



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**“COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL
MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO”**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR

Juan Andrés Rondón Montilla

Luis Alberto Aranguren Batista

PROFESOR GUÍA

Ing. Álvaro Boiero

FECHA

11 de junio de 2021

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL
MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO**

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: **VEINTE (20)** puntos **MENCIÓN PUBLICACIÓN**.

JURADO EXAMINADOR

Firma:



ING. ALVARO BOIERO

Firma:



ING. PEDRO CARRILLO

Firma:



ING. ROQUE GARCIA

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

DEDICATORIA

A mis abuelos Mélida y Alirio, a quienes mucho les debo.

Gracias por creer en mí y ser una fuente de enseñanza e inspiración desde pequeño, por apoyarme en mis estudios y mis ambiciones y por transmitirme valores importantes que me han hecho la persona que soy y seré.

Siempre tendrán un espacio en mi corazón.

Juan Andrés Rondón Montilla

Quiero dedicar esta tesis a cada miembro de mi familia, por haber aportado grandes cosas a mi vida, y por haberme ayudado a enfrentar la gran tarea de crecer, educarme y lograr esta gran meta. Son lo mejor y más valioso que me ha pasado.

Luis Alberto Aranguren Batista

AGRADECIMIENTOS

A Dios Jesús, María y Champagnat que han sido siempre mis mayores guías y modelos de vida, gracias por llevarme de la mano por este amplio mar.

A mi Mamá Egleé Montilla, por ser la persona que me ha dado todo y que ha estado para mí siempre. Gracias por tantos consejos, sacrificio y amor. Eres una gran inspiración y modelo a seguir para mí.

A mi Papá David Rondón, mis Tías Esperanza, Elizabeth y Yajaira Montilla y mi Tío Ricardo Montilla, gracias por todo el apoyo que me han dado para lograr todo lo que me he propuesto desde siempre.

A mi Novia Doriana Dos Santos, por tantos años de apoyo y cariño, gracias por estar para mí en los momentos difíciles que he tenido en toda esta etapa de mi vida.

A mi compañero de Tesis Luis Aranguren, por ser más que un compañero, un gran amigo desde el inicio de la universidad. Juntos hemos logrado llegar hasta aquí.

A mis amigos e Ingenieros: Emiliana Acebedo, Abraham Altuve, Aaron Contreras, Shaula D` Torre, Estefany Gonzalez, Rebeca Mujica, Susana Rivas, Ángelo Rondón y Édison Zambrano. Por todos los momentos que vivimos durante todos estos años de carrera, los llevaré con alegría siempre en mi mente y mi corazón.

A nuestro tutor, el Ing. Álvaro Boiero. Por tanta dedicación y por ser un guía para nosotros durante todo el desarrollo del trabajo. Gracias por la confianza en nosotros para realizar este trabajo y por todo el apoyo brindado.

A los profesores que he tenido a lo largo de toda esta etapa de mi vida, en especial al Ing. Paolo Calandro, Ing. Pedro Carrillo, Ing. Juan Carlos Martinez, Ing. Hugo Pérez Ayala, Ing. José Velásquez e Ing. María Viana; por ser más que profesores, ser una fuente de inspiración con su pasión por la Ingeniería Civil.

Juan Andrés Rondón Montilla

Primeramente, a Dios, porque sin Él nada hubiese sido posible.

A mis padres Osiris Batista y Luis Aranguren, por haber formado la persona que soy hoy en día, por ser los principales motores de mis sueños y metas, por su amor incondicional, y por ser apoyo y guía siempre.

A mis hermanos José y Oriana Aranguren quien día a día con su presencia, respaldo y amor me impulsaron a seguir adelante.

A los amigos hechos en la época universitaria: Liliana Carreño, Irving Silva, Gustavo Ramos, Imar Yancel, Aarón Contreras y en especial a Juan Rondón quien fue mi compañero en el desarrollo de este trabajo. Gracias a todos por los buenos y no tan buenos momentos. Tendrán un espacio en mí corazón siempre.

Al Ing. Álvaro Boiero por ser la principal guía en el desarrollo de este trabajo, por la orientación que nos brindó y por su entrega incondicional.

A la Universidad Católica Andrés Bello y a todos los profesores de la carrera, por ayudarme a expandir la visión que tuve del mundo antes de ingresar a esta casa de estudio.

Luis Alberto Aranguren Batista

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE GENERAL	1
INDICE DE FIGURAS	3
INDICE DE TABLAS	6
RESUMEN	8
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1 Planteamiento del problema	9
1.2 Objetivos de la investigación	10
1.2.1 Objetivo general	10
1.2.2 Objetivos específicos	10
1.3 Alcance y limitaciones de la investigación	11
CAPÍTULO II	
MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes de la investigación	12
2.2 Bases teóricas	13
2.2.1 Fundamentos de mecánica	13
2.2.2 Comportamiento de un material	15
2.2.3 Comportamiento no lineal del suelo	16
2.2.4 Relación entre módulo de elasticidad (E) y módulo de corte (G)	19
2.2.5 Relación entre módulo de elasticidad drenado (Ed) y no drenado (Eu)	21
2.2.6 Metodologías para la estimación del módulo de elasticidad del terreno	21
2.2.6.1 Metodologías en laboratorio	21
2.2.6.2 Metodologías en campo	25
2.2.6.3 Determinación Indirecta	30
2.2.7 Esfuerzos en el suelo	35
2.2.7.1 Esfuerzos producidos por el peso propio del terreno	35
2.2.7.2 Esfuerzos producidos por cargas aplicadas	35
2.2.8 Estimación de asentamientos de estructuras	40
CAPÍTULO III	
MARCO METODOLÓGICO	
3.1 Tipo y diseño de investigación	48

3.2 Metodología de la investigación	48
<i>CAPÍTULO IV</i>	
<i>DESARROLLO</i>	
4.1 Información Disponible y organización de la información	50
4.1.1 Definición de casos para aplicación de retrocálculo	50
4.1.2 Definición de metodologías a comparar	55
4.2 Estimación del módulo de elasticidad (E)	56
4.2.1 Ensayos de carga a gran escala de fundaciones superficiales de la Universidad de Texas A&M	57
4.2.1.1 Estimación del módulo de elasticidad por Retrocálculo	57
4.2.1.2 Estimación del módulo de elasticidad por ensayos o metodologías	61
4.2.2 Catedral de St. Isaac	68
4.2.2.1 Estimación del módulo de elasticidad por Retrocálculo	68
4.2.2.2 Estimación del módulo de elasticidad por ensayos o metodologías	73
4.2.3 Monumento de Washington	82
4.2.3.1 Estimación del módulo de elasticidad por Retrocálculo	82
4.2.3.2 Estimación del módulo de elasticidad por ensayos o metodologías	86
4.4 Análisis de las diferencias en los módulos de elasticidad (E) estimados	94
4.4.1 Ensayos de carga a gran escala de fundaciones superficiales de la Universidad de Texas A&M	95
4.4.2 Catedral de St. Isaac	103
4.4.3 Monumento de Washington	113
<i>CAPÍTULO V</i>	
<i>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</i>	<i>120</i>
<i>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	<i>124</i>
<i>ANEXOS</i>	<i>126</i>

