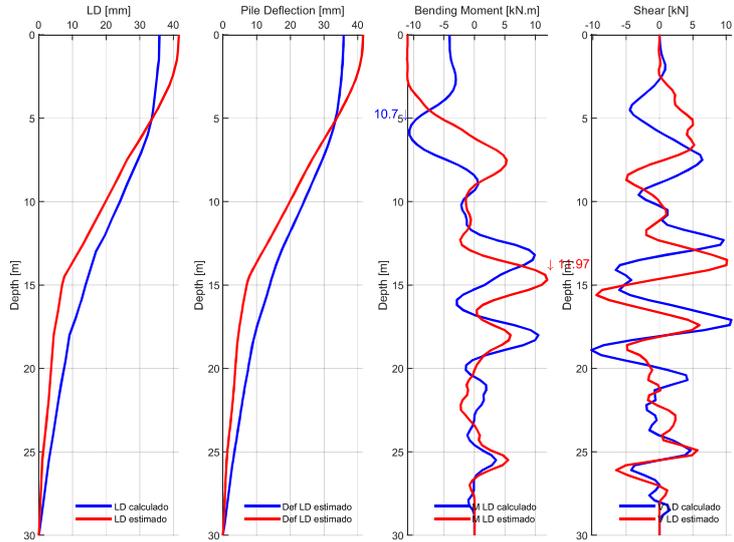
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



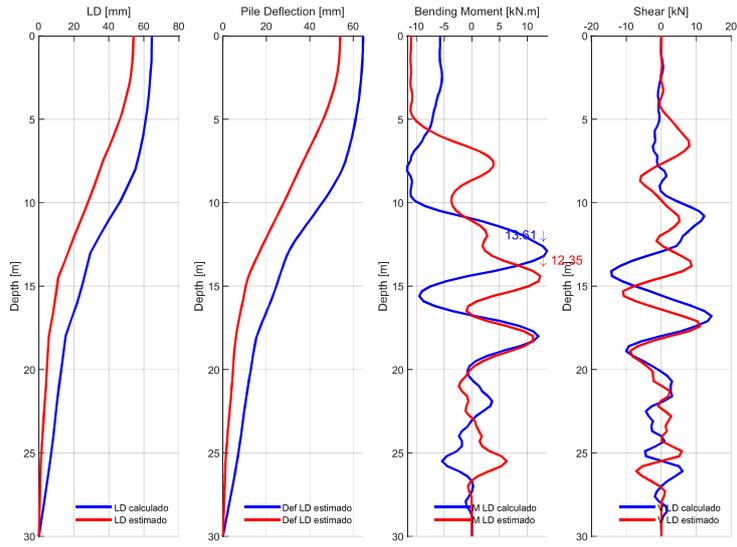
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



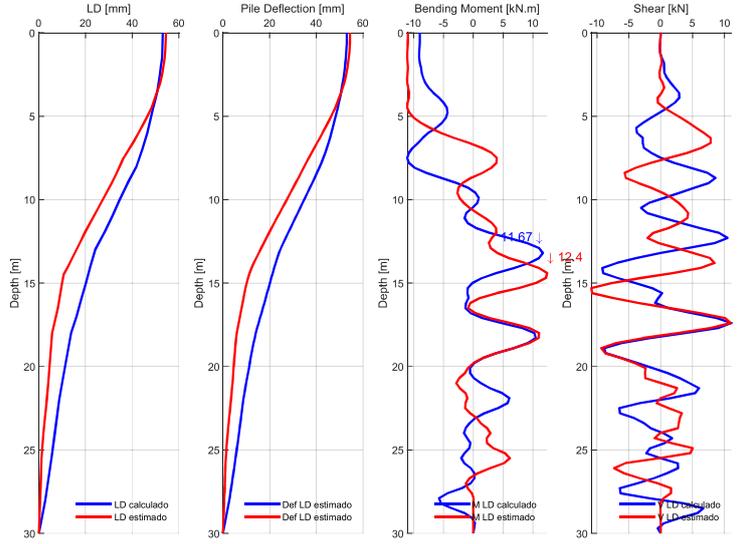
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



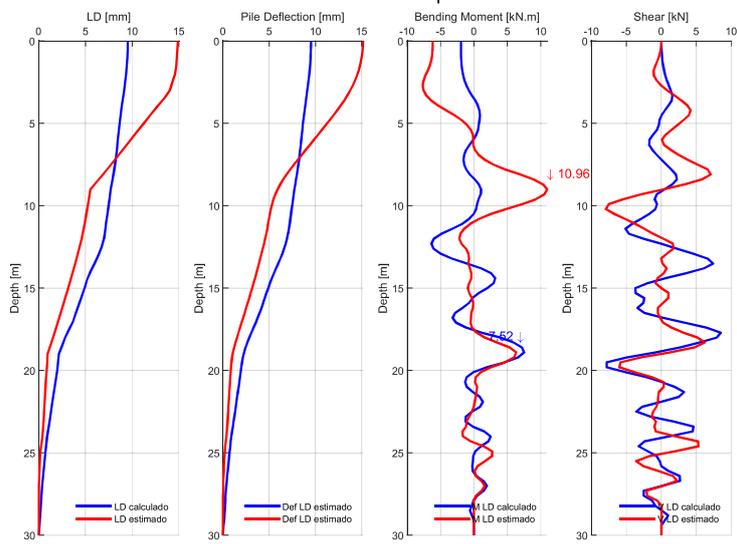
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



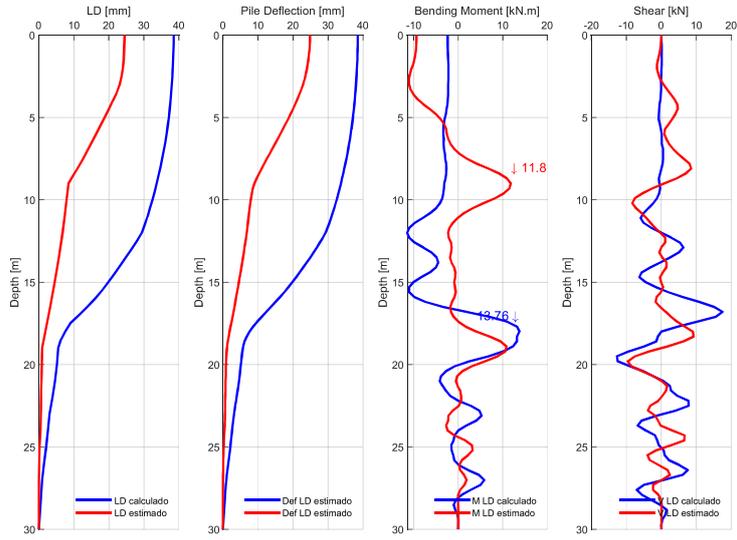
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S221 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



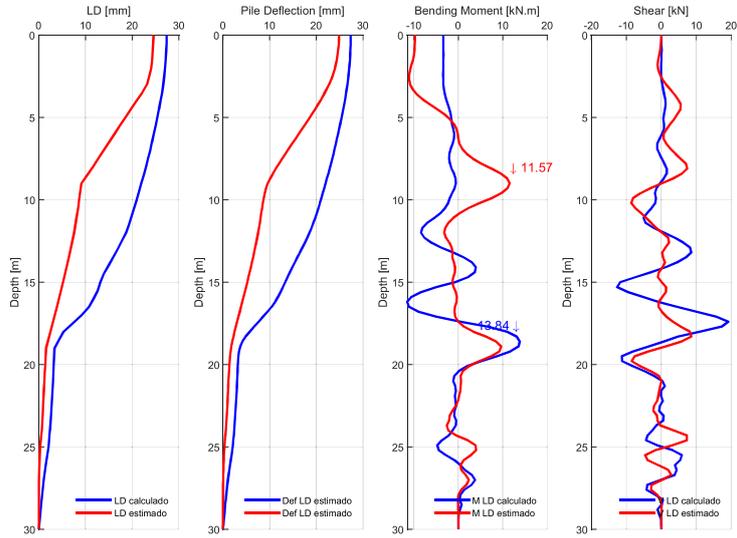
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



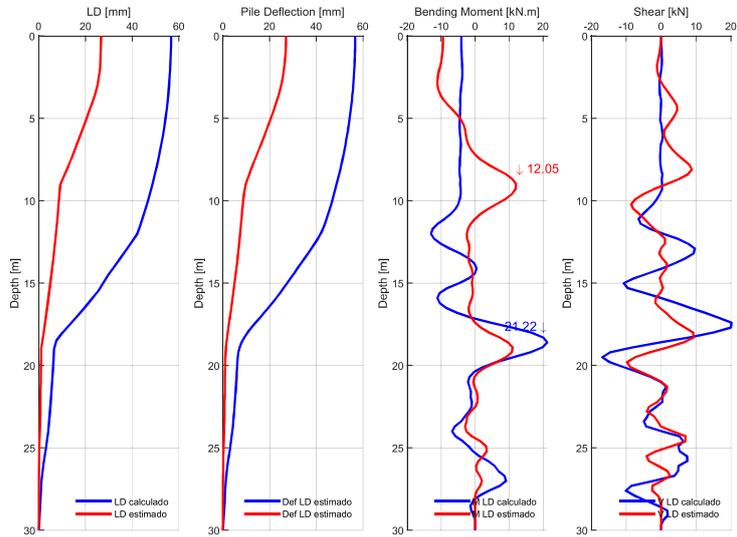
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



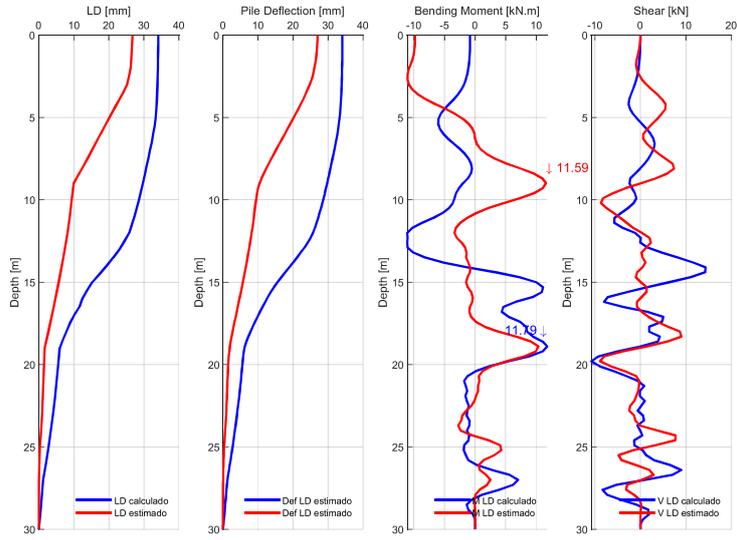
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



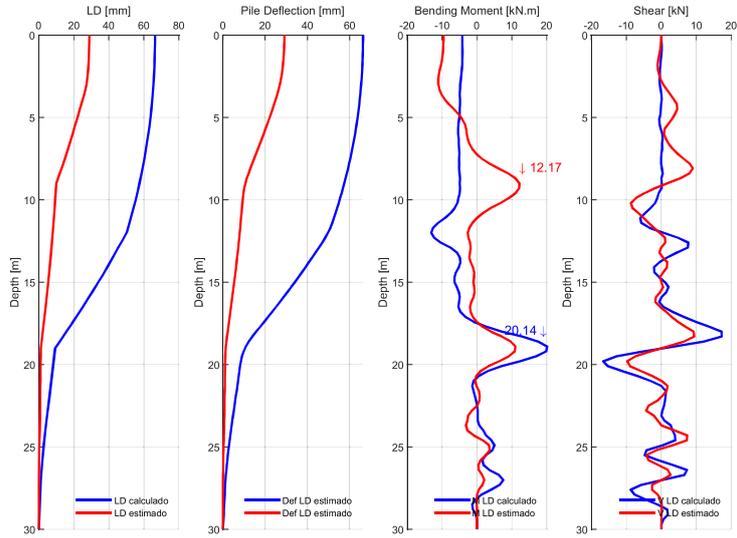
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



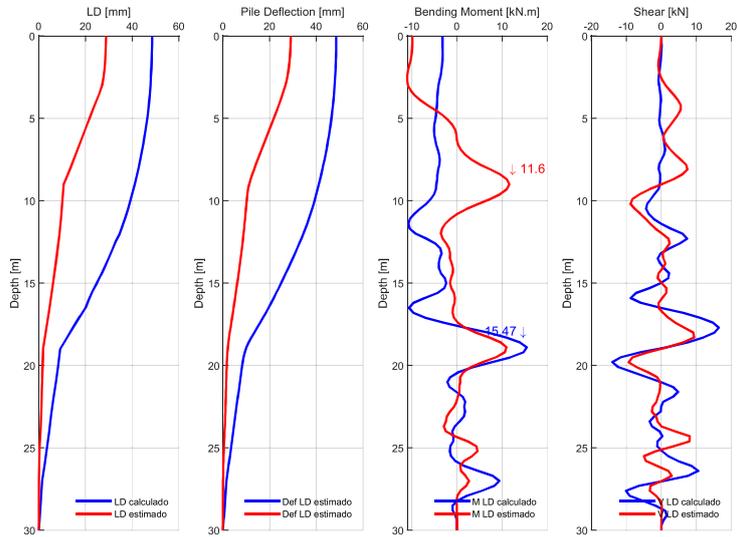
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



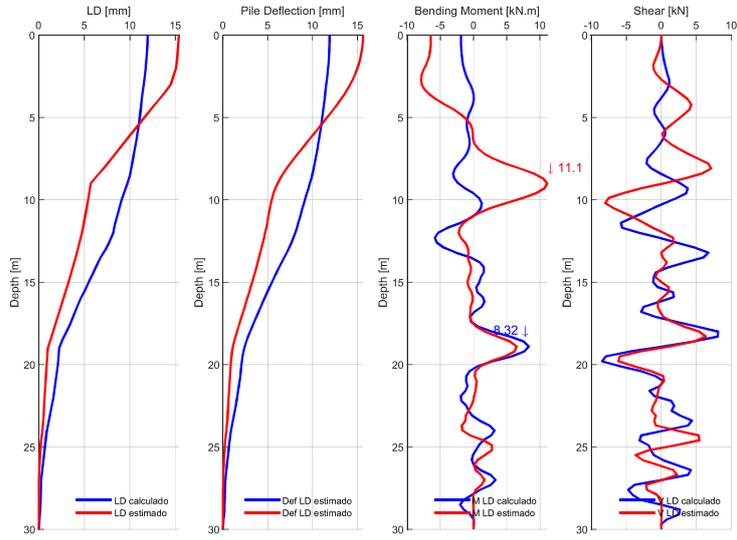
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



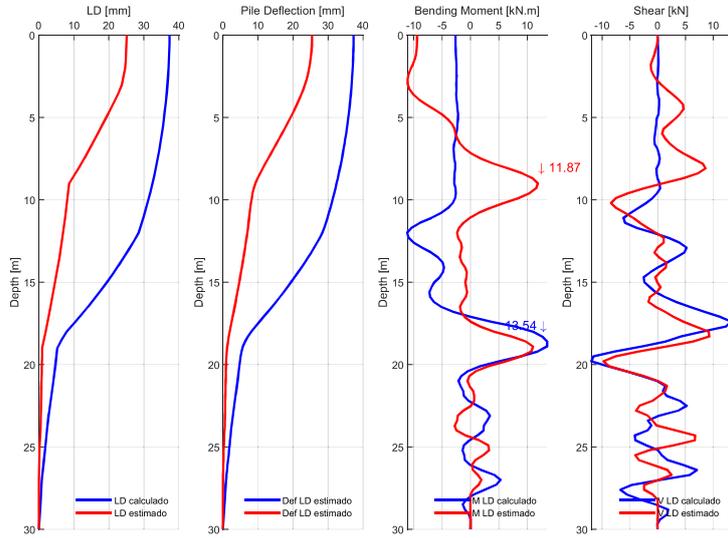
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₁ / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



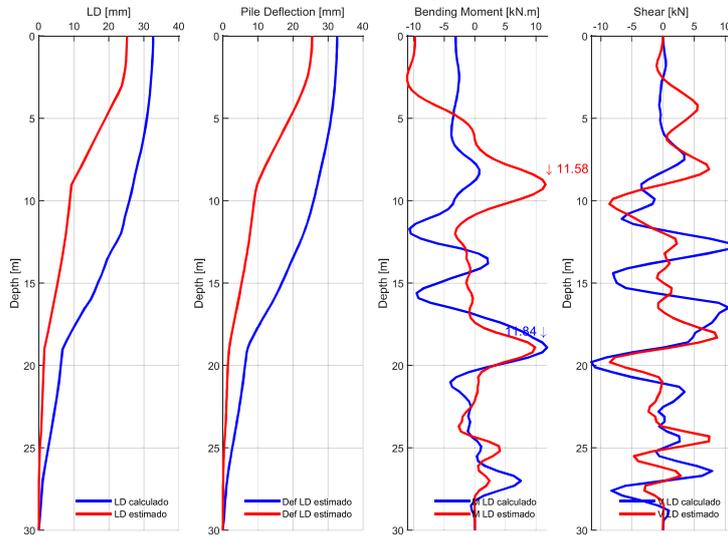
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



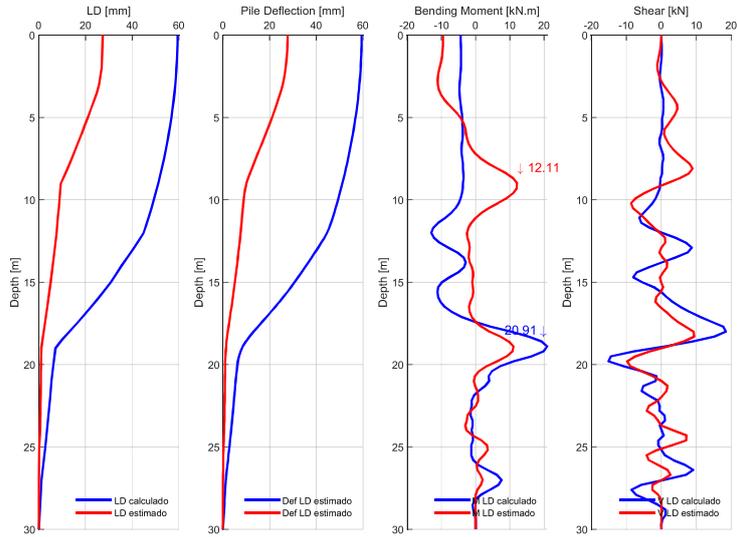
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



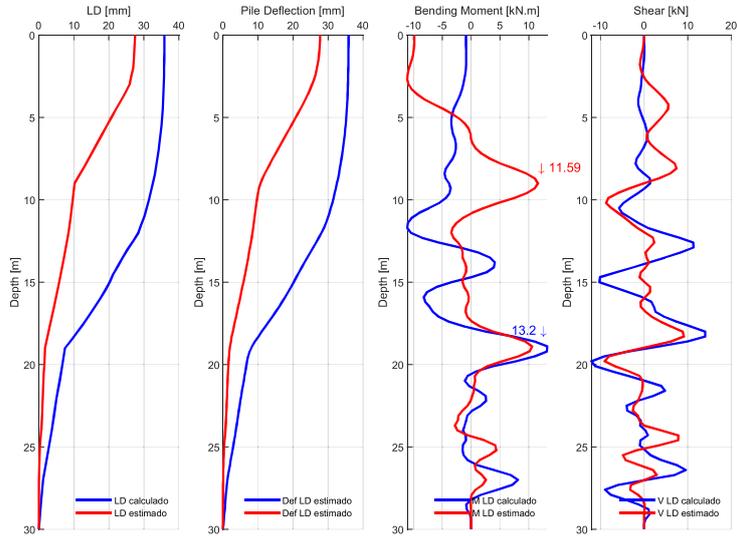
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



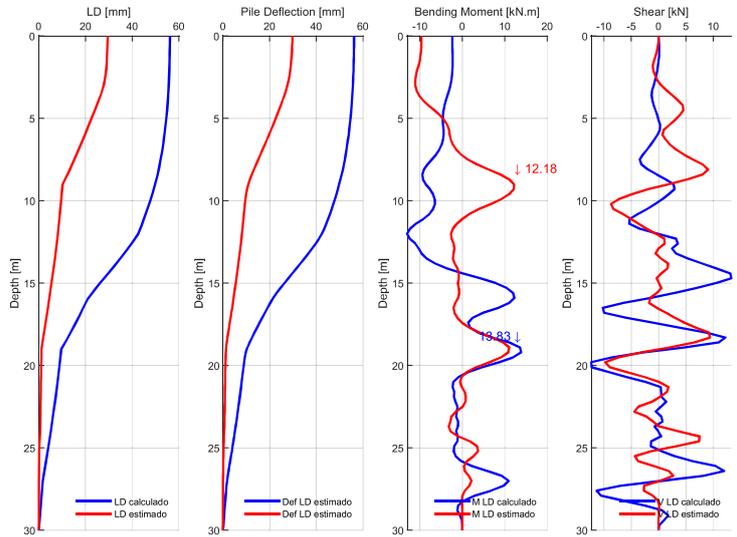
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