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. PRINCIPIOS DE LA MECÁNICA. PARTE (A): FUERZAS, DESPLAZAMIENTOS, ESFUERZOS Y DEFORMACIONES; PARTE (B): CONDICIONES DE EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD (FUENTE: ATKINSON, 2007).	14
FIGURA 2. RAMAS DE LA MECÁNICA (FUENTE: MODIFICADO DE ATKINSON, 2007).	14
FIGURA 3. COMPRESIÓN Y DISTORSIÓN (FUENTE: ATKINSON, 2007).	15
FIGURA 4. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE UN MATERIAL INICIALMENTE LINEAL CUYO MÓDULO DE YOUNG “E” ES CONSTANTE HASTA SUPERAR EL PUNTO DE CEDENCIA (FUENTE: ATKINSON, 2000).	17
FIGURA 5. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE UN MATERIAL NO-LINEAL CUYO MÓDULO DE YOUNG “E” ES VARIABLE RESPECTO A $\epsilon(\%)$ (FUENTE: ATKINSON, 2000).	18
FIGURA 6. CURVA MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS $\epsilon(\%)$ (FUENTE: ATKINSON, 2000).	18
FIGURA 7. COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN CARACTERÍSTICO DEL TERRENO CON RANGOS TÍPICOS DE DEFORMACIONES DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE ESTRUCTURAS (FUENTE: ATKINSON & SALLFORS, 1991 Y MAIR,1993).	20
FIGURA 8. ESQUEMA DEL ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO – NO DRENADO. (FUENTE: DAS, 2013)	23
FIGURA 9. CURVA ESFUERZO – DEFORMACIÓN TÍPICA OBTENIDA POR ENSAYO TRIAXIAL (FUENTE: DAS, 2013)	24
FIGURA 10. PENETRÓMETRO DE CONO CON FUSTE DE FRICCIÓN DE BEGEMANN FUENTE: (ROBERTSON Y CABAL 2010)	26
FIGURA 11. ESQUEMA DEL ENSAYO CROSS HOLE (FUENTE: DÍAZ RODRÍGUEZ)	28
FIGURA 12. ESQUEMA DEL EQUIPO Y USO DE ENSAYO DMT (FUENTE: DAS, 2013)	30
FIGURA 13. RELACIÓN (EU/SU) EN FUNCIÓN DE OCR E IP (FUENTE: DUNCAN Y BUCHIGNANI, 1976)	32
FIGURA 14. ESFUERZOS INDUCIDOS EN UN PUNTO DE UNA MASA DE SUELO POR UNA CARGA PUNTUAL (FUENTE: DAS, 2013)	37
FIGURA 15. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CON CARGA LINEAL DE LONGITUD FINITA (FUENTE: DAS, 2013)	38
FIGURA 16. ESFUERZO VERTICAL DEBAJO DE LA ESQUINA DE UN ÁREA RECTANGULAR FLEXIBLE UNIFORMEMENTE CARGADA (FUENTE: DAS, 2013)	39
FIGURA 17. ESFUERZO VERTICAL DEBAJO DEL CENTRO DE UN ÁREA CIRCULAR FLEXIBLE DE CARGA UNIFORME (FUENTE: DAS, 2013)	40
FIGURA 18. DIAGRAMAS DE ESTIMACIÓN DE LOS FACTORES M0 Y M1 PARA EL CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO PROMEDIO (FUENTE: SIMONS ET AL, 1999)	42
FIGURA 19. VARIACIÓN DE I_z RESPECTO A ZB (FUENTE: DAS, 2009).	45
FIGURA 20. ESQUEMA EN PLANTA DEL GRUPO DE ZAPATAS (FUENTE: UNIVERSIDAD DE TEXAS A&M)	51
FIGURA 21. PERFIL DEL TERRENO FUNDACIONES SUPERFICIALES EN ARENA (FUENTE: UNIVERSIDAD DE TEXAS A&M)	52
FIGURA 22. PERFIL DEL TERRENO DE LA CATEDRAL DE ST. ISAAC (FUENTE: SHIDLOVSKAYA, BRIAUD Y MOHAMMADRAJABI, 2017)	54
FIGURA 23. PERFIL DEL TERRENO DEL MONUMENTO DE WASHINGTON (FUENTE: BRIAUD, RHEE, LACY Y NICKS, 2009)	55
FIGURA 24. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DRENADO (E_b) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR RETROCÁLCULO.	60
FIGURA 25. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR ENSAYO DEL DILATÓMETRO (DMT)	62

FIGURA 26. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)	63
FIGURA 27. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE KULLHAWY Y CALLANAN	65
FIGURA 28. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE SCHERTMANN	66
FIGURA 29. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA	68
FIGURA 30. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (E_u) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	73
FIGURA 31. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR ENSAYO TRIAXIAL (TXT)	75
FIGURA 32. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (S_u)	77
FIGURA 33. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (Q_c)	79
FIGURA 34. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO SANTOS Y CORREIA	81
FIGURA 35. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (EU) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	86
FIGURA 36. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (S_u)	88
FIGURA 37. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE OHYA ET AL	90
FIGURA 38. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO DE KULLHAWY Y CALLANAN	92
FIGURA 39. VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD (E) VS PROFUNDIDAD ESTIMADO POR MÉTODO SANTOS Y CORREIA	94
FIGURA 40. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD POR ENSAYO DEL DILATÓMETRO (DMT) VS MÓDULO DE ELASTICIDAD POR RETROCÁLCULO	95
FIGURA 41. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD POR ENSAYO DEL PRESURÍMETRO (PMT) VS MÓDULO DE ELASTICIDAD POR RETROCÁLCULO	97
FIGURA 42. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD POR MÉTODO DE KULLHAWY Y CALLANAN VS MÓDULO DE ELASTICIDAD POR RETROCÁLCULO	98
FIGURA 43. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD POR MÉTODO DE SCHERTMANN VS MÓDULO DE ELASTICIDAD POR RETROCÁLCULO	100
FIGURA 44. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD POR MÉTODO SANTOS Y CORREIA VS MÓDULO DE ELASTICIDAD POR RETROCÁLCULO	101
FIGURA 45. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR LAS DISTINTAS METODOLOGÍAS Y ESTIMADO POR RETROCÁLCULO DE LOS ENSAYOS A GRAN ESCALA DE LA UNIVERSIDAD DE TEXAS A&M	103
FIGURA 46. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD POR ENSAYO TRIAXIAL (TXT) VS MÓDULO DE ELASTICIDAD POR RETROCÁLCULO	104
FIGURA 47. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR METODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (S_u) VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	106
FIGURA 48. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (Q_c) VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	108

FIGURA 49. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	110
FIGURA 50. MÓDULOS DE ELASTICIDAD ESTIMADOS POR LAS DISTINTAS METODOLOGÍAS Y ESTIMADO POR RETROCÁLCULO PARA CATEDRAL ST. ISAAC	112
FIGURA 51. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	113
FIGURA 52. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE OHYA ET AL VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	114
FIGURA 53. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE KULHAWY Y CALLANAN VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	116
FIGURA 54. DIAGRAMA DE BARRAS DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA VS MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR RETROCÁLCULO	117
FIGURA 55. MÓDULOS DE ELASTICIDAD ESTIMADOS POR LAS DISTINTAS METODOLOGÍAS Y ESTIMADO POR RETROCÁLCULO PARA MONUMENTO DE WASHINGTON	119

INDICE DE TABLAS

TABLA 1. ENSAYOS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ DEL TERRENO (FUENTE: EUROCODIGO 7: DISEÑO GEOTÉCTICO 1997-2)	22
TABLA 2. ENSAYOS DE CAMPO PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ DEL TERRENO (FUENTE: EUROCODIGO 7: DISEÑO GEOTÉCTICO 1997-2)	25
TABLA 3. CORRELACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ DEL TERRENO (FUENTE: EUROCODIGO 7: DISEÑO GEOTÉCTICO 1997-2)	31
TABLA 4. METODOLOGÍAS PARA EL CÁLCULO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD	56
TABLA 5. INFORMACIÓN PUBLICADA DE LOS ENSAYOS DE CARGA DE LA UNIVERSIDAD DE TEXAS A&M	57
TABLA 6. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DRENADO (E_D) OBTENIDOS POR RETROCÁLCULO PARA EL CASO DE ENSAYOS DE CARGA DE LA UNIVERSIDAD DE TEXAS A&M.	60
TABLA 7. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR ENSAYO DE DILATÓMETRO DE MARCHETTI (DMT)	61
TABLA 8. MÓDULO DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR PRESÍOMETRO	63
TABLA 9. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE KULHAWY Y CALLANAN	64
TABLA 10. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE SCHERTMANN	66
TABLA 11. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA (2003)	67
TABLA 12. INFORMACIÓN PUBLICADA DE LA CATEDRAL DE ST. ISAAC	69
TABLA 13. MÓDULOS DE ELASTICIDAD NO DRENADOS (E_U) OBTENIDOS POR RETROCÁLCULO PARA EL CASO DE LA CATEDRAL DE ST. ISAAC	72
TABLA 14. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR ENSAYO TRIAXIAL (TXT)	74
TABLA 15. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (S_U)	76
TABLA 16. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (Q_C)	78
TABLA 17. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA	80
TABLA 18. INFORMACIÓN PUBLICADA DEL MONUMENTO DE WASHINGTON	82
TABLA 19. MÓDULOS DE ELASTICIDAD NO DRENADOS (E_U) OBTENIDOS POR RETROCÁLCULO PARA EL CASO DEL MONUMENTO DE WASHINGTON	85
TABLA 20. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (S_U)	87
TABLA 21. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE OHYA ET AL	89
TABLA 22. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE KULHAWY Y CALLANAN	91
TABLA 23. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DETERMINADOS POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA	93
TABLA 24. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR DILATÓMETRO (DMT) VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO (FUENTE: ARANGUREN Y RONDÓN, 2021)	96
TABLA 25. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR ENSAYO DEL PRESURÍMETRO (PMT) VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	98
TABLA 26. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE KULHAWY Y CALLANAN (PMT) VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	99
TABLA 27. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE SCHMERTMANN VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	101

TABLA 28. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	102
TABLA 29. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR ENSAYO TRIAXIAL VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	105
TABLA 30. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	107
TABLA 31. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	109
TABLA 32. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE SANTOS Y CORREIA VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	111
TABLA 33. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	114
TABLA 34. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE OHYA ET AL. VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	115
TABLA 35. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE KULHAWY Y CALLANAN VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	116
TABLA 36. PORCENTAJE (%) DE VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD OBTENIDO POR MÉTODO DE KULHAWY Y CALLANAN VS EL ESTIMADO POR RETROCÁLCULO	118

RESUMEN

En la Mecánica de Suelos, el módulo de elasticidad (E) es un parámetro complicado de determinar con exactitud. A lo largo de los años se han desarrollado numerosas metodologías para estimarlo, algunas de ellas basadas en ensayos de laboratorio y ensayos de campo, y otras basadas en la determinación indirecta mediante uso de correlaciones. Algunos autores han señalado que usualmente los valores de E determinados a partir de las distintas metodologías existentes, son considerablemente inferiores a los del terreno *in situ*, provocando un sobredimensionado de las fundaciones en el diseño de obras ingenieriles, el cual podría ser reducido o subsanado con el uso de la metodología que mejor represente el comportamiento real del terreno. Es por ello que en el presente trabajo se analizaron tres casos ingenieriles reales, para los cuales se aplicaron algunas de las metodologías existentes para la estimación E, y se evaluó la precisión de las mismas con relación a valores de módulo de elasticidad *in situ* estimados por retrocálculo. A partir de dichos análisis, se encontró que, para el caso de suelos gruesos, los valores de E estimados a partir de los ensayos de laboratorio, ensayos de campo y correlaciones presenta valores inferiores a los estimados por retrocálculo en un 52%, mientras que los valores de E determinados a partir de geofísica, resultan superiores en un 77%. Para el caso de suelos finos, se observó valores inferiores a los estimados por retrocálculo en un 46%, mientras que los valores de E determinados a partir de geofísica, resultan superiores en un 91%.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

En Mecánica de Suelos, es usual que los asentamientos debido a las cargas transmitidas por las estructuras sean determinados mediante procesos basados en la Teoría de la Elasticidad. Además, es conocido que estos asentamientos deben ser limitados a valores normados, y que dependen directamente de la rigidez del suelo y del adecuado dimensionado de las fundaciones. Debido a esto, es necesario determinar un parámetro que logre relacionar este asentamiento con el grado de rigidez del suelo, para así estimar las dimensiones de las fundaciones que garanticen asentamientos que no excedan el límite normado. En la Teoría de la Elasticidad esta propiedad es conocida como *Módulo de Elasticidad* o *Módulo de Young* (Das, 2011).