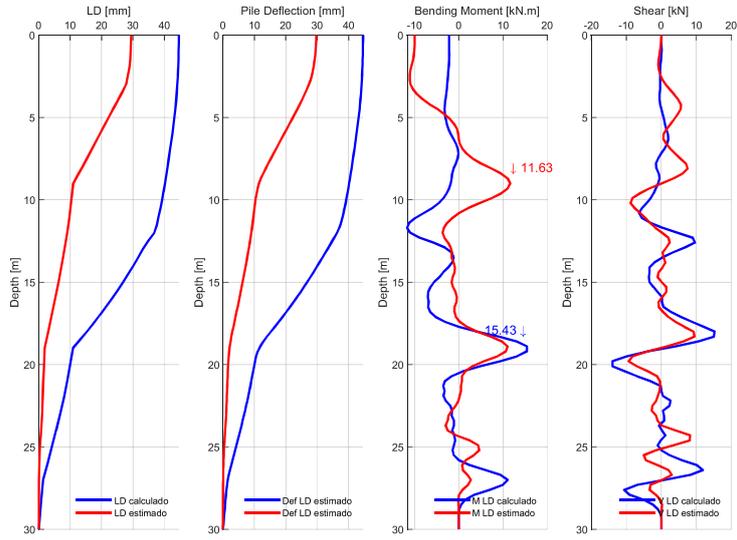
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



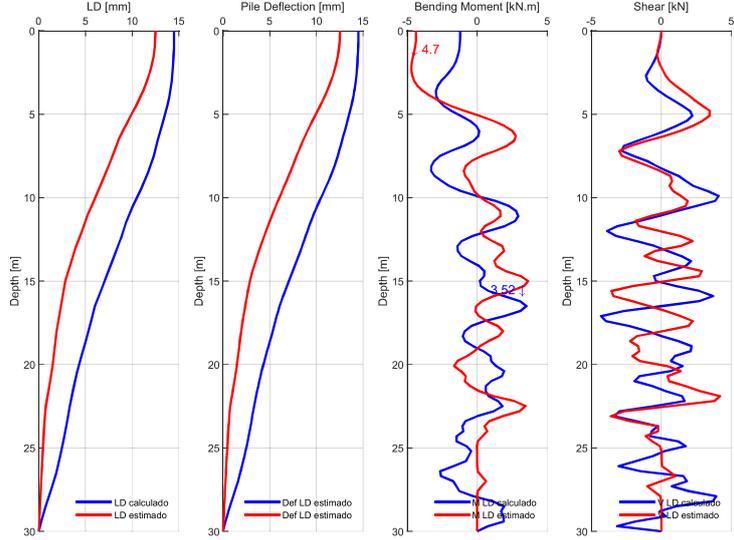
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



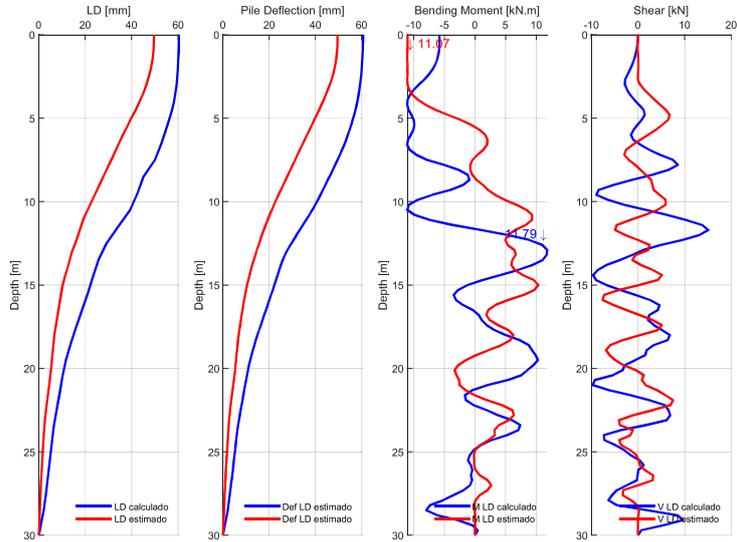
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S210₂ / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



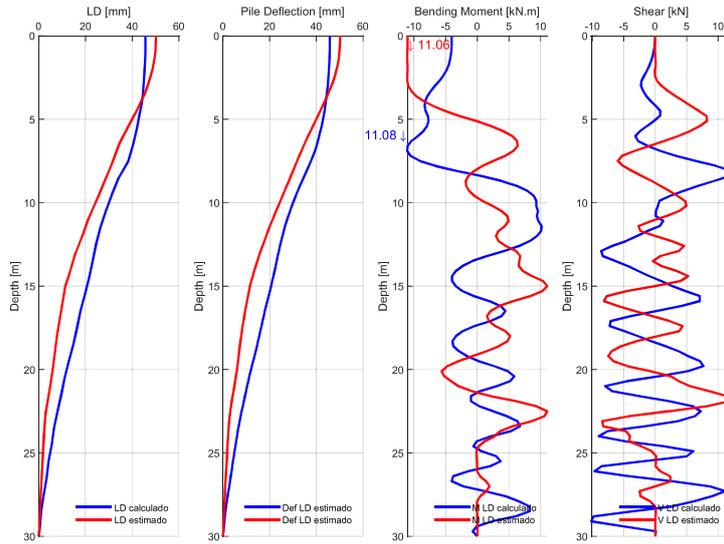
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



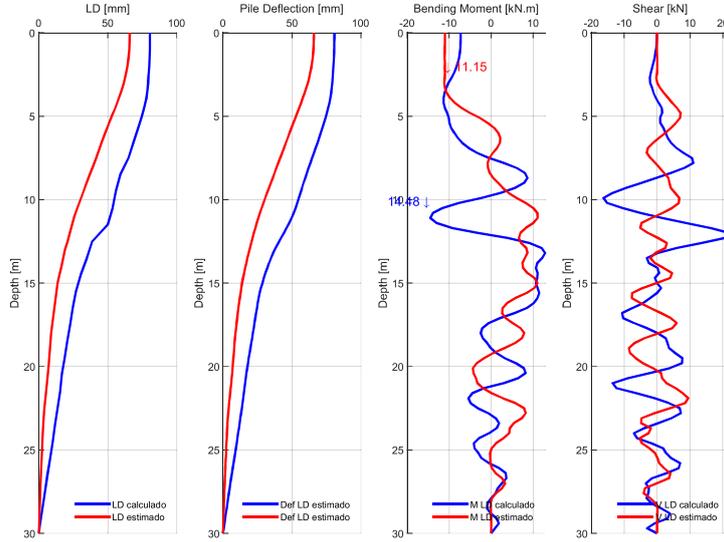
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



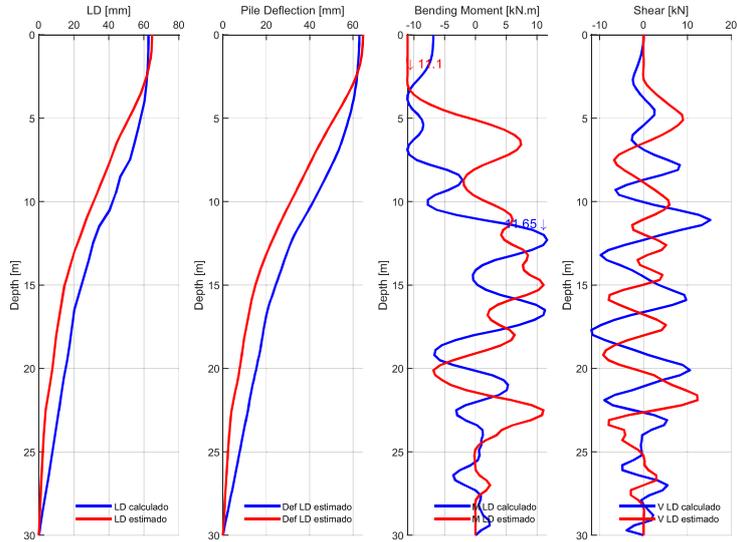
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



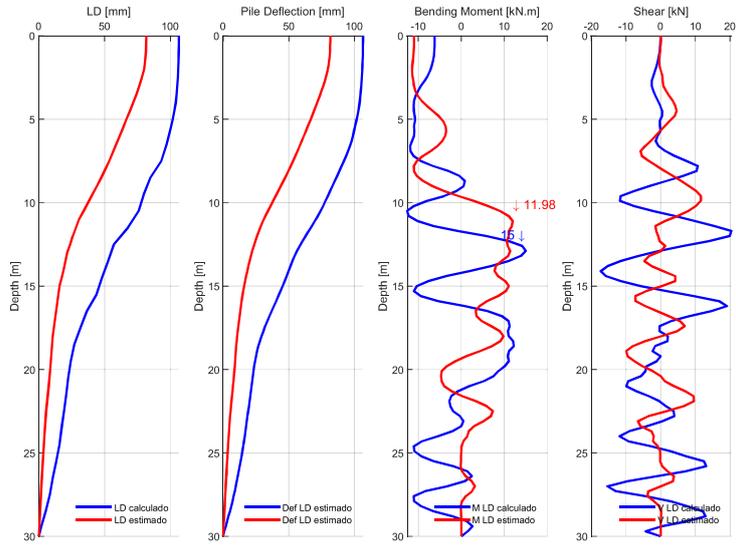
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



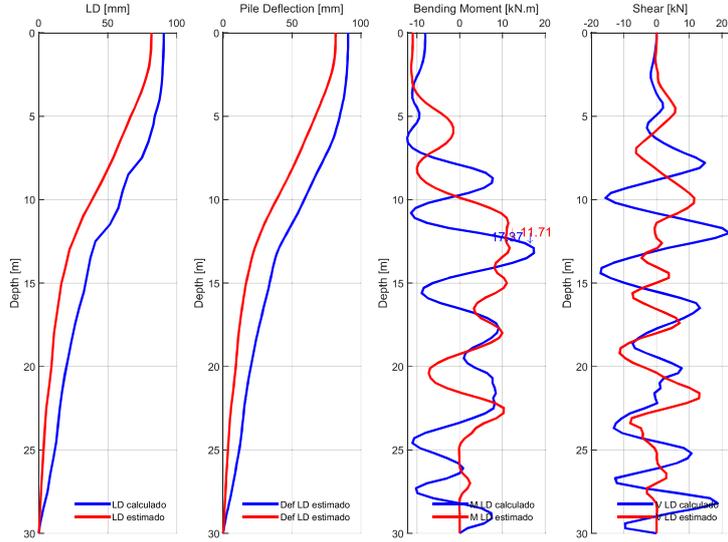
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



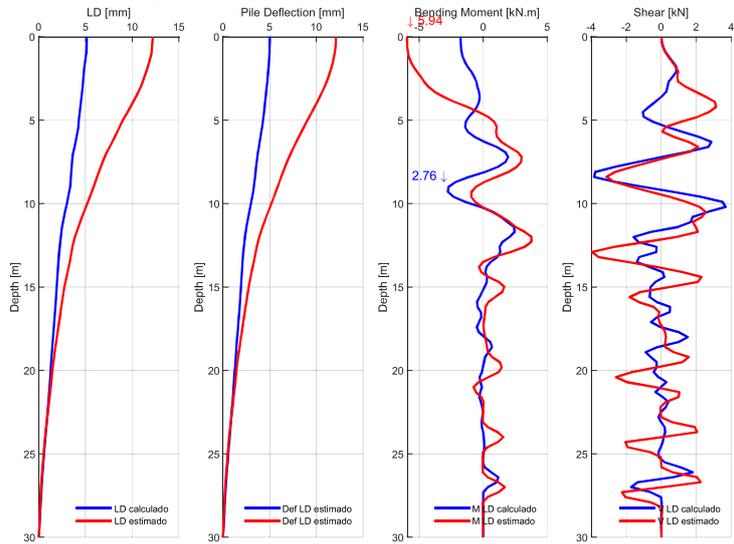
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



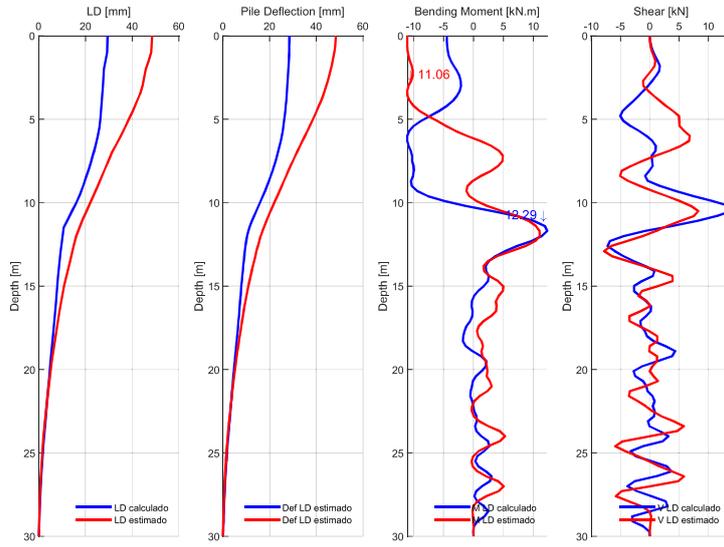
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S216 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



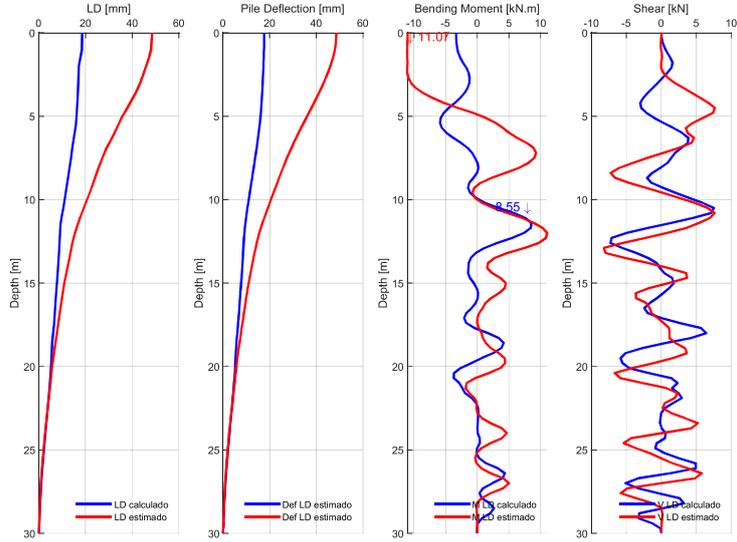
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



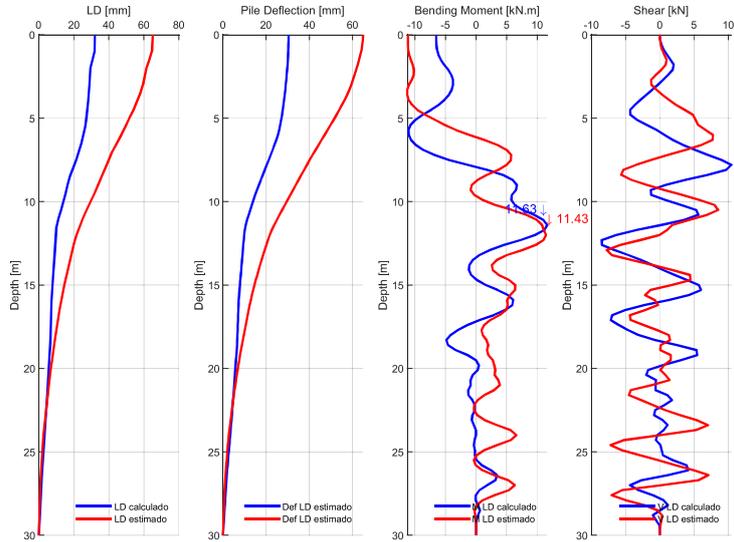
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



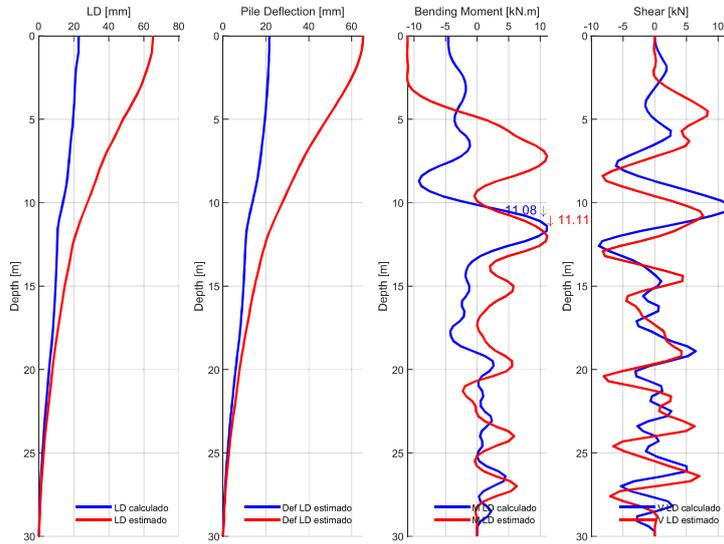
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



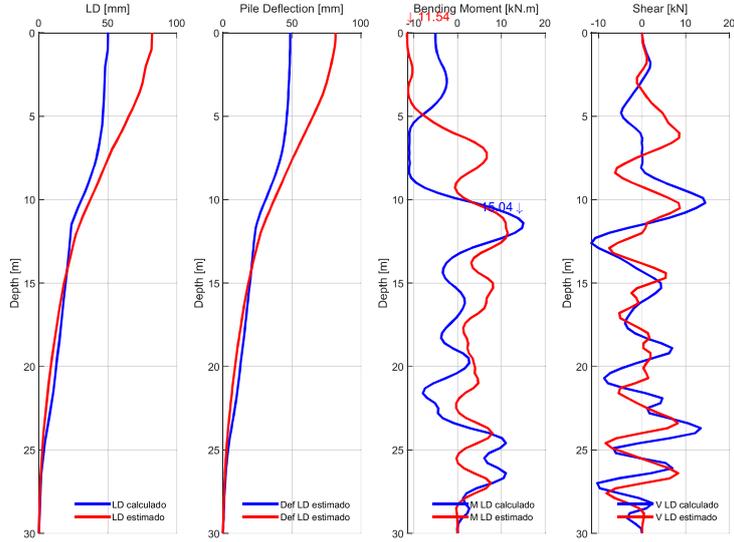
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



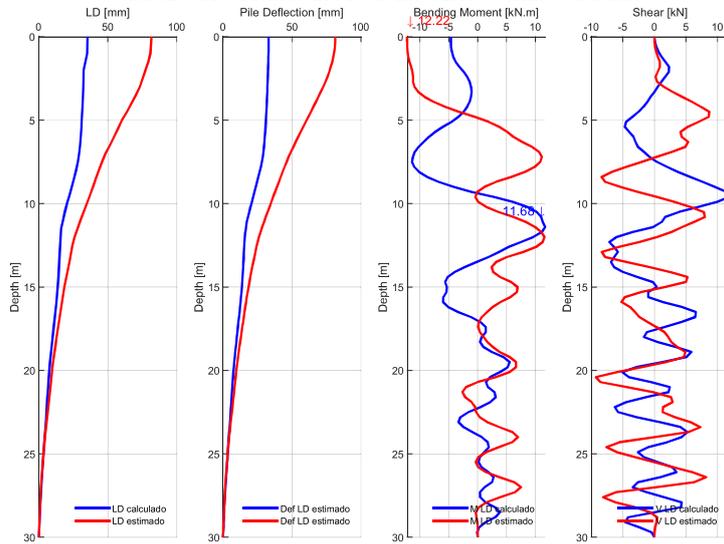
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



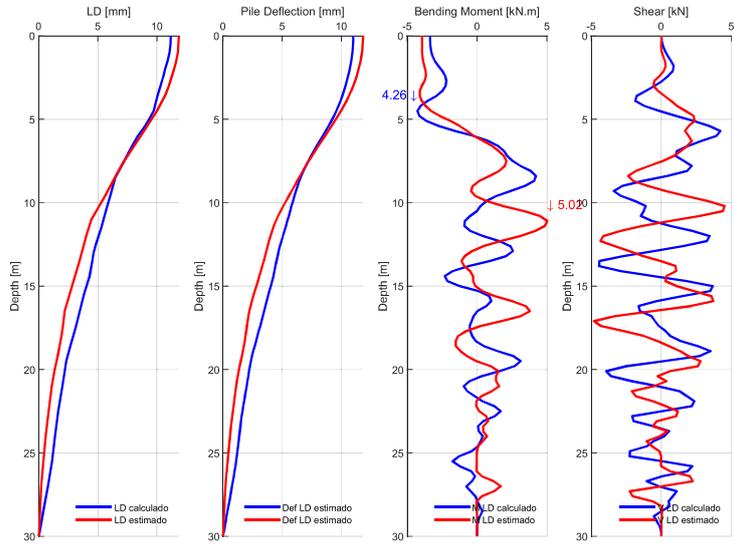
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