El módulo de elasticidad es una propiedad mecánica basada en la ley de Hooke, que relaciona esfuerzos con deformaciones generadas sobre un material cualquiera debido a cargas aplicadas. Así, el mencionado módulo corresponde a la pendiente de la recta tangente a la curva esfuerzo-deformación del material en su rango elástico, comportándose como un valor constante para materiales isotrópicos y homogéneos (rango elástico con comportamiento lineal).

En el suelo, este módulo no es un valor constante, debido a que es un material anisotrópico y heterogéneo (rango elástico con comportamiento no lineal), por lo que su valor dependerá del grado de esfuerzo que se aplica al suelo.

A lo largo de los años se han desarrollado numerosos métodos para la determinación del Módulo de Elasticidad (E) del suelo, tomando en cuenta el tipo de suelo presente en el terreno, el ensayo de laboratorio ejecutado, o la información de campo disponible, dejando a criterio del ingeniero o proyectista la elección del método que mejor simule las condiciones de proyecto.

Sin embargo, numerosos autores (Burland, 1974; Jardine, 1984; Atkinson, 2000; Holtz *et al*, 2011, entre otros) han señalado que, usualmente, los valores de E empleados en la práctica y determinados en base a las distintas metodologías existentes, son considerablemente inferiores a los del terreno *in situ*, lo que usualmente conlleva a una sobreestimación de las deformaciones del terreno.

Por lo antes descrito, se propone realizar un análisis de las metodologías usualmente empleadas en la práctica para la estimación del módulo de elasticidad. Posteriormente, se llevará a cabo la evaluación de la precisión de dichos métodos, mediante la comparación de los valores obtenidos, con valores de E *in situ* determinados por retrocálculo, tomando como base información publicada de al menos tres (3) casos históricos.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Comparar las diferentes metodologías empleadas en la Ingeniería Geotécnica práctica en la estimación del módulo de elasticidad del terreno.

1.2.2 Objetivos específicos

- Analizar las diferentes metodologías empleadas en la práctica para determinar el módulo de elasticidad del terreno.
- Estimar el módulo de elasticidad *in situ* de perfiles de suelos conocidos, realizando un retrocálculo a partir de mediciones disponibles de publicaciones formales.
- Determinar el módulo de elasticidad de perfiles de suelos conocidos, empleando las diferentes metodologías analizadas.
- Realizar la comparación entre el módulo de elasticidad *in situ* y los obtenidos empleando las distintas metodologías disponibles.

1.3 Alcance y limitaciones de la investigación

El presente trabajo tiene como objetivo analizar las diferentes metodologías disponibles para la obtención del módulo de elasticidad del terreno, entre las cuales se encuentran ensayos de laboratorio, ensayos de campo, y correlaciones de diferentes autores y normas.

Con la información obtenida de dicho análisis, se podrá verificar la precisión del cálculo de las metodologías existentes mediante la comparación de los valores obtenidos, con valores de *E in situ* determinados por medio de retrocálculo, tomando como base información publicada de al menos tres (3) casos históricos.

El trabajo se verá limitado a la recopilación de no más de tres (3) casos históricos y, debido a las numerosas metodologías existentes para la determinación del módulo E, se analizarán las metodologías usualmente aplicadas que sea factible emplear considerando la información publicada de cada caso a analizar. Se tomará en cuenta el uso de correlaciones, en el caso de requerirse, para parámetros de los que no se disponga información.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

Durante la revisión de la información publicada que sería útil para este trabajo, no se hallaron estudios previos que hayan realizado un análisis de las distintas metodologías para la determinación del módulo E. Sin embargo, a lo largo de los años se desarrollaron numerosas investigaciones orientadas a la comprensión y determinación más precisa del módulo E.

Burland (1974) destacó la gran utilidad de las observaciones y mediciones en estructuras existentes, a partir de las cuales es posible revisar las propiedades del terreno *in situ*, para mejorar la precisión de las metodologías empleadas para la estimación de parámetros de deformación.

Jardine (1984) estableció, a partir de deformaciones medidas en estructuras existentes, que la deformación del terreno asociada a la interacción suelo-estructura, puede llegar a ser inferior al 0,1%. Debido a ello, se requerirían equipos de laboratorio capaces de medir ese rango de esfuerzos para obtener valores del módulo de elasticidad que permitan realizar predicciones razonables de deformaciones.

Matthews (1996) analizó el comportamiento del módulo de corte (G), el cual representa la rigidez del suelo a esfuerzos cortantes, y demostró que el valor de este módulo no varía significativamente para diferentes velocidades de deformación. Esto llevó a la propuesta de obtener de una forma más precisa el módulo E a partir del módulo G, por medio de una ecuación de la Teoría de la Elasticidad que relaciona los módulos mencionados.

Menzies (1997) determinó que los métodos de medición de deformación en los ensayos de laboratorio triaxiales, incluyen errores que afectan la determinación del módulo de elasticidad de la muestra de suelo por defecto, lo cual genera una sobreestimación del asentamiento esperado de estructuras.

Arkitson (2000) realizó un estudio mediante ensayos de laboratorio y mediciones de deformaciones en estructuras monitoreadas en Londres, en el cual se observa una diferencia de hasta 1:5 en el valor del módulo E determinados en laboratorio y en campo, respectivamente.

Oztoprak & Bolton (2013) y Bardenaga & Bolton (2014), analizaron el comportamiento no lineal del suelo para deformaciones del orden de 0,01 % a 0,5 % para estructuras convencionales, y desarrollaron expresiones para generar las curvas de variación del módulo de corte G en función de la deformación por corte (γ), presentando además consideraciones a tomar en cuenta para diseño.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Fundamentos de mecánica

Las Leyes de la Mecánica permiten el estudio de fuerzas y desplazamientos, o esfuerzos y deformaciones; y sus principios fundamentales son simplemente la aplicación del equilibrio y la compatibilidad. Así, para cualquier cuerpo, un cambio en las cargas o sollicitaciones, causa movimientos. Las fuerzas generan esfuerzos, los cuales deben estar en equilibrio para el cuerpo no acelere (principio de equilibrio). Los desplazamientos generan deformaciones, las cuales deben ser compatibles, para que el cuerpo no se fatigue o desgarre (principio de compatibilidad).

Estos conceptos se ilustran en la Figura 1. En la parte “a” se observa que la fuerza F genera los esfuerzos axiales σ y de corte τ ; mientras que el desplazamiento δ , por su parte, genera las deformaciones axiales ε y por corte γ . En la parte (b) se ilustran los principios de *equilibrio* y *compatibilidad* antes mencionados.

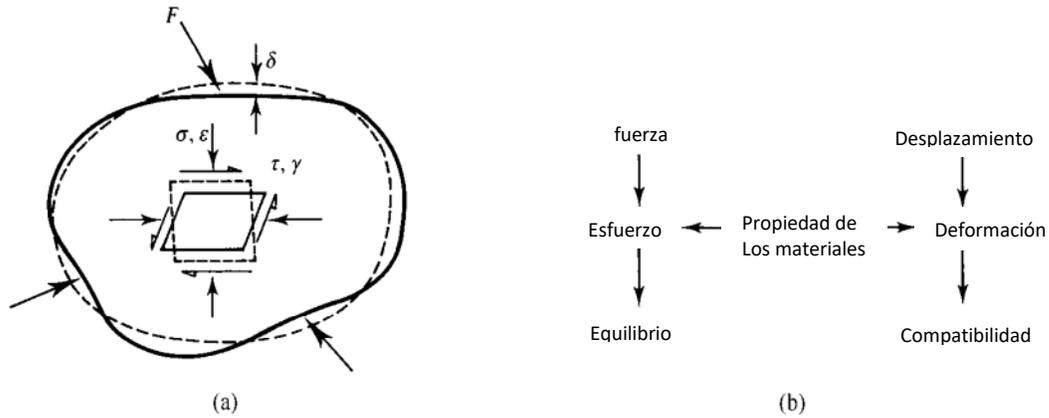


Figura 1. Principios de la mecánica. Parte (a): fuerzas, desplazamientos, esfuerzos y deformaciones; parte (b): condiciones de equilibrio y compatibilidad (Fuente: Atkinson, 2007).

Existen varias ramas o subdivisiones de la Mecánica, las cuales dependen del material, el tipo de problema, o las hipótesis consideradas. Algunas ramas importantes de la Mecánica se muestran en la Figura 2.

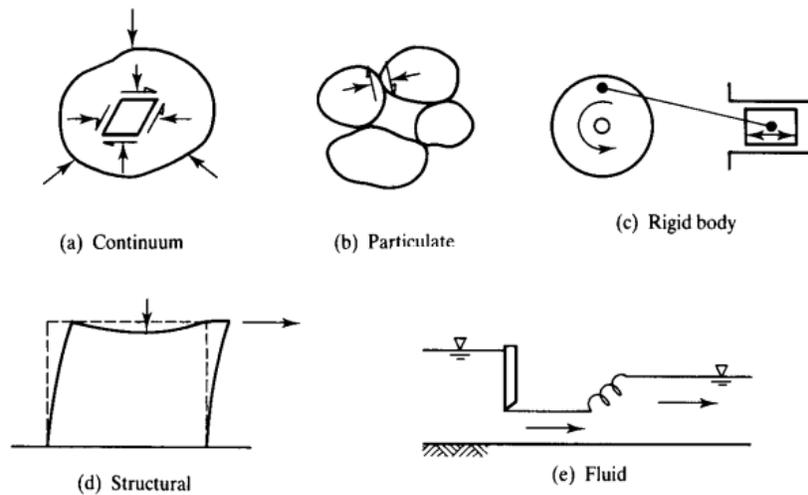


Figura 2. Ramas de la Mecánica (Fuente: modificado de Atkinson, 2007).

Considerando la información presentada en la Figura 2, la Mecánica del Medio Continuo (a) incluye el análisis de esfuerzos y deformaciones en un material continuo (es decir, que no presenta juntas o grietas); la Mecánica de las Partículas (b) estudia el comportamiento de un material a partir de la respuesta de sus granos individuales; la Mecánica de Cuerpos Rígidos (c) trata con mecanismos que se asumen rígidos y que no se deforman; la Mecánica Estructural (d) se aplica a estructuras aporticadas, donde las deformaciones se producen

principalmente por la curvatura de vigas y columnas; y la Mecánica de Fluidos (e) tiene como campo de acción el flujo de fluidos a través de tuberías, canales o turbinas.

Obviamente, la Mecánica de Suelos es la mecánica de estructuras conformadas por suelos. Al respecto, cabe destacar que, aun cuando los suelos están constituidos por partículas individuales, la Mecánica de Suelos como parte de la Ingeniería Geotécnica, emplea principalmente la Mecánica del Medio Continuo y la Mecánica de Cuerpos Rígidos en la mayoría de los modelos usualmente aplicados en la práctica (Atkinson, 2007).

2.2.2 Comportamiento de un material

La relación entre esfuerzos y deformaciones, está gobernada por las características del material. Si el material es rígido, las deformaciones serán nulas y, por ende, el movimiento únicamente podrá ocurrir debido a la acción de un mecanismo. Otros materiales, por el contrario, pueden deformarse por compresión o distorsión, tal como se muestra en la Figura 3.

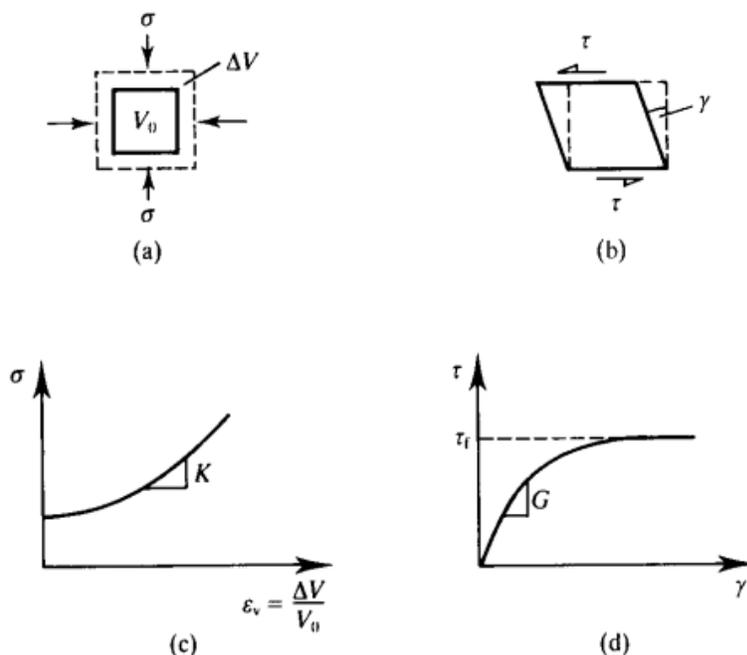


Figura 3. Compresión y distorsión (Fuente: Atkinson, 2007).

La parte (a) de la Figura 3, muestra un bloque de material sujeto a una presión de confinamiento σ , mientras que la parte (c) muestra la relación entre dicha presión y el cambio de volumen, siendo el gradiente el módulo volumétrico K . La parte (b) de la Figura 3, por su parte, muestra un bloque de material sujeto a un esfuerzo de corte τ , por lo que el mismo sufre una distorsión por corte γ . La parte (d) muestra una relación simple entre esfuerzo cortante y deformación por corte, en la que el gradiente es el módulo de corte G . El material falla cuando no puede agregársele más esfuerzos por corte, y continúa deformándose bajo ese esfuerzo límite constante τ_f .