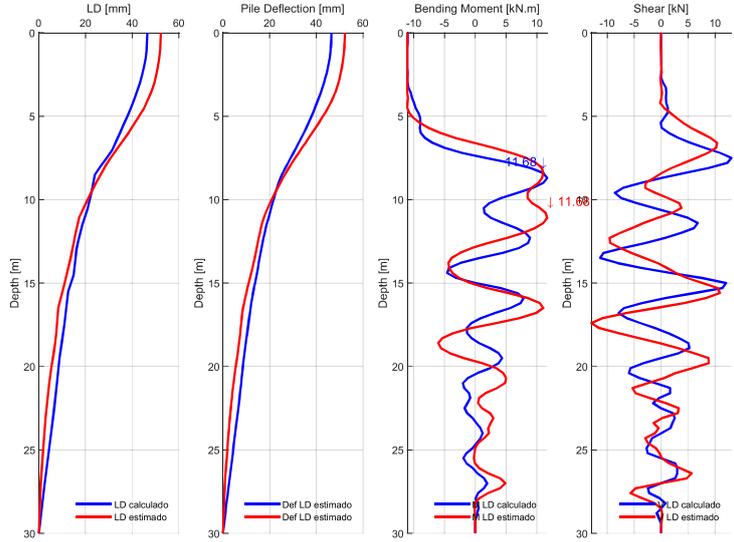
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S211 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



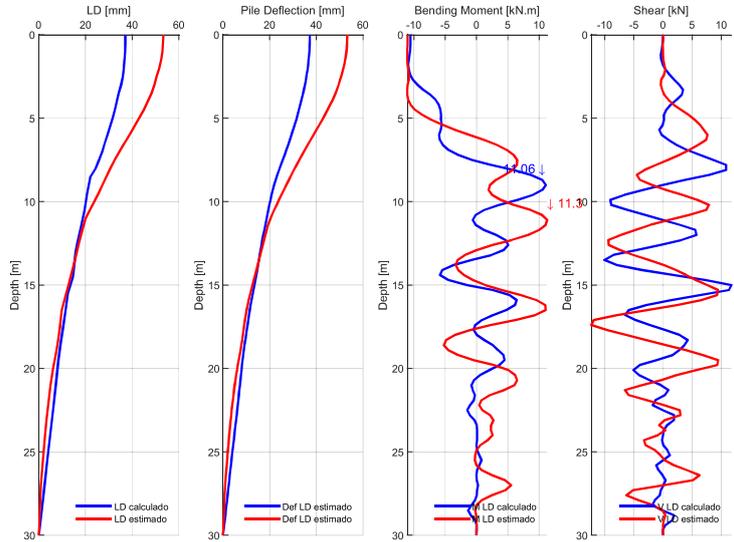
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



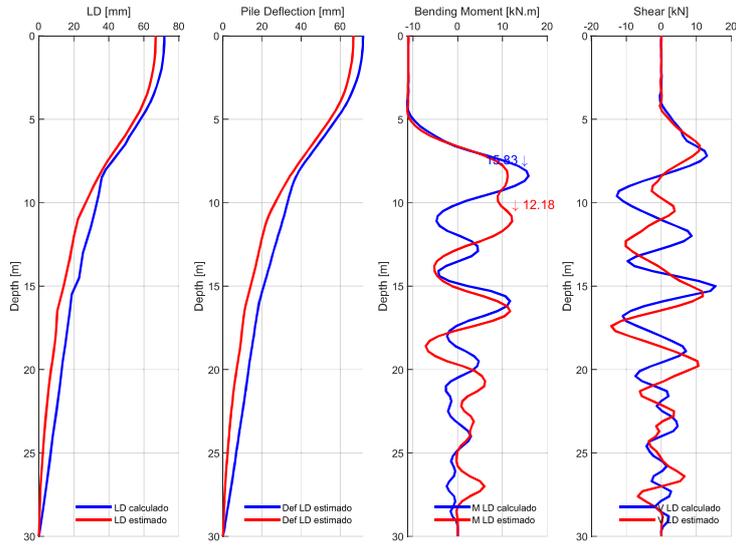
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



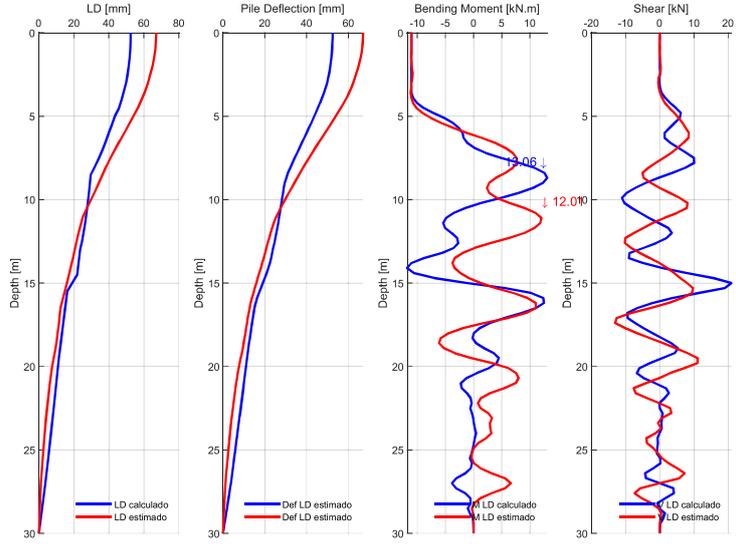
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



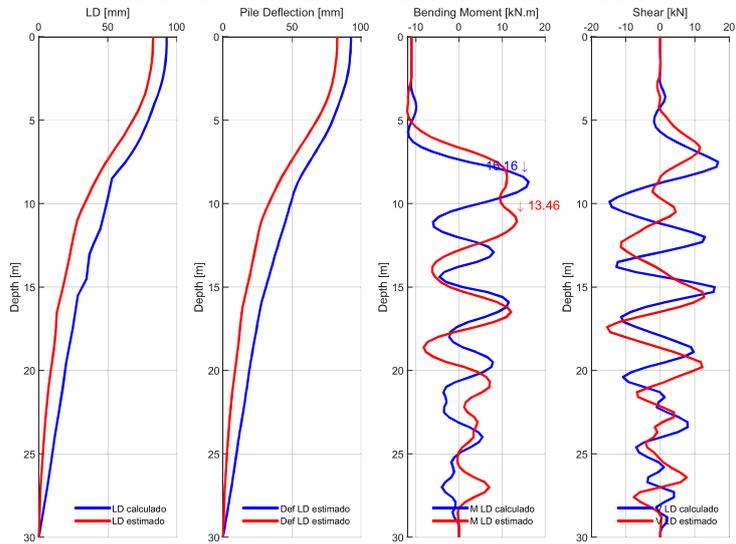
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



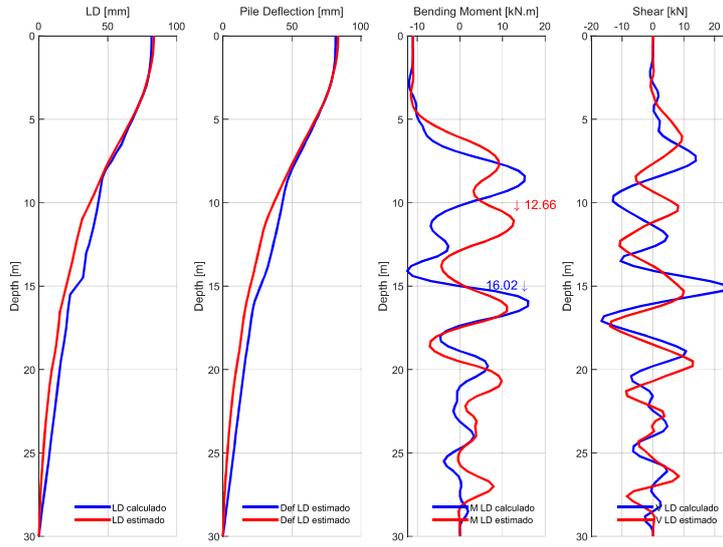
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



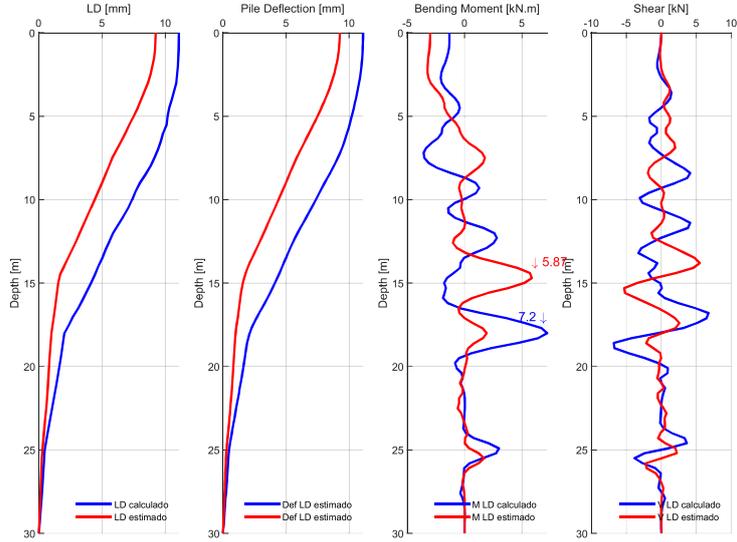
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



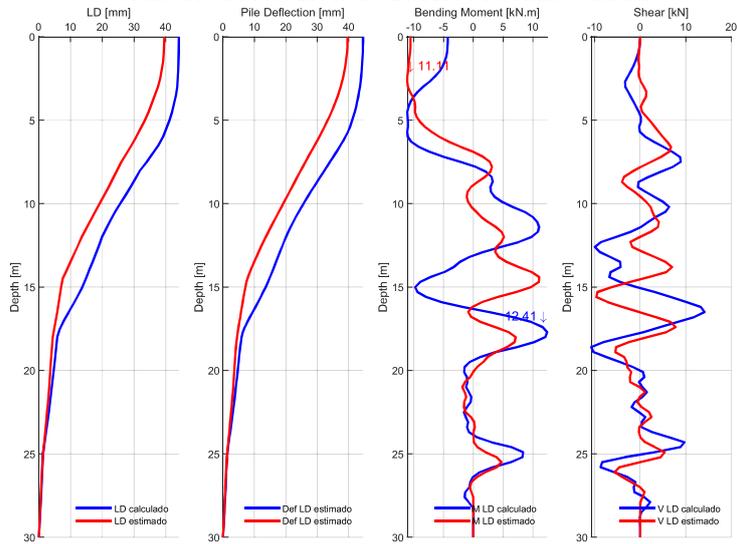
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Murano / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



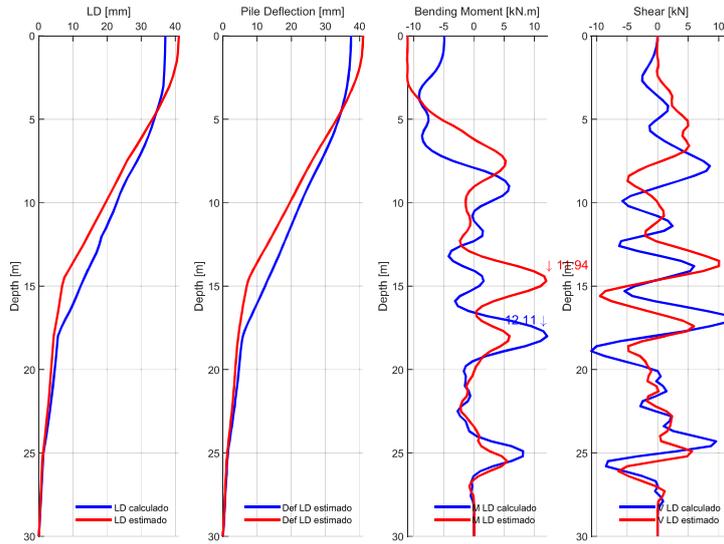
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



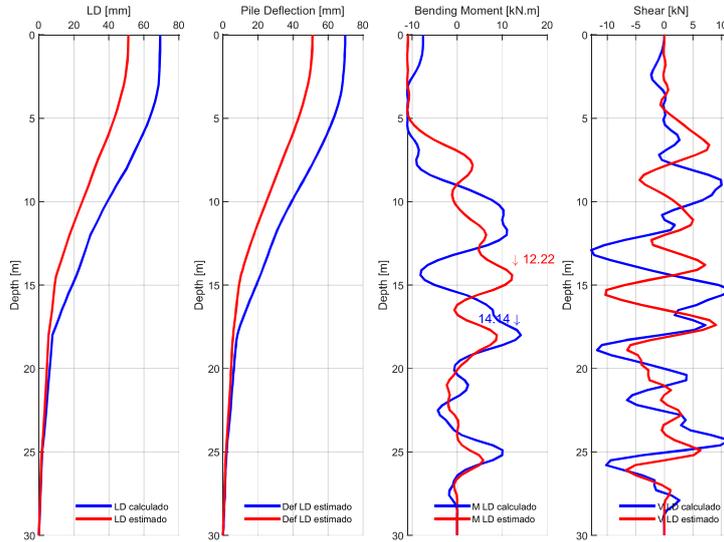
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



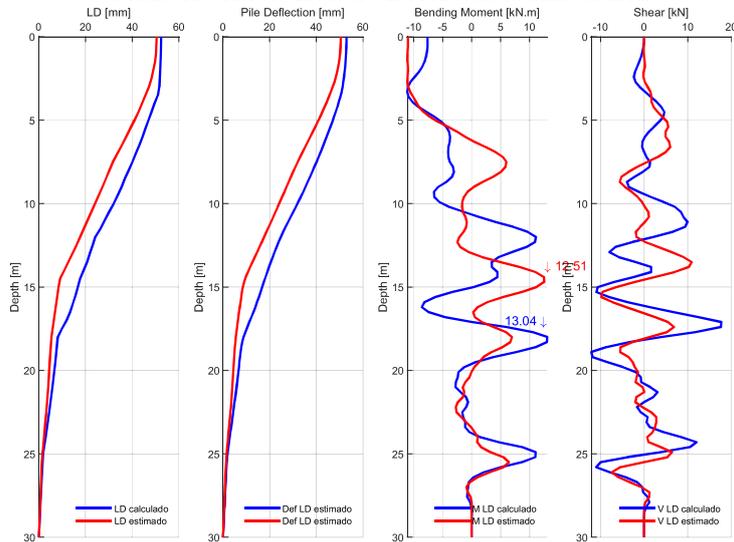
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



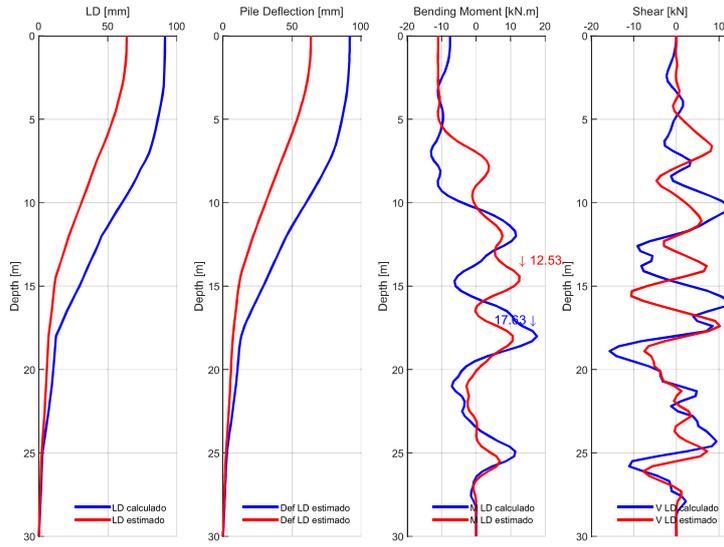
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



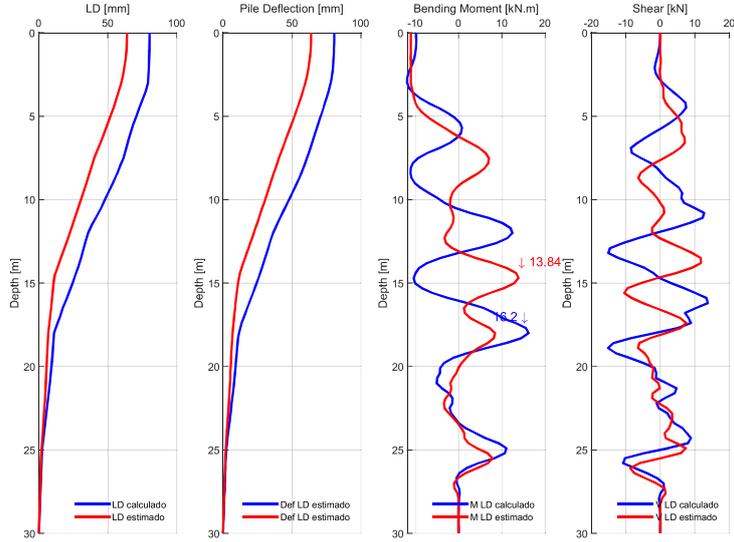
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



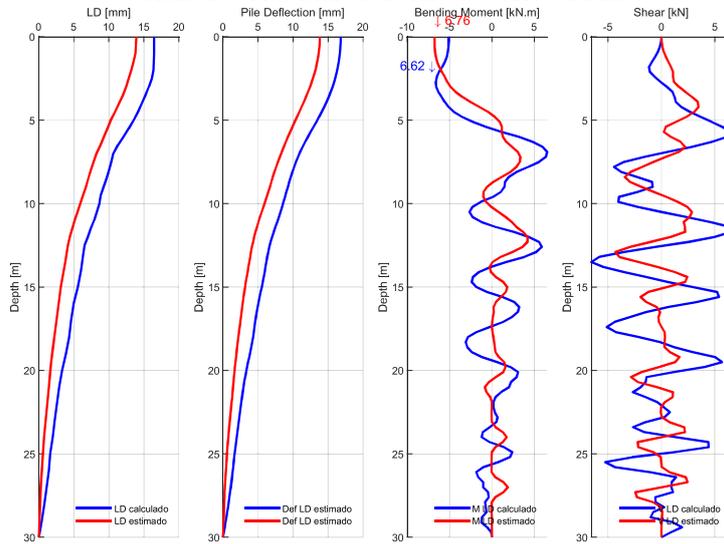
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



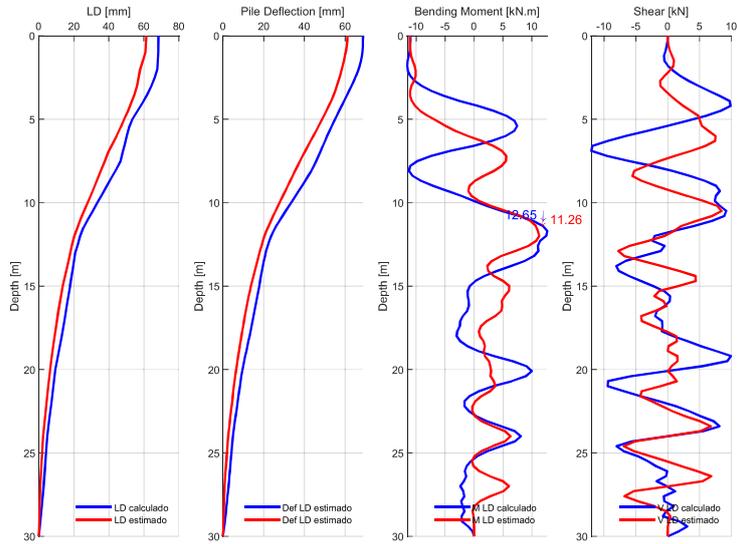
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PLATGUB / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



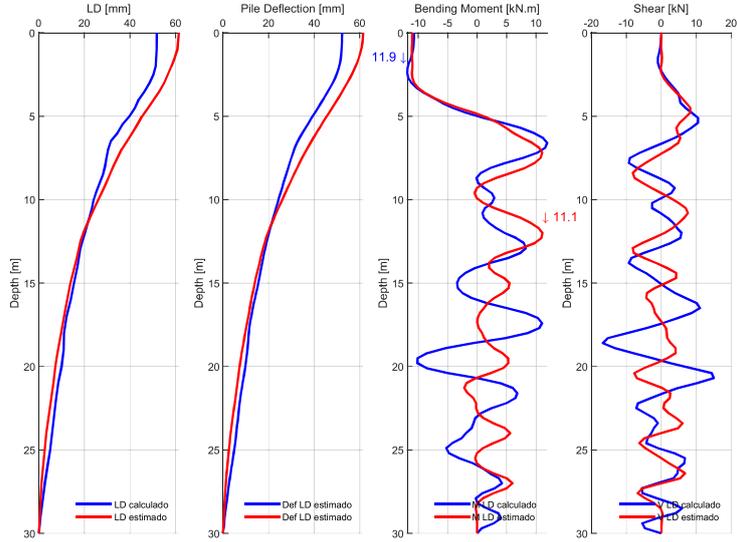
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



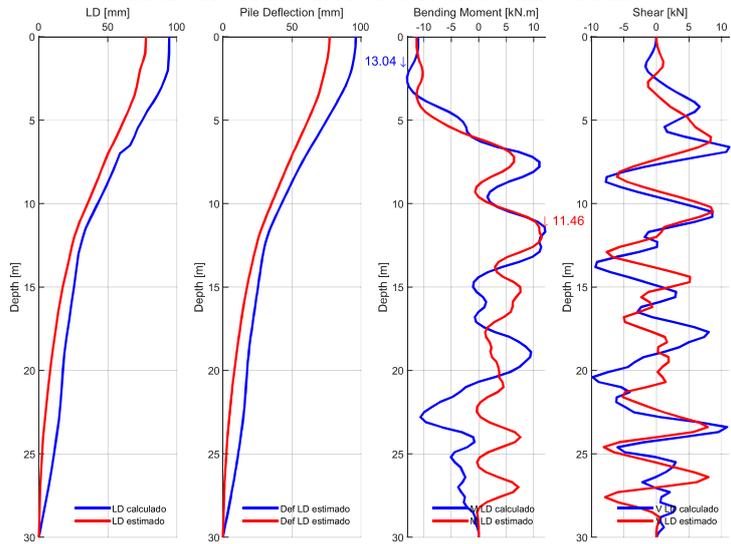
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



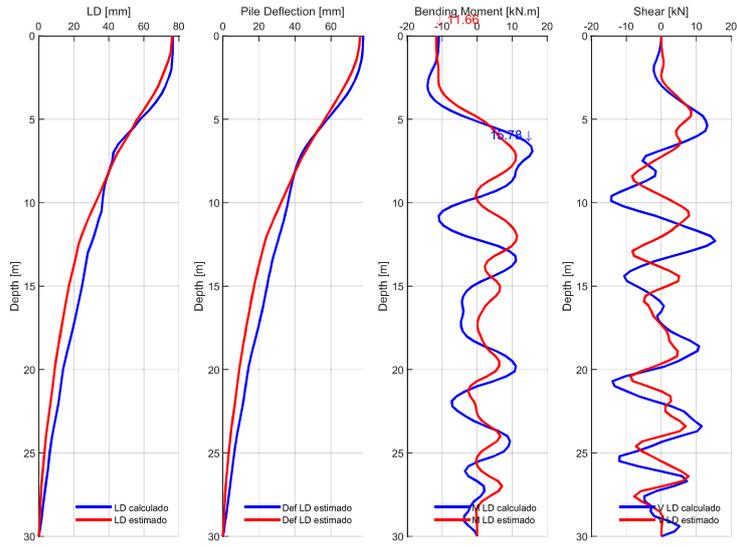
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



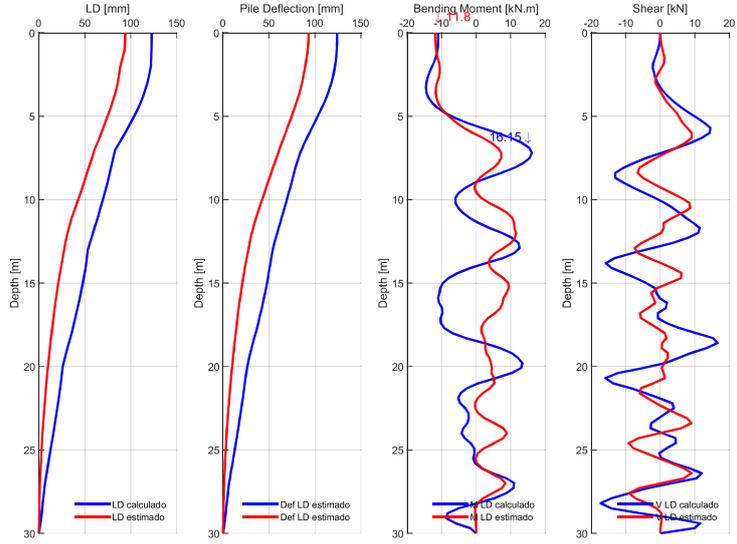
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



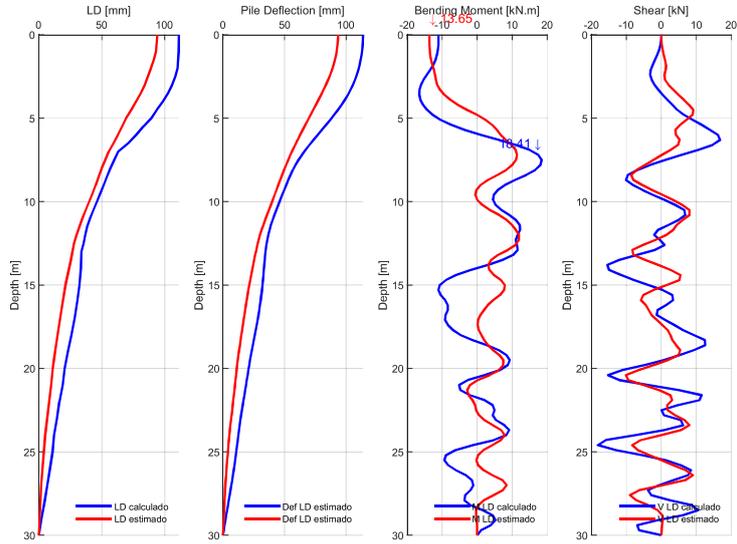
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



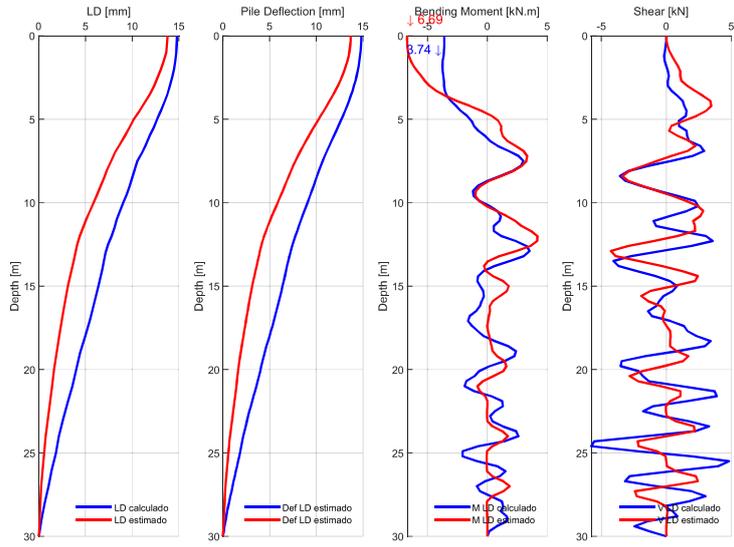
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



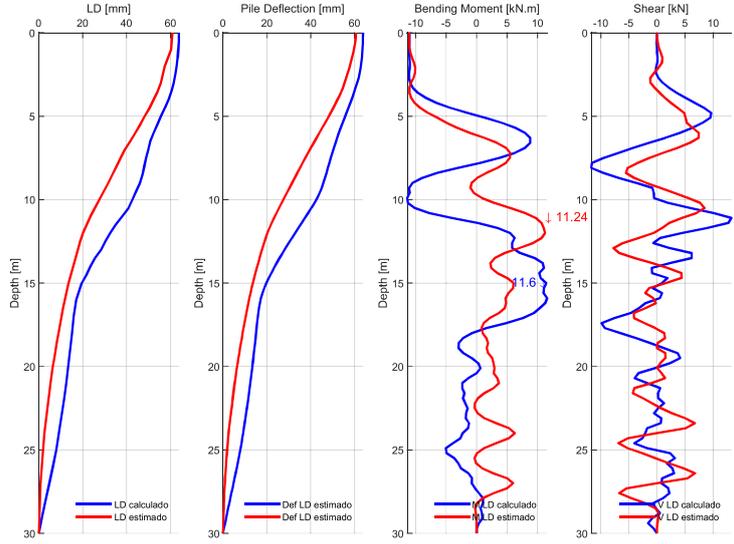
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: HAG / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



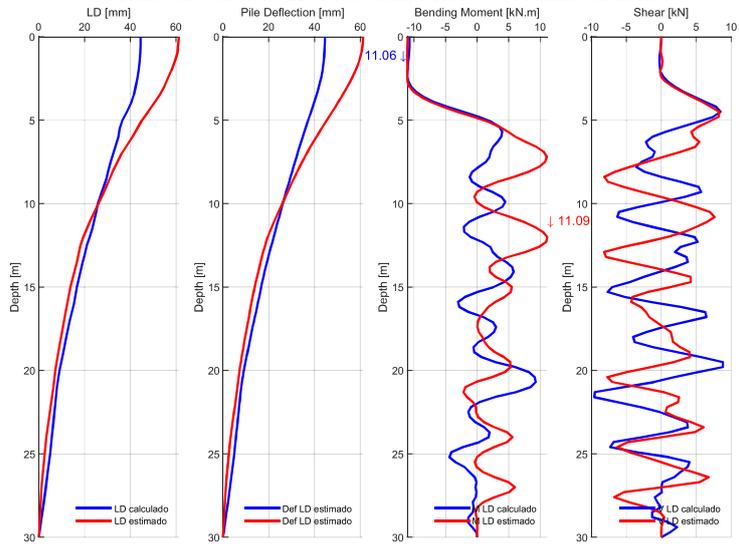
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



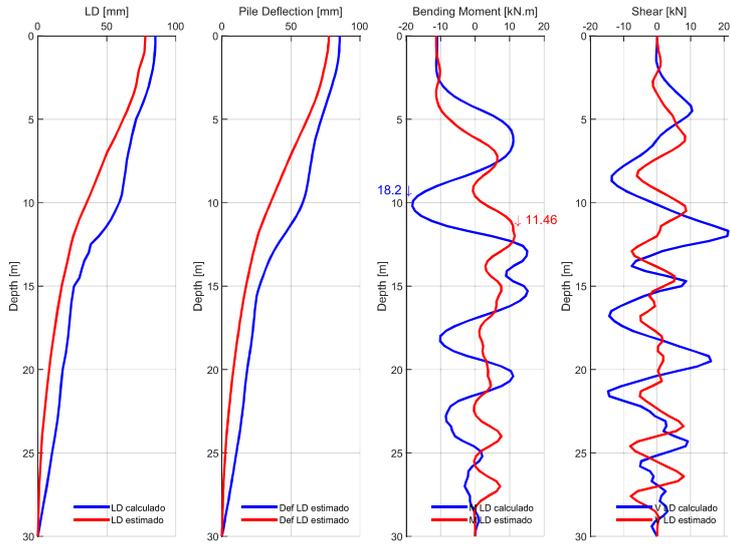
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



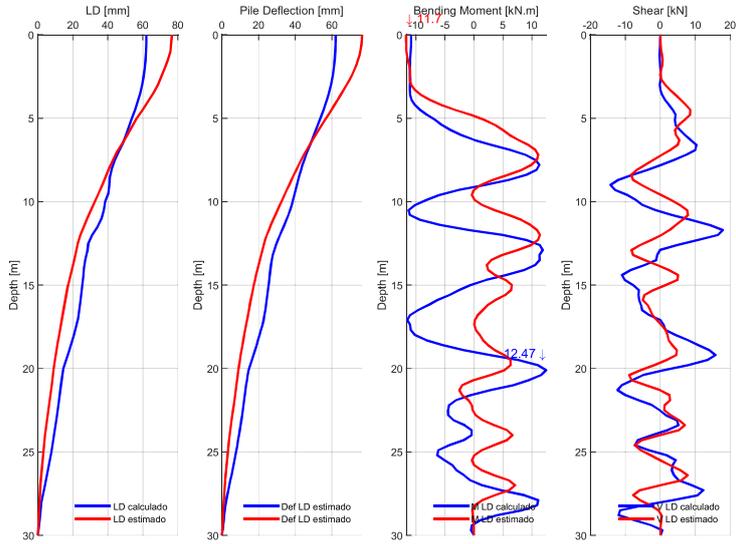
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



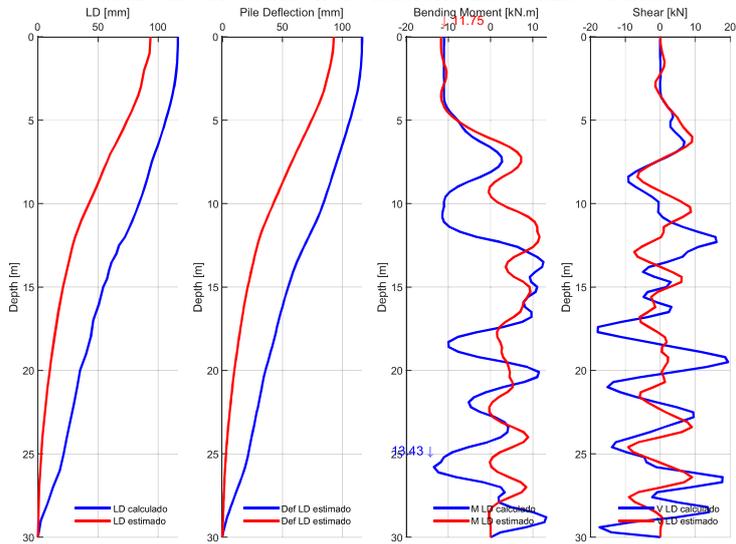
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



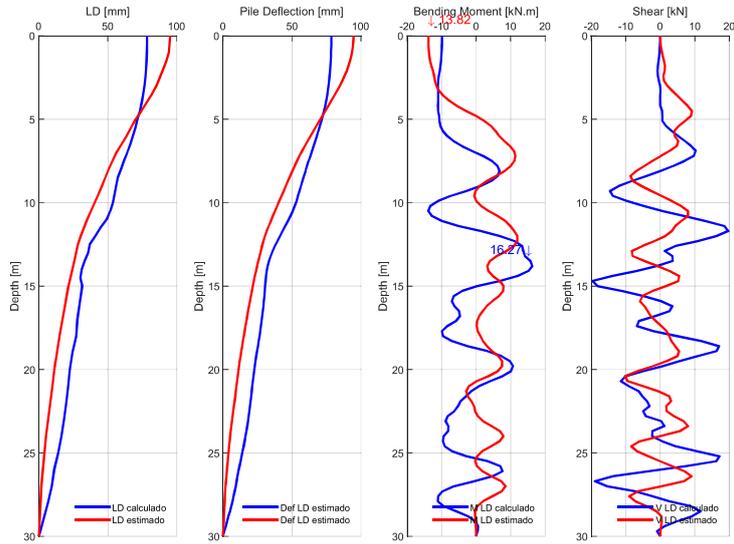
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



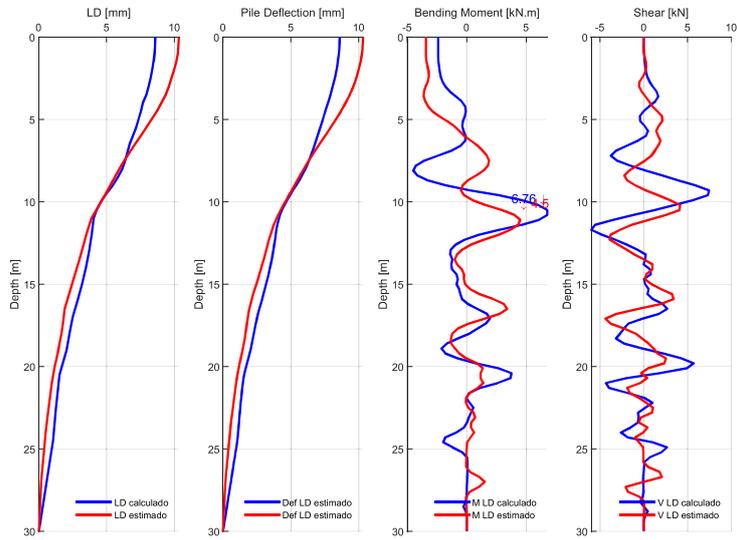
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



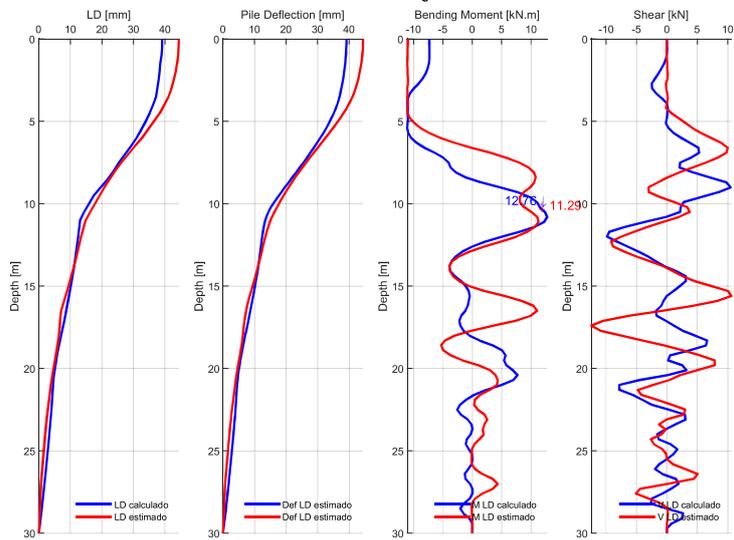
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Pantano seco / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



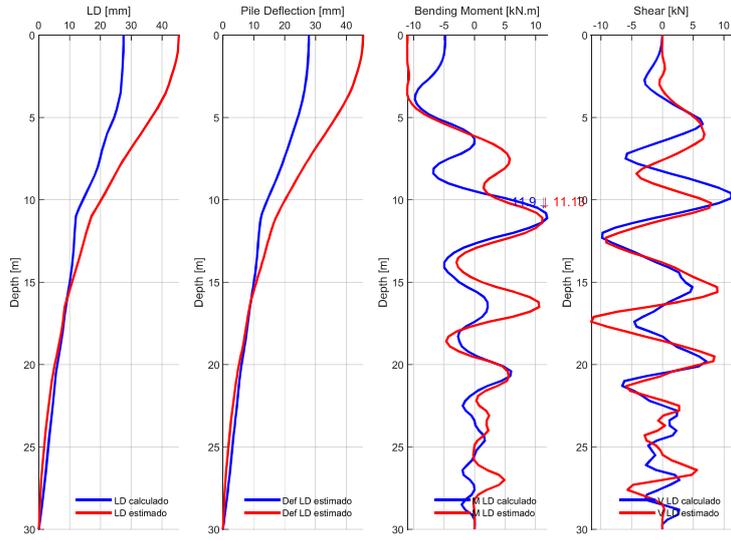
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_sur / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



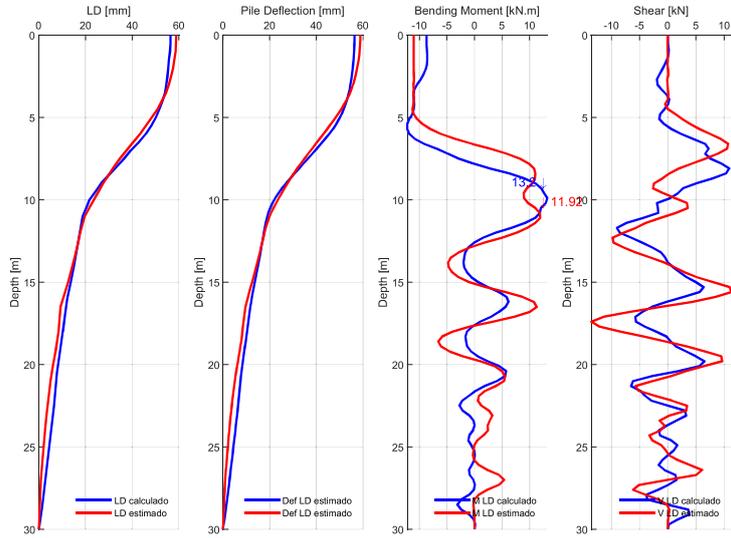
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_sur / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



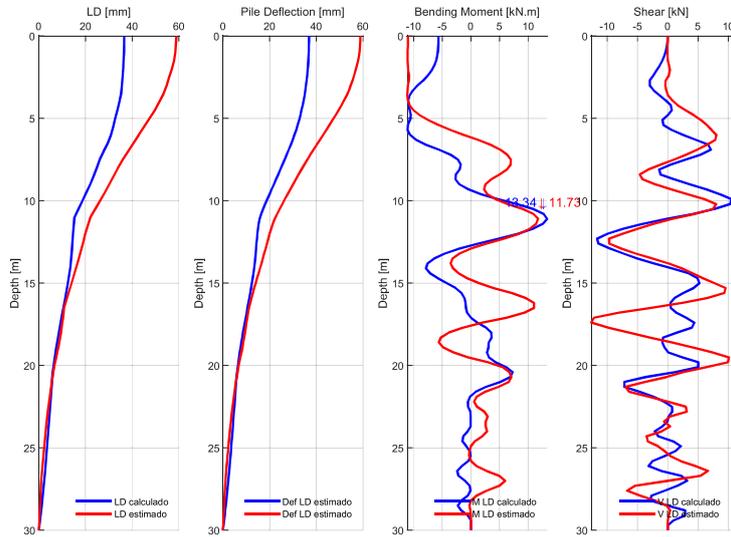
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_{ur} / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