Tal como se desprende de la figura anterior, la compresión implica un cambio de tamaño, mientras que el corte implica un cambio de forma del material. Asimismo, es importante destacar que, en la mayoría de los casos de carga sobre un cuerpo, la compresión y la distorsión ocurren simultáneamente (Atkinson, 2007).

2.2.3 Comportamiento no lineal del suelo

Uno de los mayores problemas de la Ingeniería Geotécnica en la década de los años 1970 del siglo XX, fue la aparente diferencia entre la rigidez del terreno obtenida a partir de ensayos de laboratorio, y aquella estimada por retrocálculo a partir de observaciones del movimiento del terreno (Cole & Burland, 1972; St John, 1975; Whorth, 1975; Burland, 1979). Estas diferencias se han ido reconciliando con el paso de los años, debido a la comprensión de que el suelo es un material cuyo comportamiento es no-lineal.

Para analizar el comportamiento no lineal del suelo, Atkinson (2000) propone las gráficas mostradas en las Figuras 4, 5 y 6; en las que se observan las relaciones entre el esfuerzo vertical (σ) o el esfuerzo desviador (q) con la deformación (ϵ), para la obtención del módulo de elasticidad E .

El gráfico de la Figura 4 representa un material que en cierto rango se comporta de forma lineal, es decir, que sus deformaciones son proporcionales a la carga aplicada sobre el material, hasta que se alcanza el punto de cedencia.

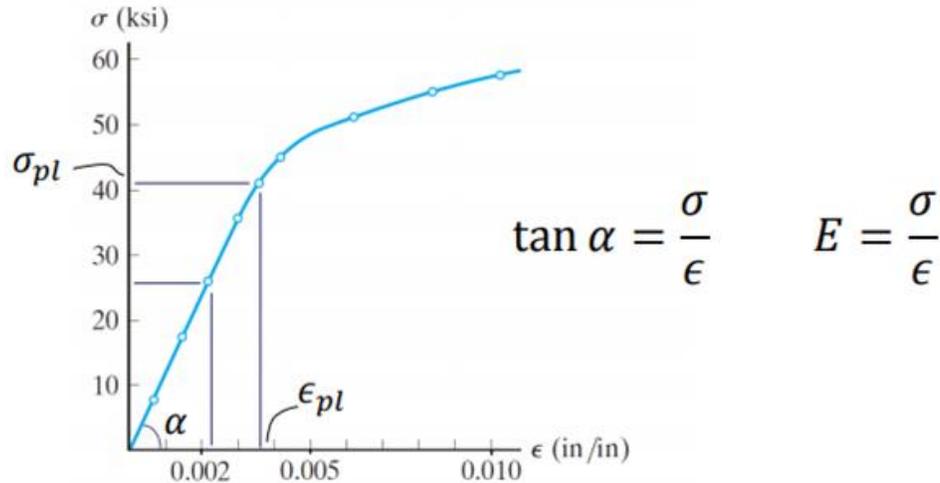


Figura 4. Curva Esfuerzo-Deformación de un material inicialmente lineal cuyo módulo de Young “E” es constante hasta superar el punto de cedencia (Fuente: Atkinson, 2000).

El gráfico de la Figura 5 representa el comportamiento real del terreno, cuya relación esfuerzo-deformación es variable, y depende de la carga aplicada sobre éste. En esta curva, que representa una muestra del terreno, se puede observar cómo dicha muestra falla al alcanzar una carga q_f identificada como *esfuerzo de falla*, a una deformación ϵ_f . En la misma gráfica se definen diferentes valores del módulo de elasticidad E, correspondientes a: módulo de elasticidad inicial (E_o), definido para deformaciones muy pequeñas; módulo de elasticidad tangente (E_t), representado por una recta tangente a la curva en el punto de carga considerada, el cual se hace cero y consecutivamente negativo a partir de la carga de falla q_f ; y módulo de elasticidad secante (E_s), representado por una recta secante que parte del origen hasta el punto de carga considerada, siendo, a diferencia del módulo tangente, positivo incluso después de la falla.

Como se puede observar, a diferencia del comportamiento lineal, donde el módulo de elasticidad es constante hasta el punto de cedencia, en el comportamiento no-lineal este módulo puede ser considerado en 3 formas distintas en la curva esfuerzo-deformación (Atkinson, 2000).

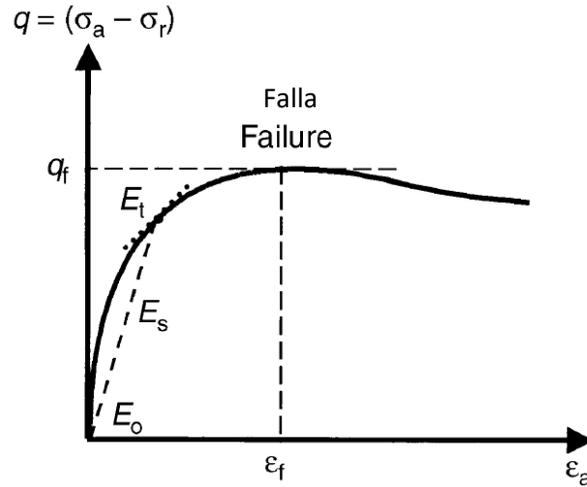


Figura 5. Curva Esfuerzo-Deformación de un material no-lineal cuyo módulo de Young “E” es variable respecto a $\mathcal{E}(\%)$ (Fuente: Atkinson, 2000).

En el gráfico de la Figura 6, se observa la variación de los módulos E_s y E_t respecto a la deformación.

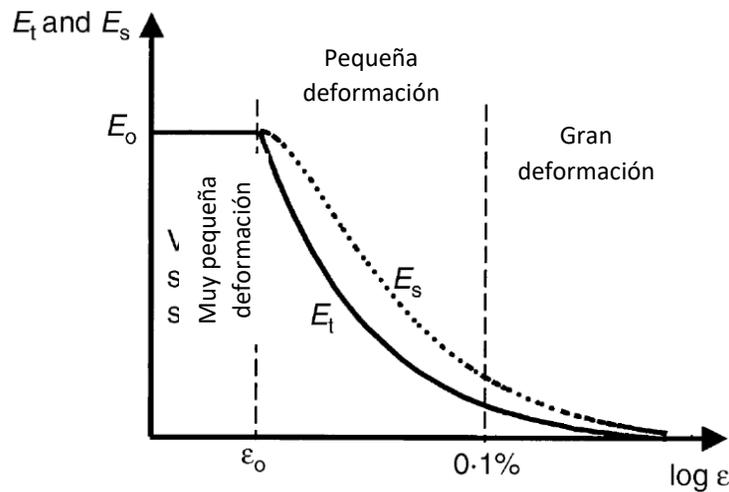


Figura 6. Curva Módulo de Elasticidad (E) vs $\mathcal{E}(\%)$ (Fuente: Atkinson, 2000).