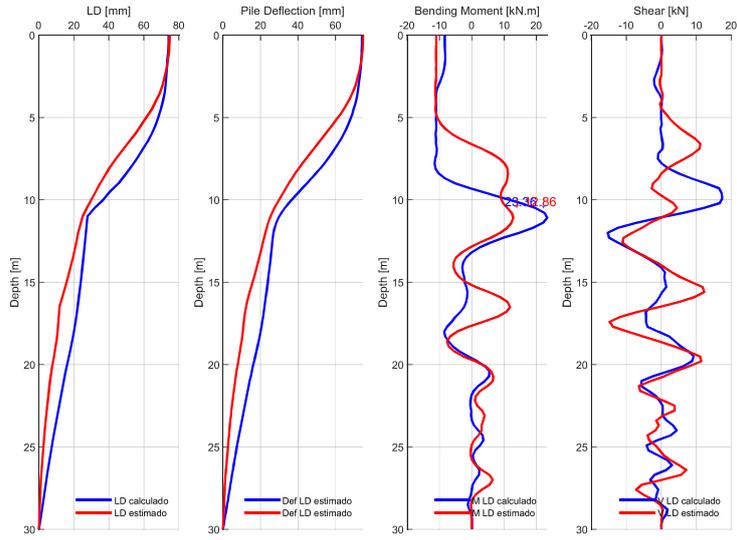
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_{ur} / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



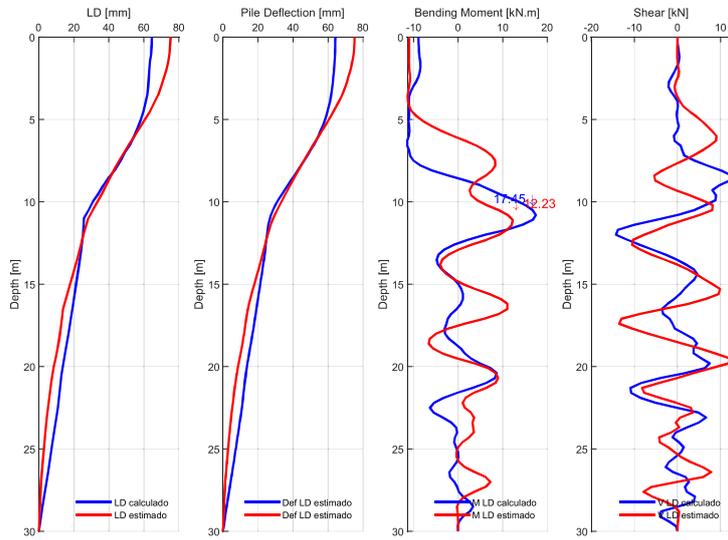
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_{ur} / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



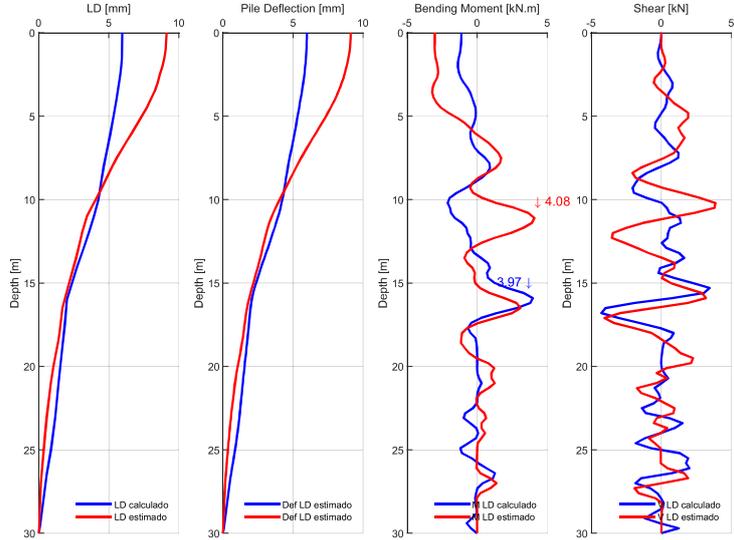
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_{ur} / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



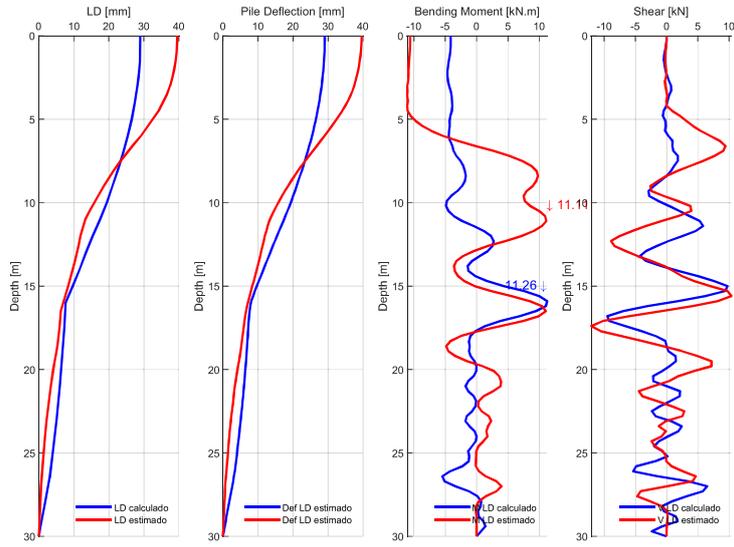
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: IESS_{ur} / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



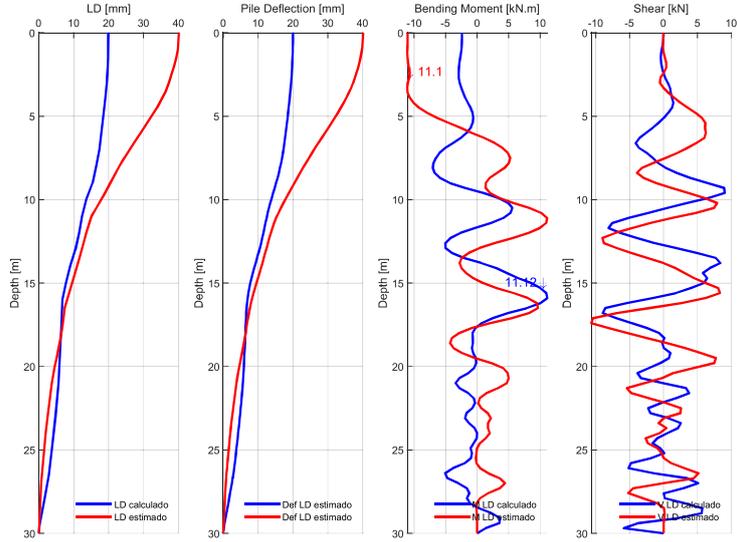
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



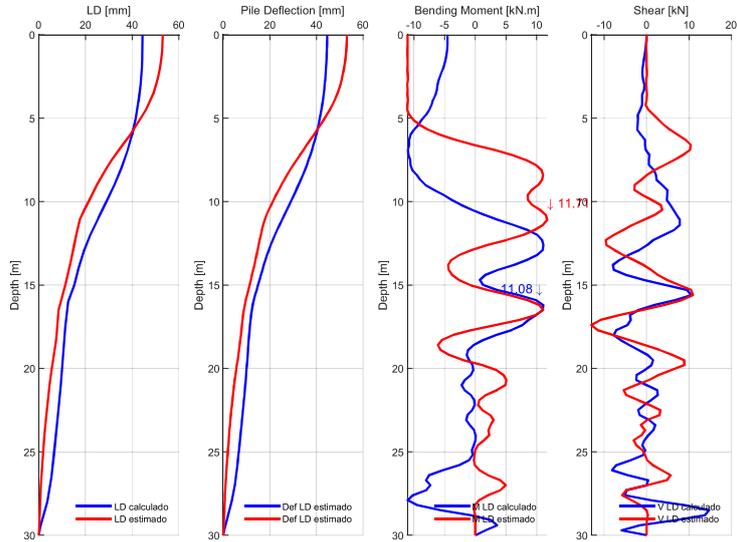
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



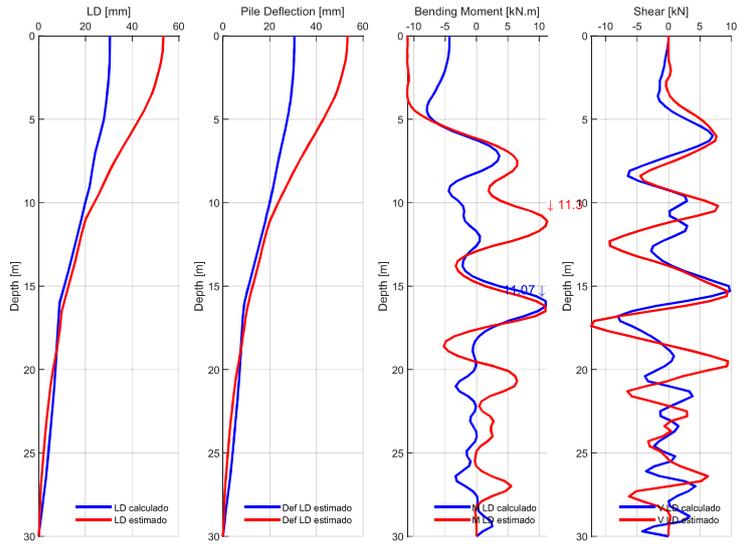
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



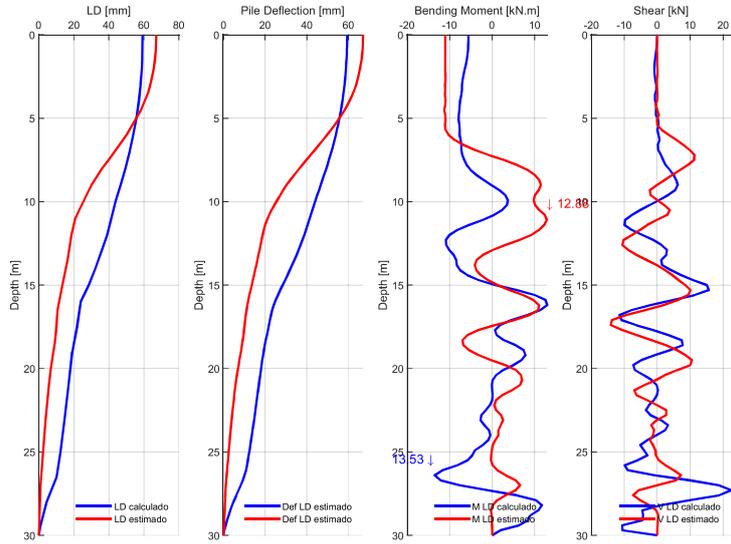
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



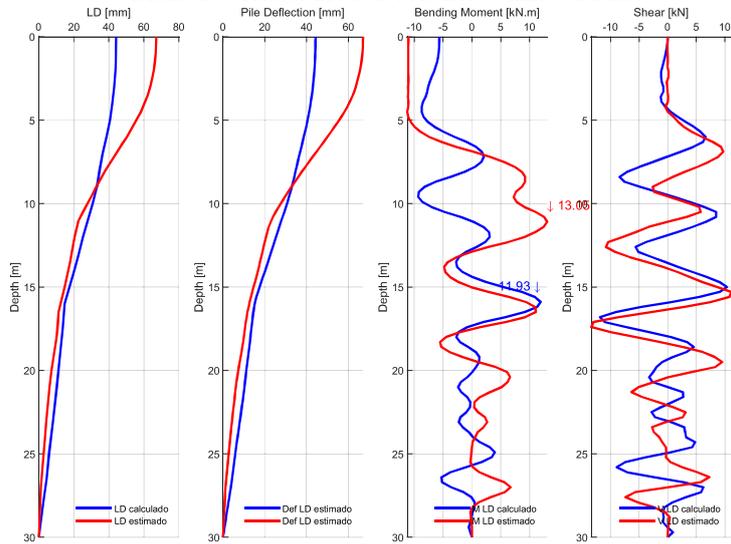
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



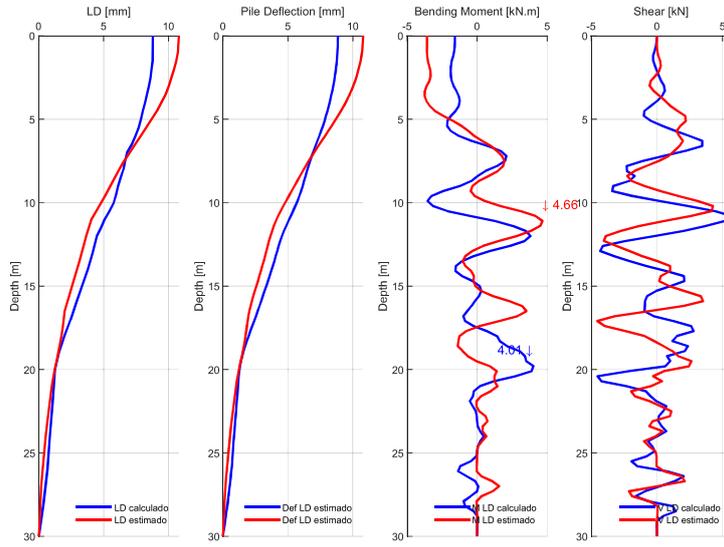
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



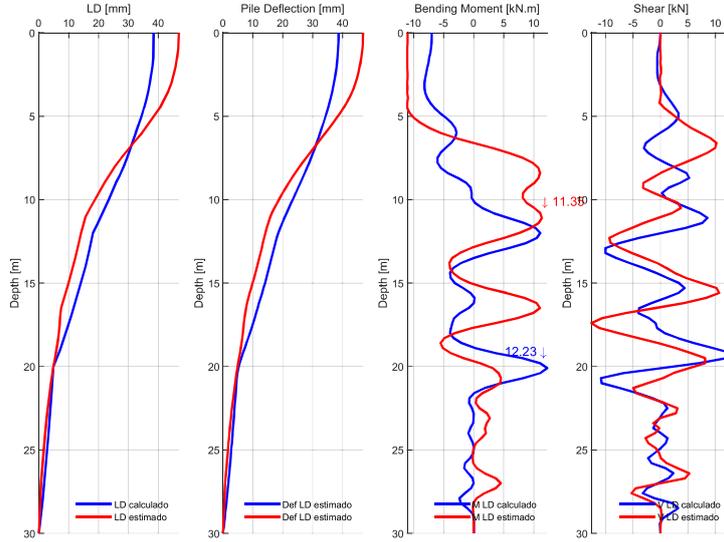
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-2 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



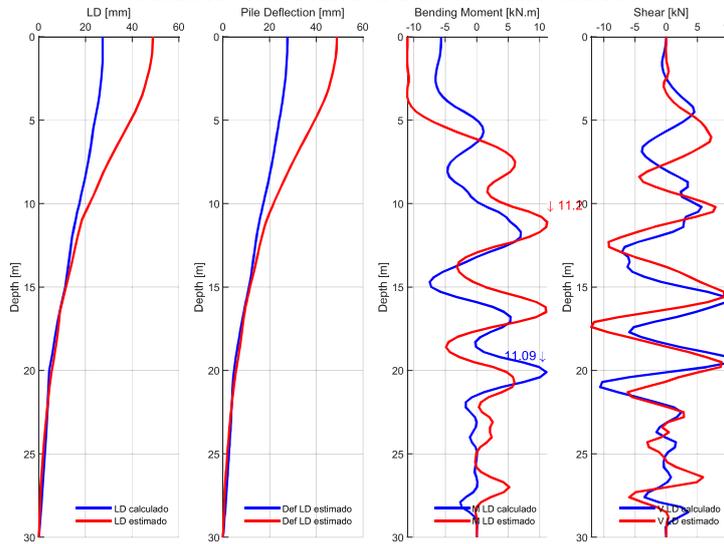
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



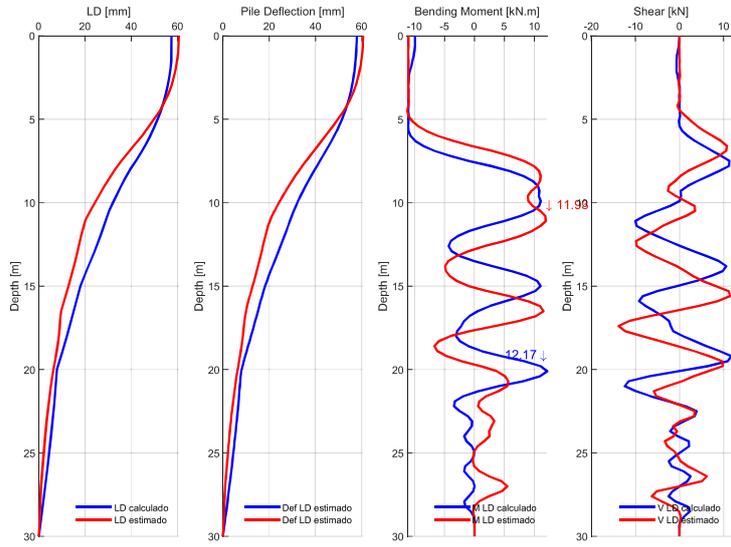
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



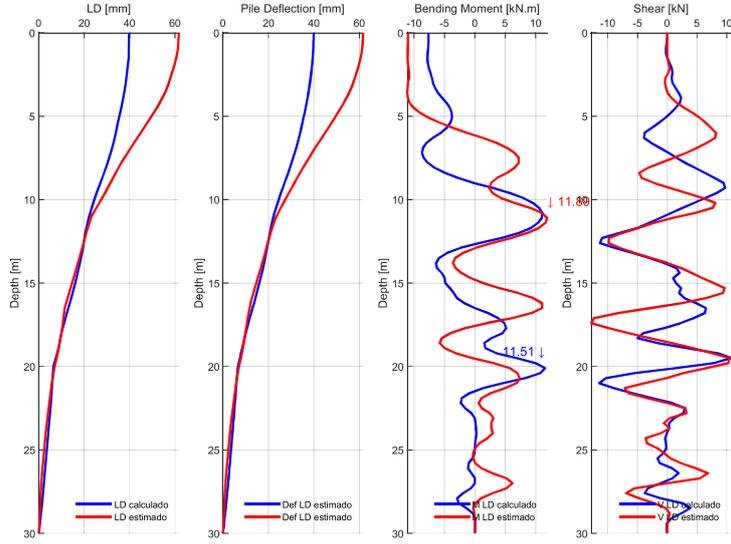
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



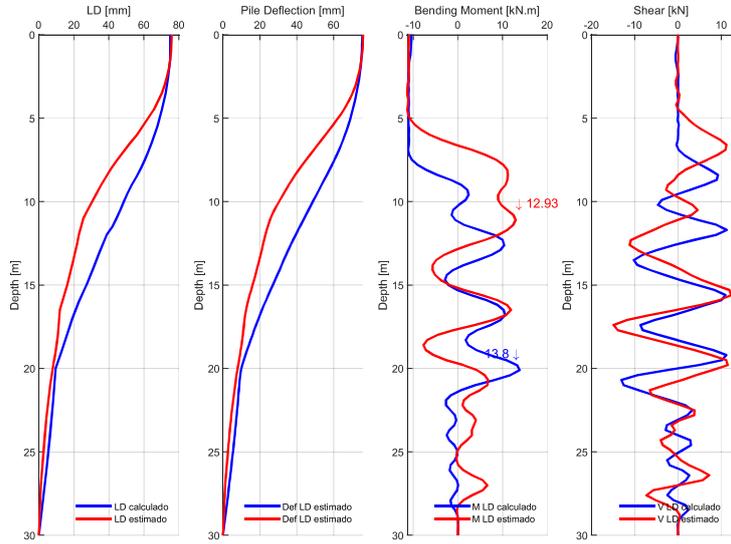
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



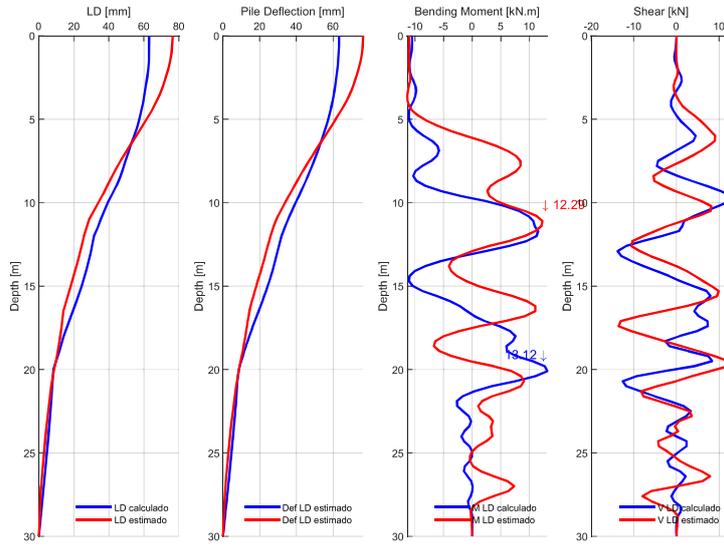
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



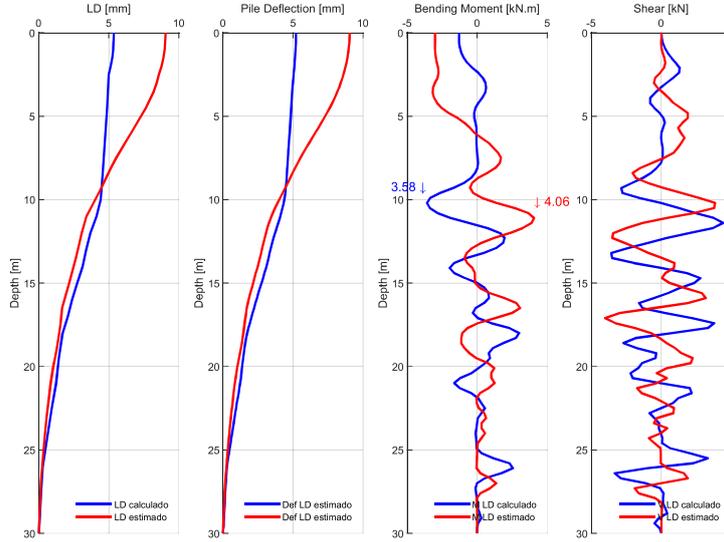
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



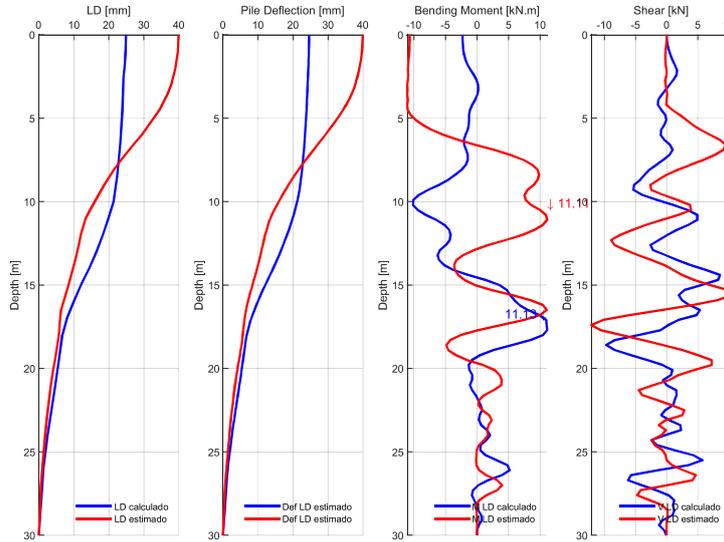
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: D4-3 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



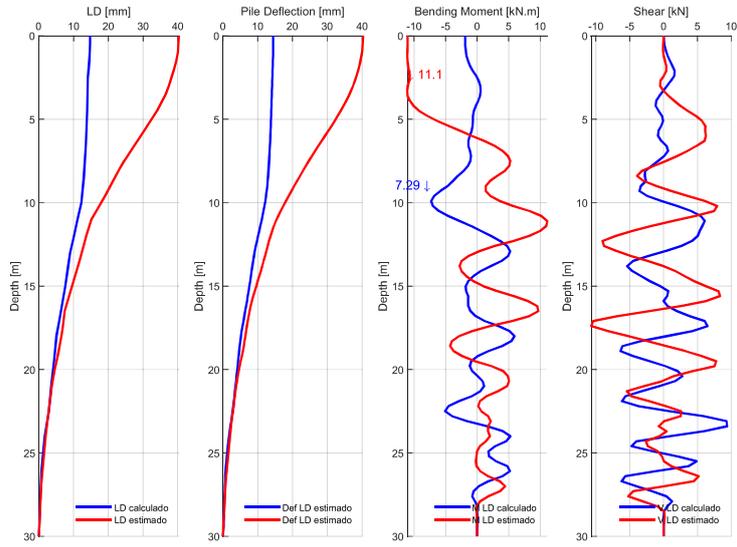
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



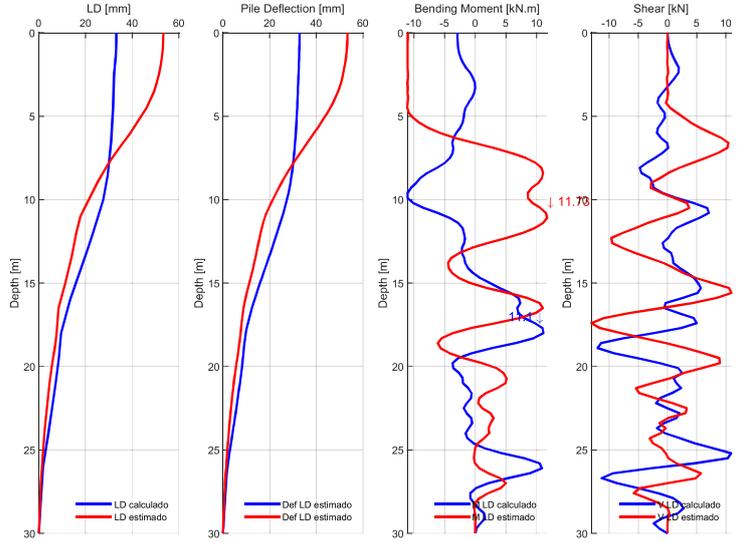
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



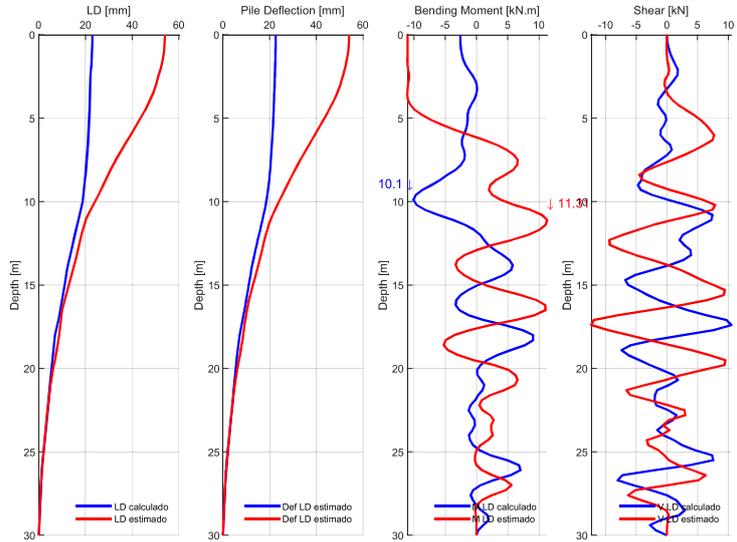
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



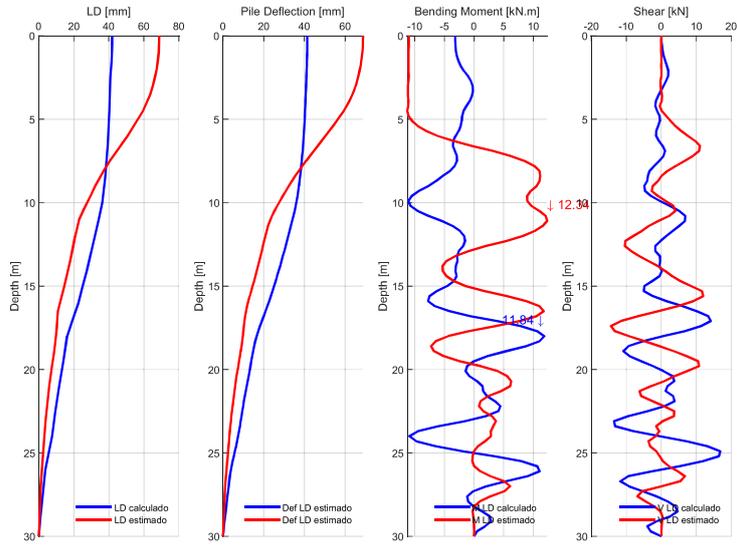
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



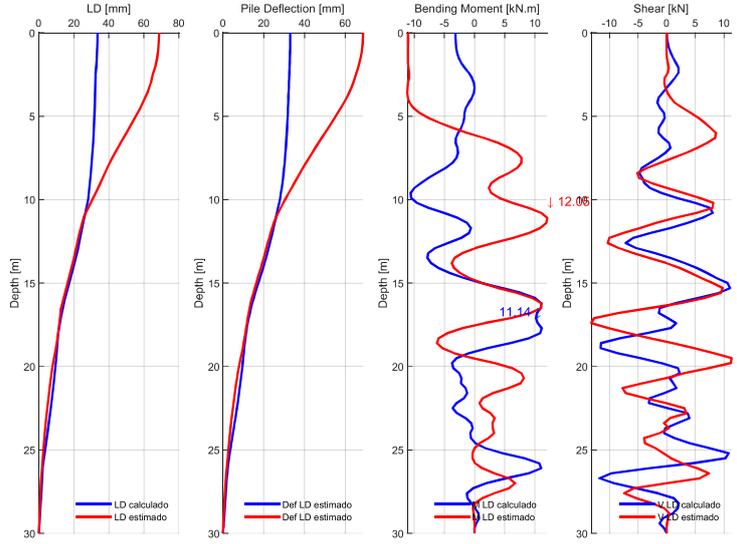
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



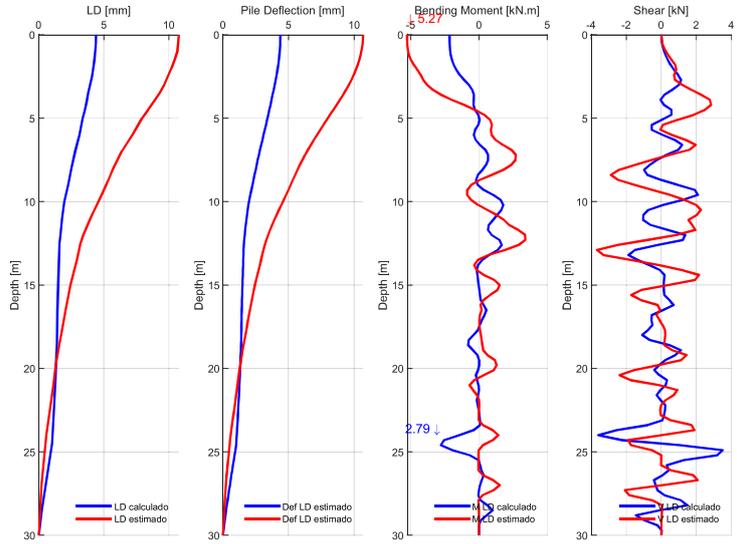
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



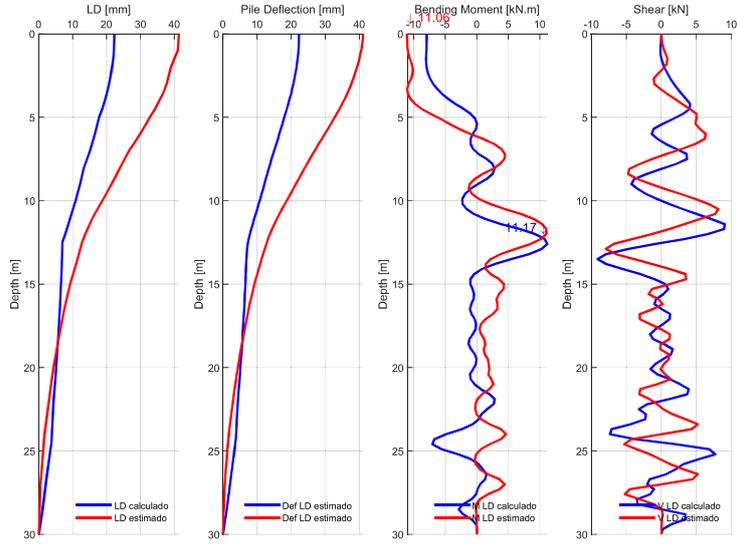
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S219 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



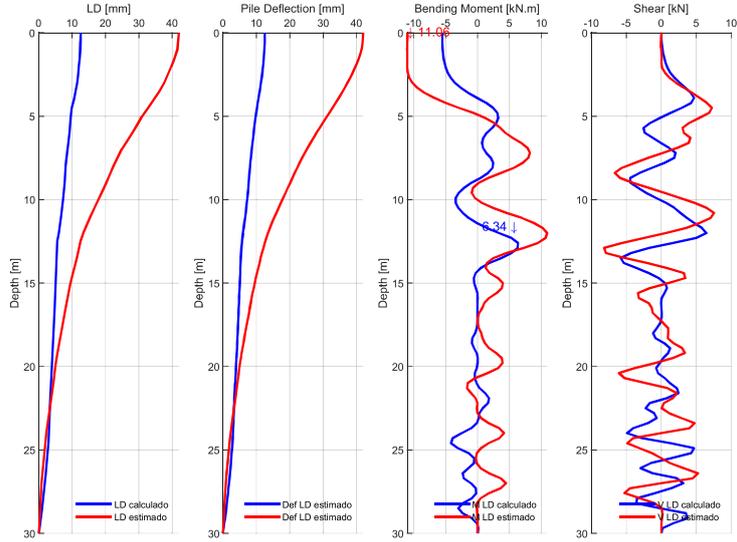
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



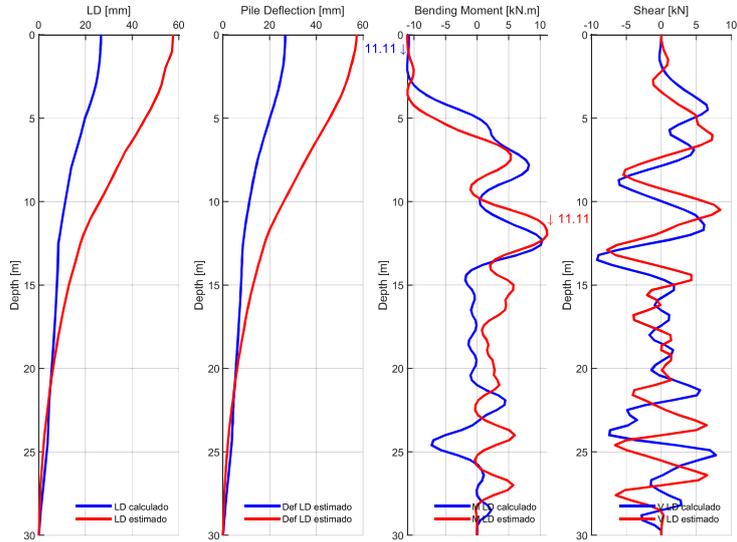
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



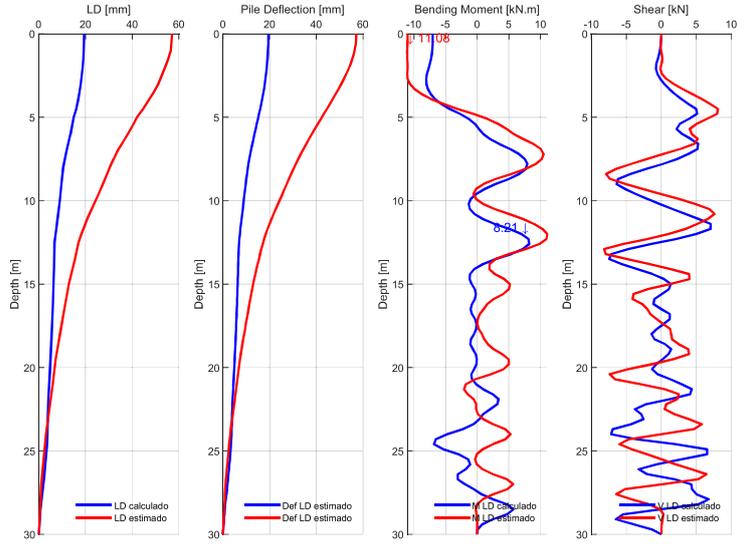
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



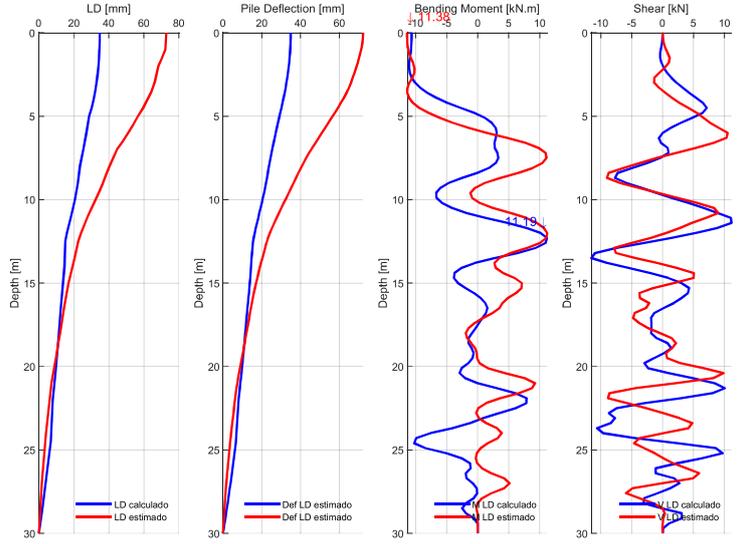
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



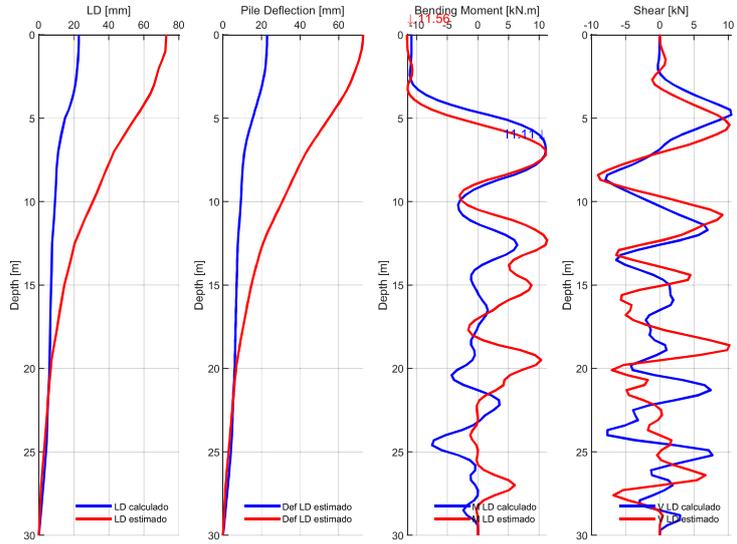
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



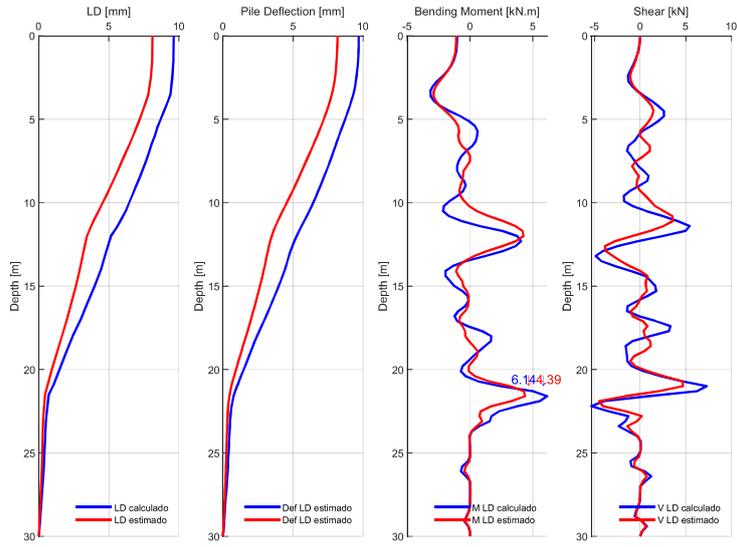
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



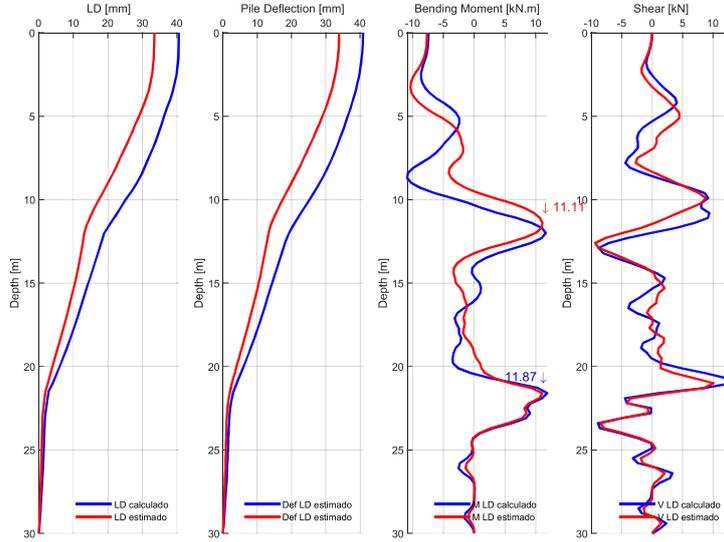
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: S217 / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