De acuerdo a lo observado en la Figura 6, es posible definir 3 regiones de deformación: 1) la primera, que corresponde a deformaciones muy pequeñas, en la cual $E_o = E_t = E_s$ y está limitada por una deformación \mathcal{E}_o ; 2) la segunda, que inicia en el punto anterior definido por \mathcal{E}_o y a partir del cual comienza a caer la magnitud del módulo de elasticidad, en una región de deformación pequeña hasta aproximadamente el 0,1% de la deformación; 3) y la tercera,

en la cual se observa la disminución de la rigidez a medida que se incrementan las deformaciones.

2.2.4 Relación entre módulo de elasticidad (E) y módulo de corte (G)

De acuerdo a la Teoría de la Elasticidad, la relación entre E y G viene dada por la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1)$$

Donde:

G = Módulo de corte

E = Módulo de Elasticidad o módulo de Young

ν = Relación de Poisson

El módulo de corte a pequeñas deformaciones (G_0), puede ser obtenido a partir de pruebas sísmicas, ya sea en laboratorio o en campo, a muy pequeñas deformaciones (típicamente inferiores a 1×10^{-3} %). A estos niveles de esfuerzo, no se genera un incremento en la presión de poros, y G_0 refleja el comportamiento del suelo, independientemente de si el esfuerzo es efectivo o total.

Aunque este parámetro es muy importante para analizar la respuesta sísmica del terreno, pocos ingenieros geotécnicos aprecian que G_0 puede también emplearse para la solución de problemas geotécnicos estáticos (Massarsch, 2015).

Tal como menciona Massarsch (2004), durante un ensayo sísmico a deformaciones por corte inferiores 1×10^{-3} %, la rata de deformación es baja, y por ende comparable con ensayos estáticos. Este importante hecho fue confirmado mediante la comparación de ensayos de columna resonante, realizados a frecuencias de vibración de entre 30 Hz y 35 Hz, y ensayos estáticos de corte torsional, desarrollados a frecuencias de 0,1 Hz, para los cuales se obtuvieron valores de G_0 idénticos. De acuerdo a esto, resulta evidente que a

pequeñas deformaciones ($\leq 0,001 \%$), el comportamiento esfuerzo deformación es independiente de la velocidad de la carga (Drnevich & Massarsch,1979).

De acuerdo a lo anterior, si se conoce el valor de G_0 , puede obtenerse la curva de variación de G vs γ , empleando para ello los resultados de diferentes ensayos de laboratorio y/o campo (realizados a diferentes niveles de deformación), o a partir de correlaciones, tal como se observa en la Figura 7.

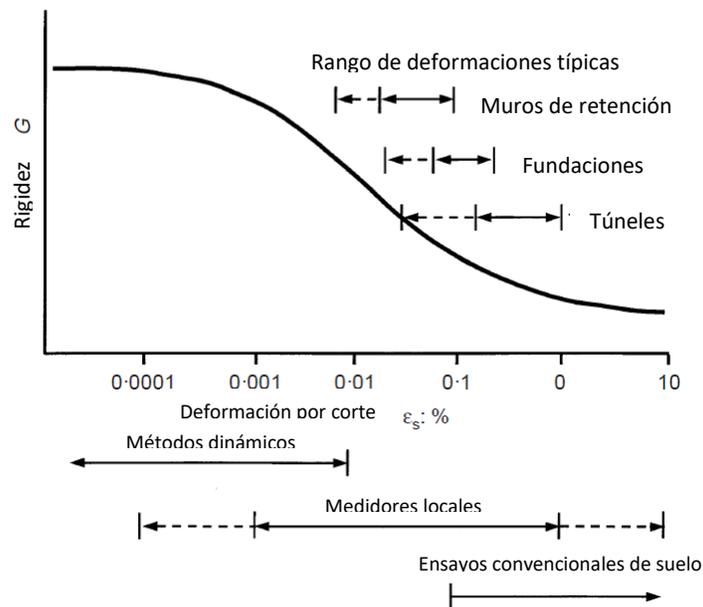


Figura 7. Comportamiento Esfuerzo-Deformación característico del terreno con rangos típicos de deformaciones de ensayos de laboratorio y de estructuras (Fuente: Atkinson & Salfors, 1991 y Mair,1993).

Según se desprende de la Figura 7, una deformación típica característica del terreno para fundaciones es $0,1\%$, valor que equivale a un asentamiento de la fundación del orden de 10 mm, en un perfil compresible de 10 m de profundidad (Mair, 1993; Atkinson, 2007).

Así, conocida la curva de variación de G vs γ , es posible estimar valores de G correspondientes a las deformaciones esperadas para una estructura dada, y estimar el valor de E (típicamente requerido en los modelos disponibles para la estimación de asentamientos) a partir de la expresión propuesta por la Teoría de la Elasticidad arriba mencionada.

2.2.5 Relación entre módulo de elasticidad drenado (E_d) y no drenado (E_u)

Lambe y Whitman (1969) establecen que se puede determinar el módulo de elasticidad drenado (E_d) a partir del módulo de elasticidad no drenado (E_u) por medio de la siguiente relación:

$$E_u = 1.15E_d \quad (2)$$

Asimismo, dichos autores mencionan que, en algunos suelos particularmente blandos, de muy baja rigidez, esta relación puede alcanzar valores de 3 o 4.

Es importante destacar que la condición de drenaje afecta exclusivamente al módulo de elasticidad y no al módulo de corte, comportándose este último igual para ambas condiciones, así como lo establece Matthews et al., 1996

2.2.6 Metodologías para la estimación del módulo de elasticidad del terreno

La determinación del módulo de elasticidad de manera adecuada para la estimación de valores de asentamientos realistas, resulta esencial.

Debido al grado de importancia y con el único objetivo de obtener un valor representativo y real de la rigidez del terreno, se han desarrollado numerosas metodologías que permiten estimarlo. Se emplean entonces, entre estas metodologías: métodos para estimación en laboratorio, métodos para estimaciones en campo, y uso de correlaciones empíricas a partir de ensayos indirectos u otras propiedades de los suelos.

En el presente trabajo se desarrollarán a detalle algunas de las metodologías mencionadas anteriormente.

2.2.6.1 Metodologías en laboratorio

La rigidez obtenida a partir de ensayos de laboratorio dependerá de factores tales como la calidad de las muestras, el tamaño y el método de ensayo.