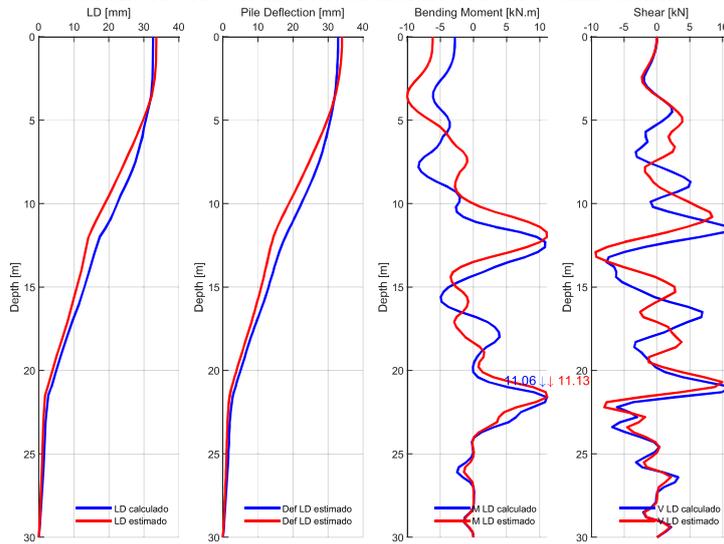
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



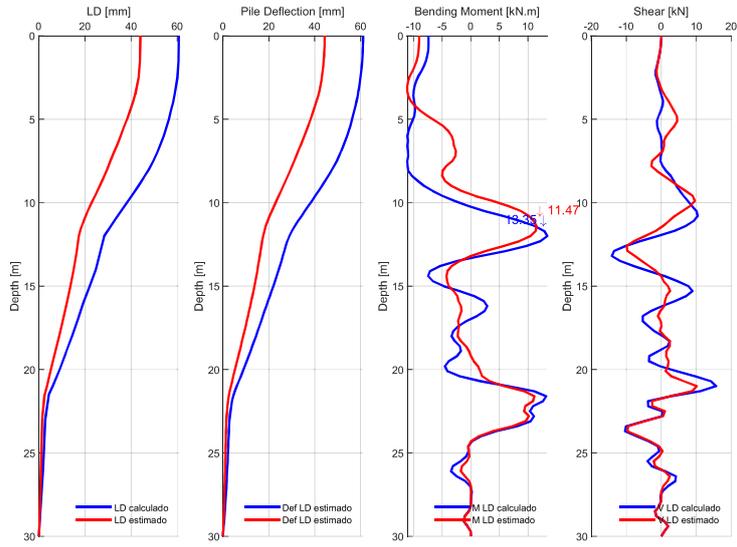
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



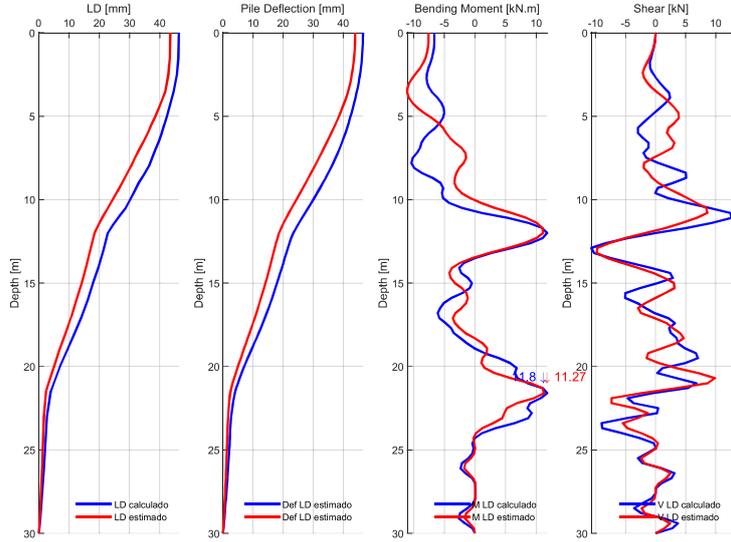
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



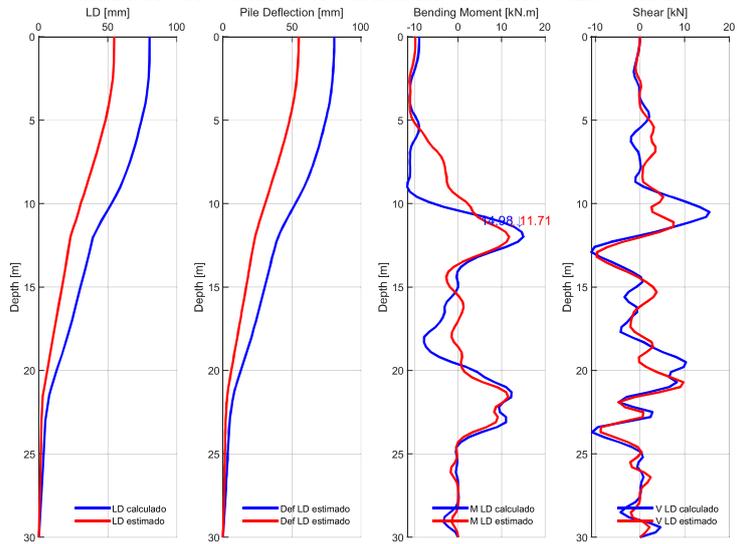
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



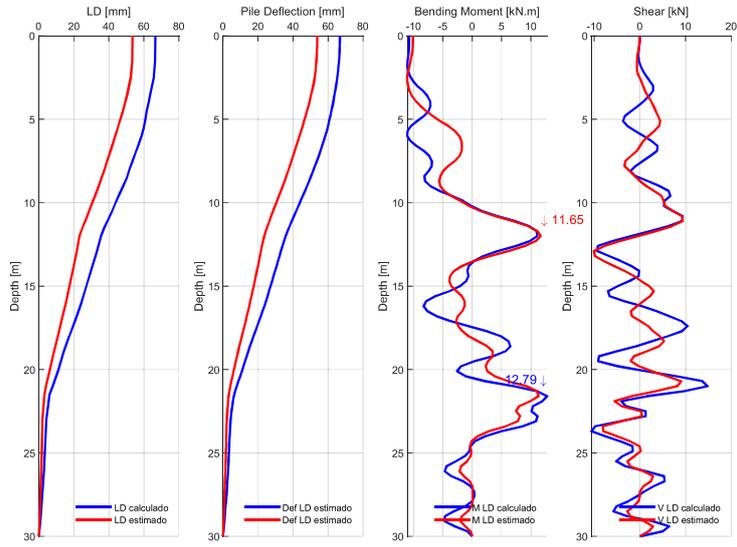
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



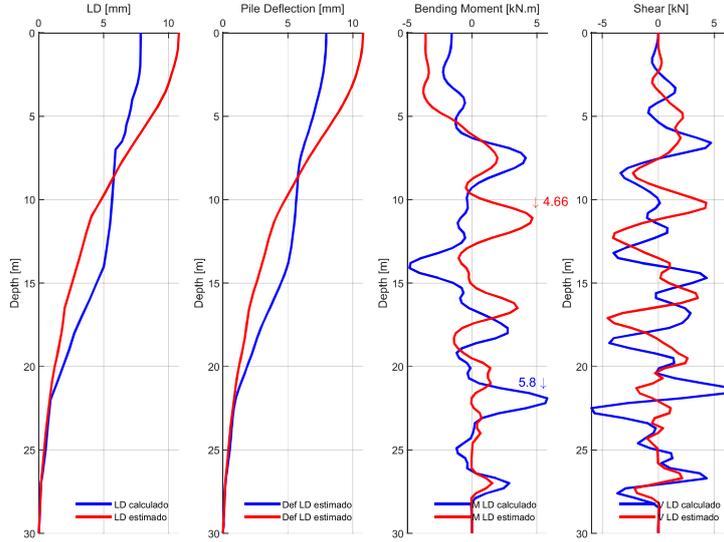
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



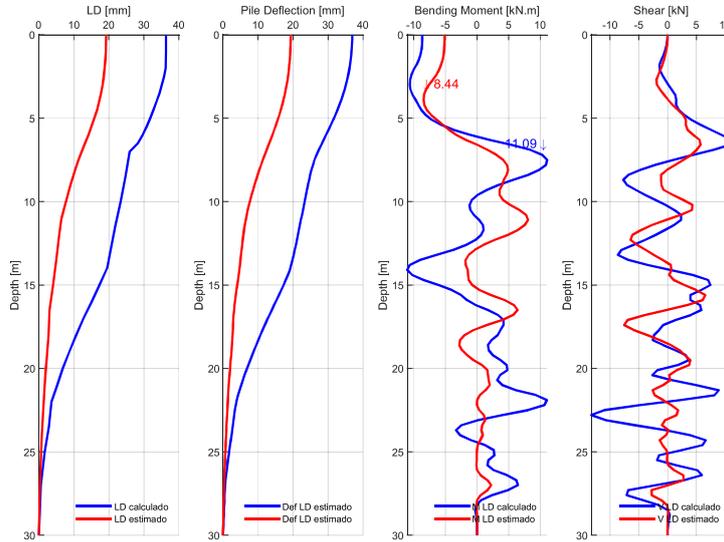
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: Intercambiador FDO / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



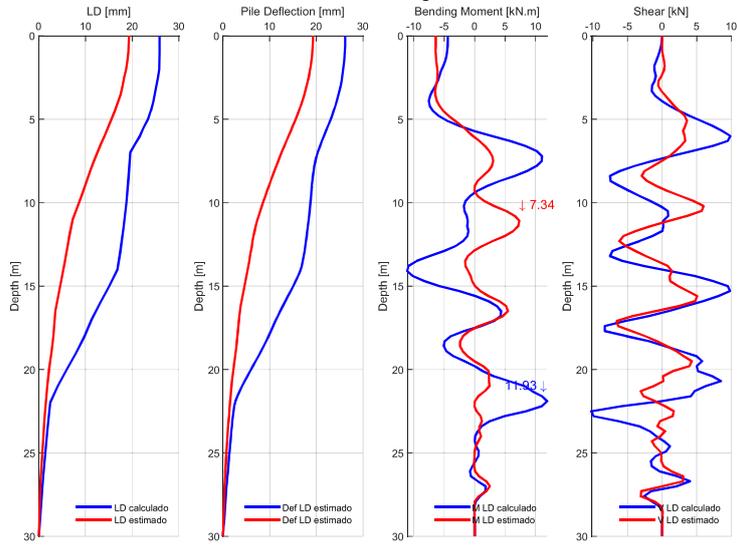
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



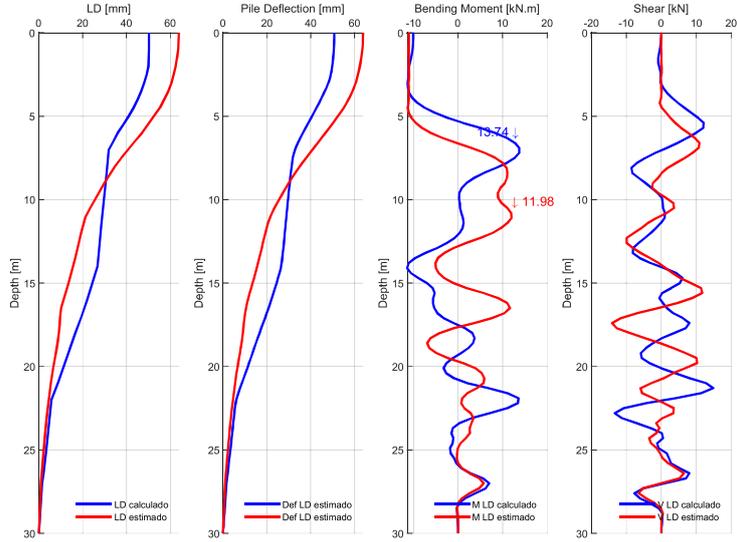
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



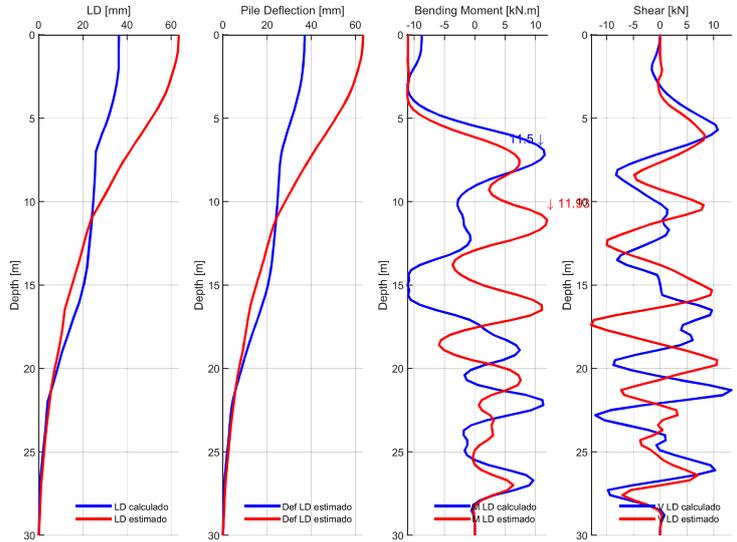
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



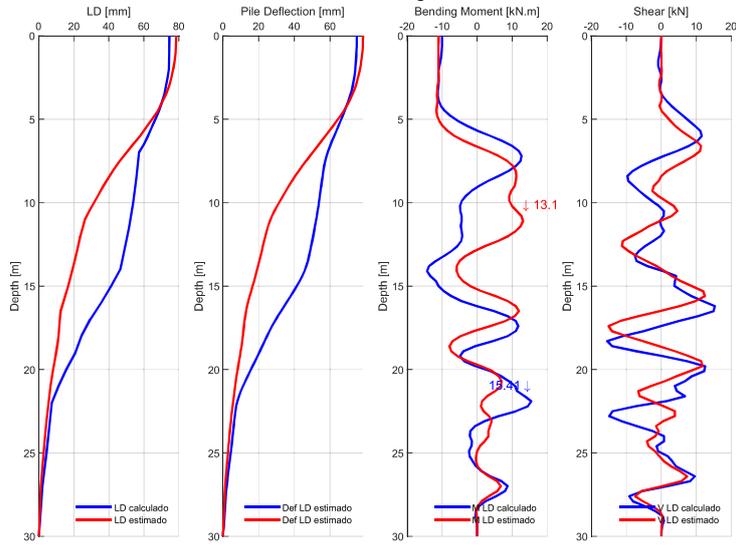
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



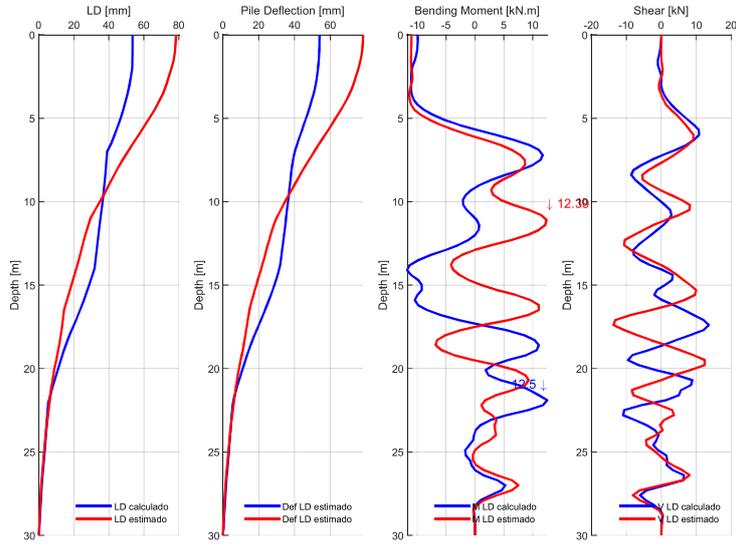
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



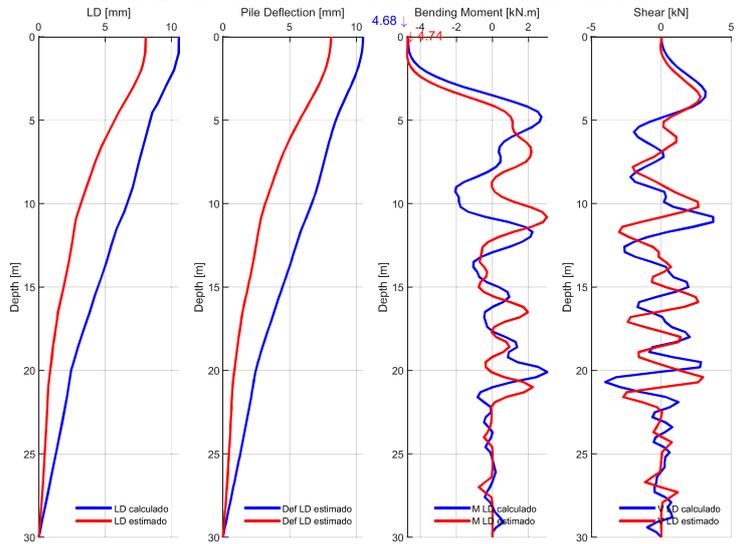
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



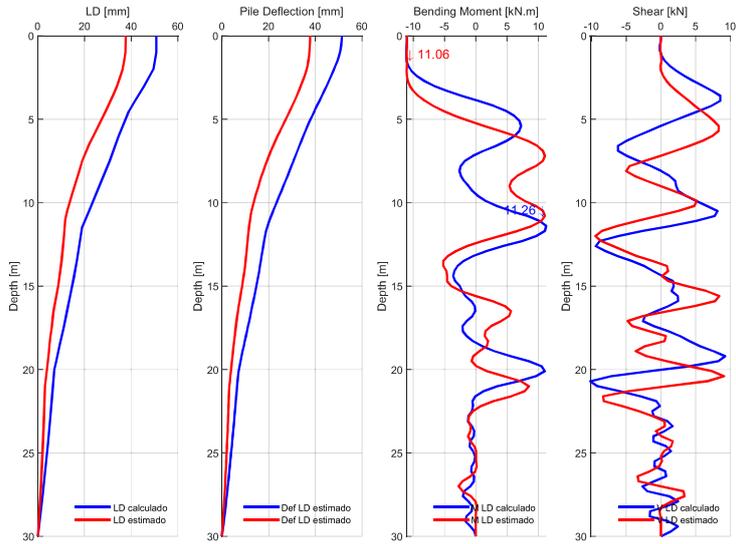
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: EB Progreso / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



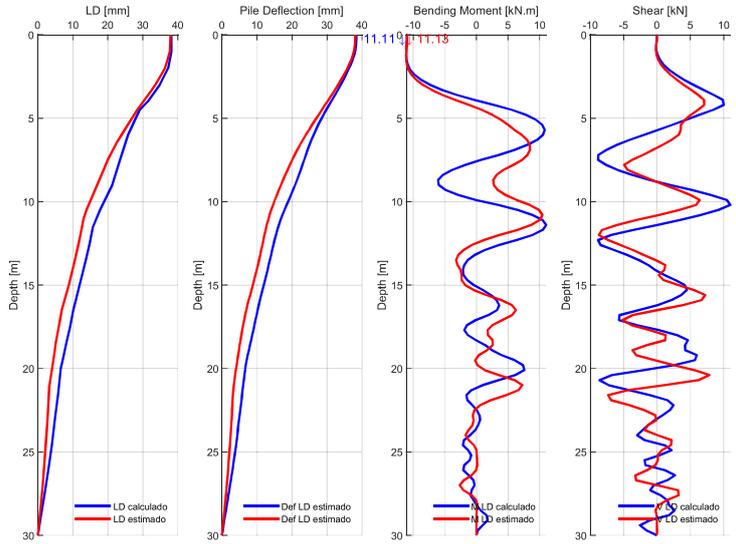
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



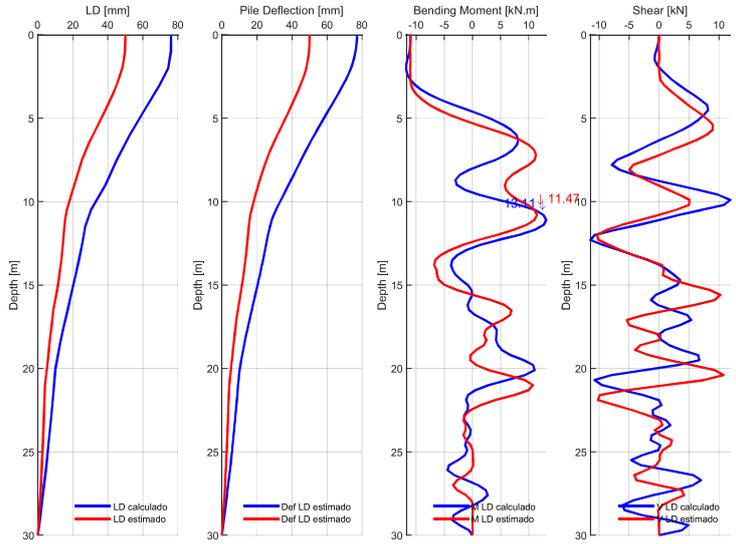
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



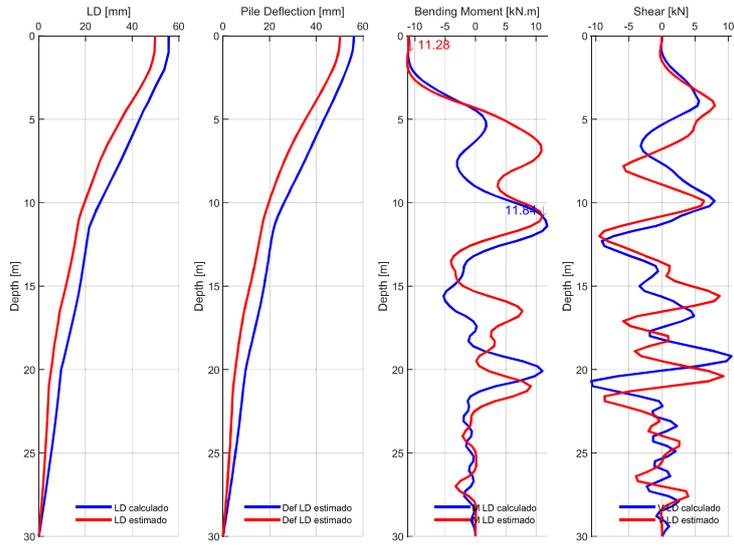
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



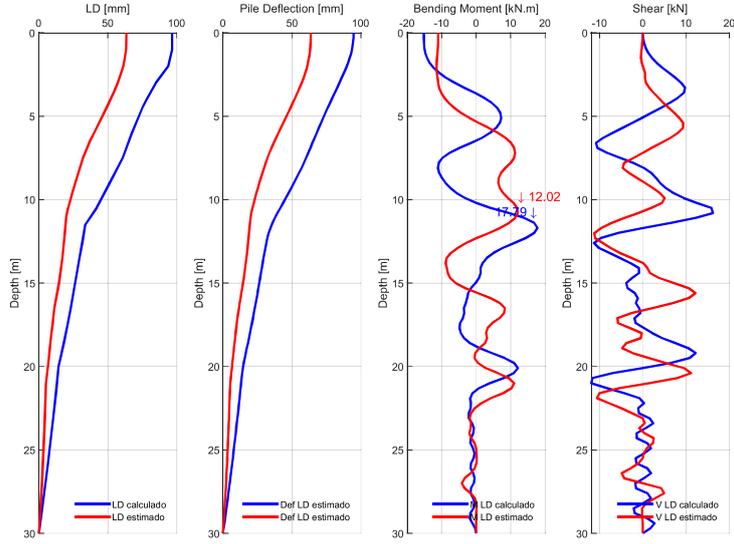
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



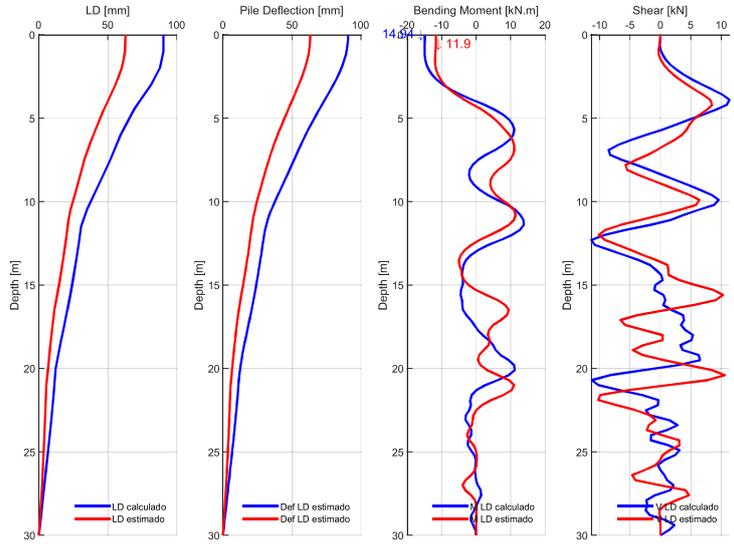
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



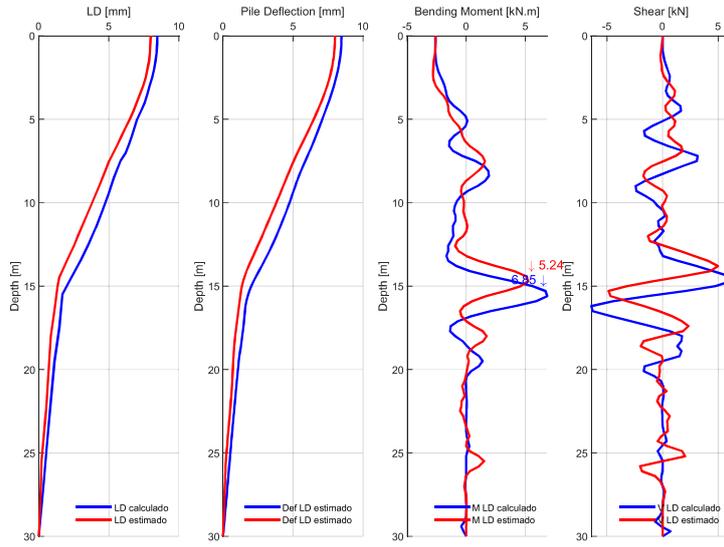
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



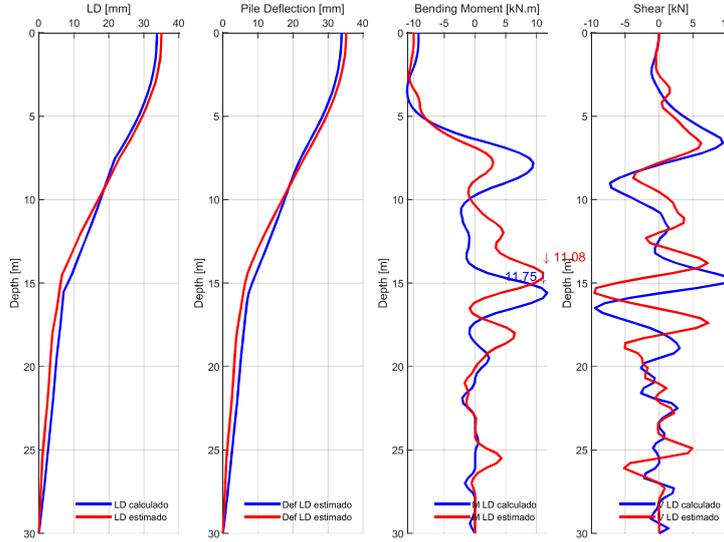
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: The Point / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



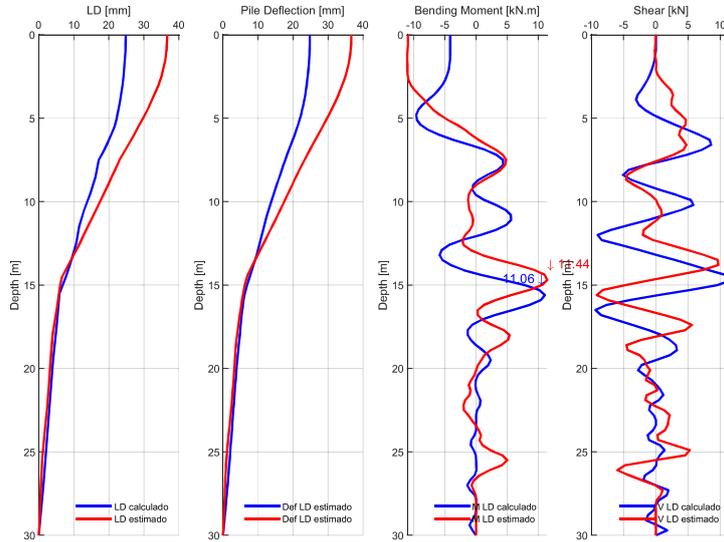
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



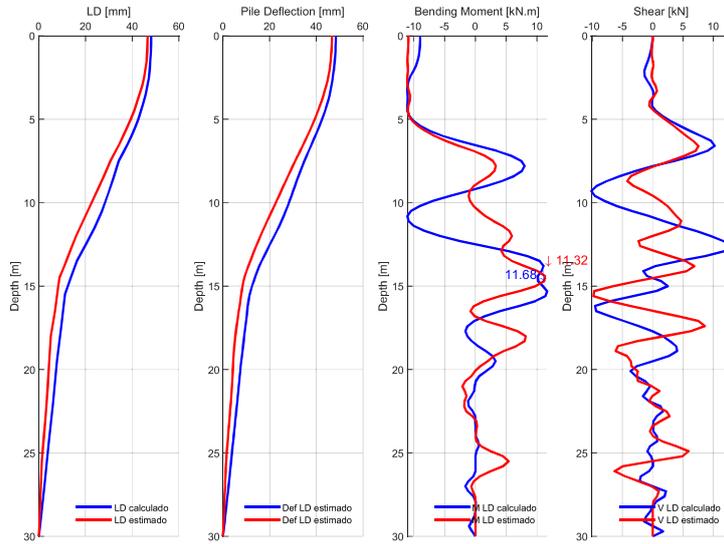
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



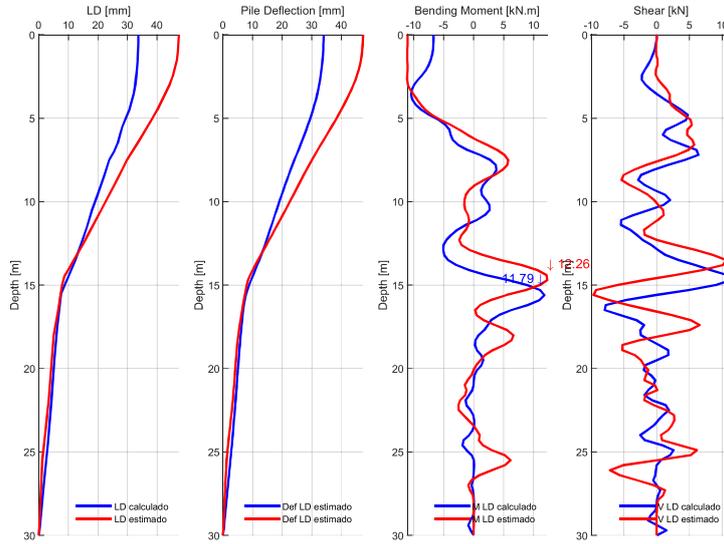
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



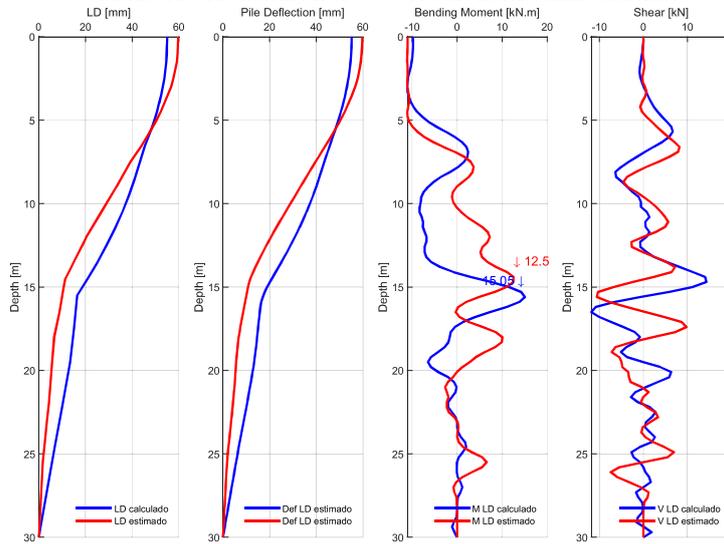
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



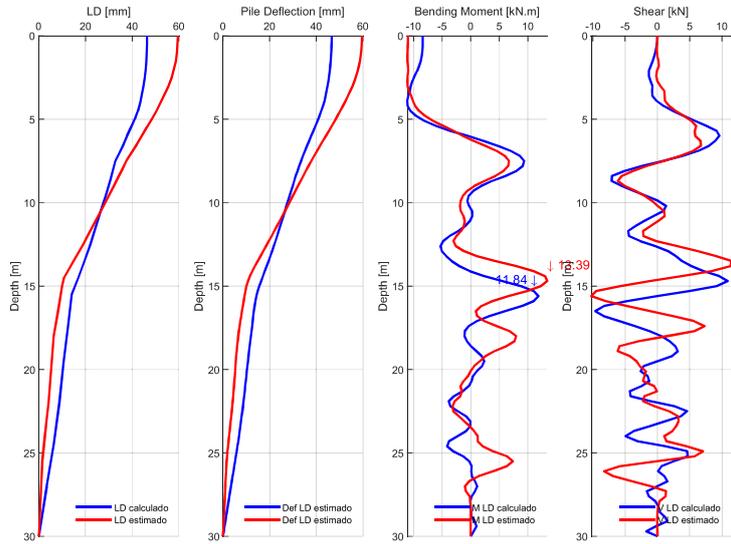
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



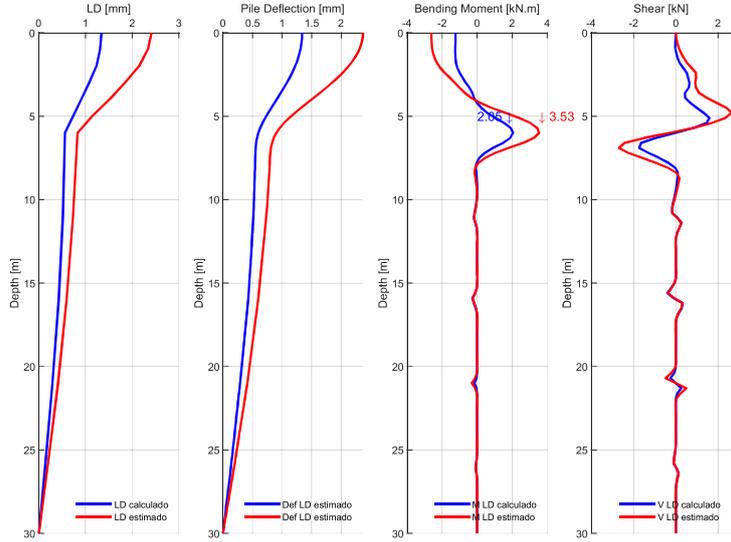
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



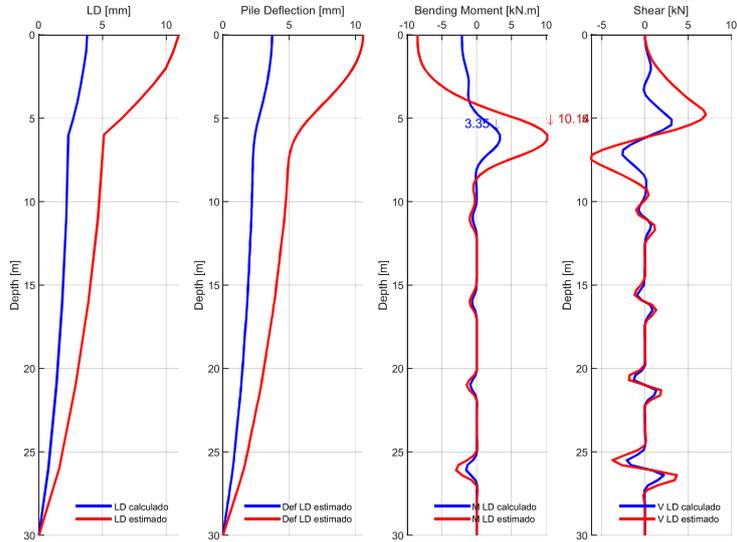
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: PTAR Merinos / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA



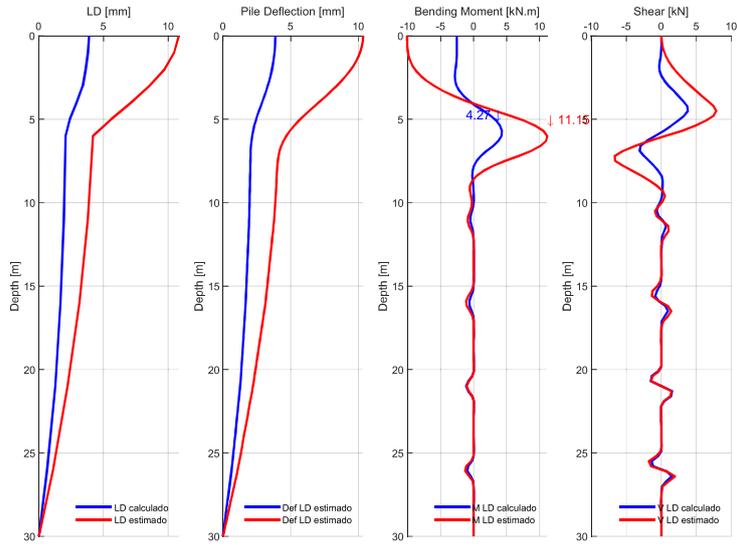
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 43FF / MEDIA-1.5xSIGMA



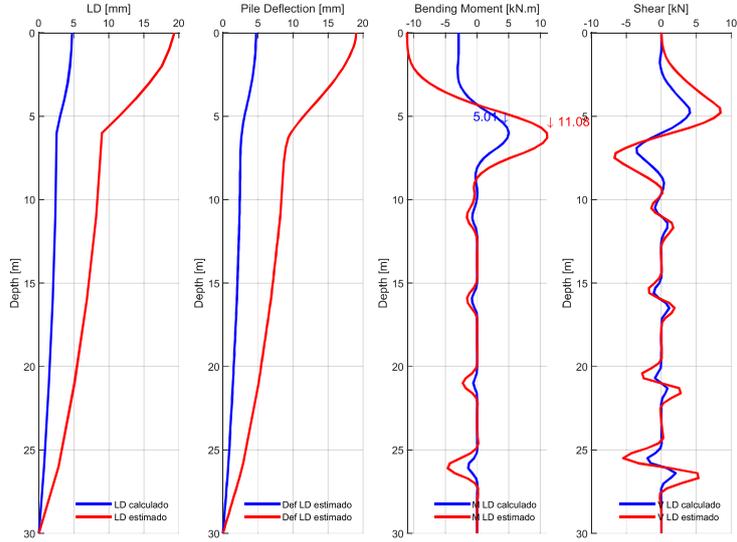
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 475NF / MEDIA-1.5xSIGMA



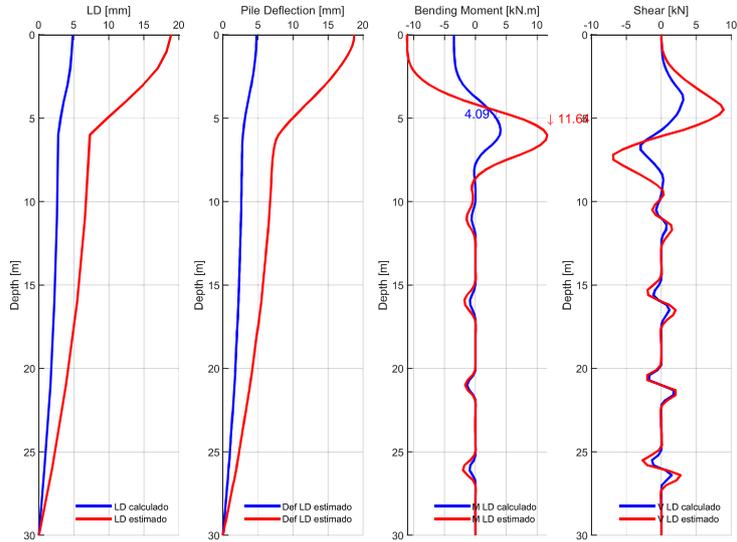
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 475FF / MEDIA-1.5xSIGMA



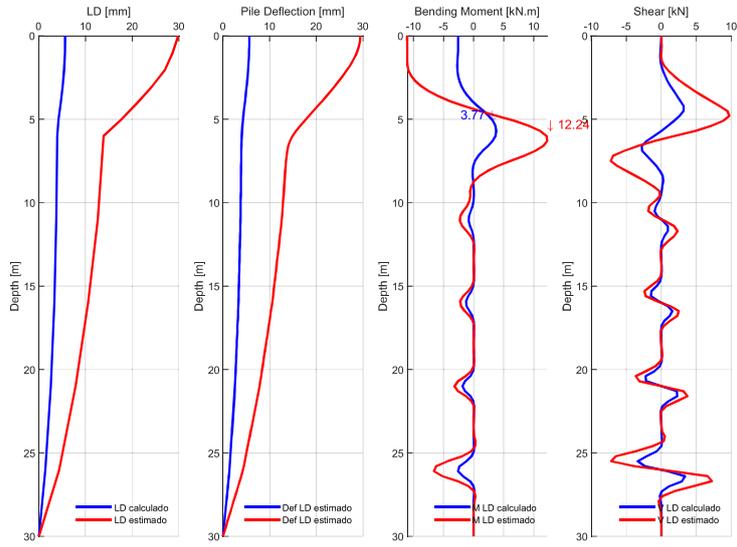
MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 1000NF / MEDIA-1.5xSIGMA



MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 1000FF / MEDIA-1.5xSIGMA



MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 2500NF / MEDIA-1.5xSIGMA



MOMENTOS Y CORTANTES / SITIO: CICG / 2500FF / MEDIA-1.5xSIGMA