Las muestras para ensayos deben ser de excelente calidad, lo más representativas de la situación real en el campo; deben ser tomadas lo más cercanamente posible a las probables superficies de falla, y ser lo suficientemente grandes (generalmente, entre más grande sea la muestra, ésta podría ser de mejor calidad). Es muy importante que los ensayos sean realizados sobre muestras de suelo o roca preparadas con material inalterado, lo más representativo posible del material *in situ*.

Algunos de los ensayos de laboratorio más comunes para la estimación de la resistencia del terreno se presentan en la Tabla 1, donde se indica el nombre del ensayo, El módulo obtenido en el ensayo y el nivel de deformación de estudio aproximado.

Tabla 1. Ensayos de laboratorio para determinar la rigidez del terreno (Fuente: EUROCODIGO 7: Diseño Geotécnico 1997-2)

Parámetro	Nivel de deformación (en %)	Ensayo de laboratorio y norma asociada al ensayo									
		OED		DSS	TxT (deformaciones locales)	UCT	IST	CTxT	RC	BE	Onda P
		Incremental EN ISO 1789-5	CRS: BS 1997-6 SS 0271 26	ASTM 6528-07	EN ISO 17892-9	EN ISO 17892-7 EN ISO 14580, ISRM	ISRM	ASTM D3999-91	STM D3015-07	Requiere Secado EN 14579 EN 14146	
MQC	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Módulo	E_{OED}, C_c	E_{OED}	G, G_{cyc}	E, G	E	K_s, K_n	G_{cyc}, E_{cyc}	$G_{0,RC}$	$G_{0,BE}$	K	
Muy pequeñas deformaciones	$< 10^{-3}$	-	-	-	-	-	-	-	-	uno	
Pequeñas deformaciones	$10^{-3} - 1$	-	-	varios / Completo	(varios / Completo)	-	varios / Completo	-	-		
Medianas deformaciones	1 - 10	varios		varios / Completo	varios / Completo	-	-	-	-	-	
Grandes Deformaciones	> 10	varios		varios / Completo	varios / Completo	-	-	-	-	-	
Comentarios de la tabla: - = No aplica; 'uno' = un valor convencional; 'varios' = Varios valores convencionales; 'completo' = Curva completa; () = Parcialmente aplicable											

El ensayo de laboratorio más comúnmente empleado en estudios geotécnicos de rutina, es el ensayo triaxial (TxT), el cual se describe a continuación.

Ensayo triaxial (TxT)

En general, se realizan tres tipos estándar de pruebas triaxiales. El uso de cada ensayo dependerá del tipo de terreno a evaluar y de las condiciones de carga del proyecto (Das, 2013).

1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (prueba UU)

El tipo de prueba triaxial más común es el caso para condición consolidada – no drenada

En este ensayo se le transmiten cargas de confinamiento (σ_3) y cargas axiales (σ_1) a la muestra tratando de simular las condiciones reales de esfuerzos en el terreno. Se ensayan muestras cilíndricas dentro de una membrana delgada de caucho, colocándolas dentro de una celda triaxial con dos tapas rígidas y pistones arriba y abajo de la muestra. En la Figura 8 se muestra el esquema del ensayo triaxial donde muestra los esfuerzos sobre la muestra.

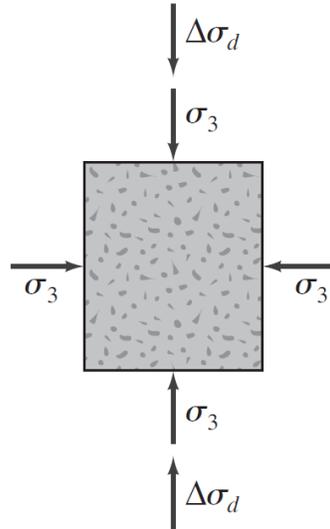


Figura 8. Esquema del ensayo triaxial consolidado – no drenado. (Fuente: Das. 2013)

El procedimiento consiste en, llenar la celda de un fluido especial al que se le aplica una presión determinada (σ_3) transmitida a la muestra a través de éste, y, aplicar esfuerzos de

cortante mediante fuerzas de compresión verticales accionadas por los pistones hasta la falla del material.

Este ensayo permite obtener para esfuerzos desviadores ($\Delta\sigma$) comprendidos hasta la falla, curvas de esfuerzos versus deformación del terreno, con las cuales se calculan módulos de elasticidad basados en la ley de Hooke como se muestra en la Figura 9.

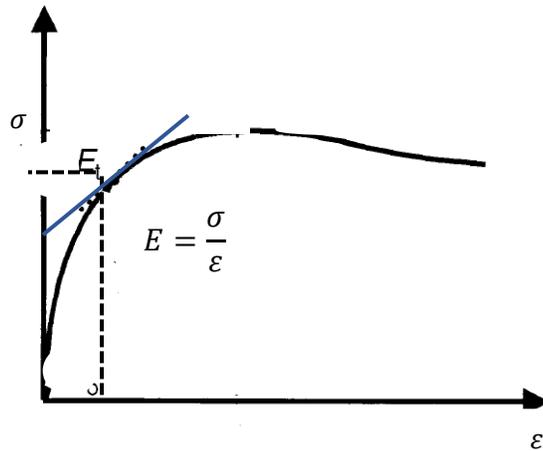


Figura 9. Curva esfuerzo – deformación típica obtenida por ensayo triaxial (Fuente: Das, 2013)

Este ensayo permite también, determinar la resistencia al corte del terreno mediante envolvente de falla de Morh, presentada en la ecuación 2.

$$S = C + \sigma * \tan\phi \quad (3)$$

Donde:

S = Resistencia al corte

C = Cohesión no drenada

ϕ = Angulo de fricción del terreno

La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables de laboratorio para determinar los parámetros de la resistencia al cortante y mediante la teoría de la elasticidad, la resistencia elástica.

2.2.6.2 Metodologías en campo

El ensayo de muestras del terreno representativas de las condiciones *in situ* es dependiente de los efectos que sobre la muestra tiene la alteración causada por la extracción, transporte, almacenamiento y preparación para el ensaye.

Las metodologías de campo se han desarrollado con el propósito de evitar dicha alteración, obteniendo las propiedades del terreno de forma más exacta y precisa.

Algunos de los ensayos de campo más comunes para la estimación de la rigidez del terreno se presentan en la Tabla 2, donde se indica el nombre del ensayo, el módulo obtenido en el ensayo y el nivel de deformación de estudio aproximado.

Tabla 2. Ensayos de campo para determinar la rigidez del terreno (Fuente: EUROCODIGO 7: Diseño Geotécnico 1997-2)

Parámetro	Nivel de deformación (en %)	Ensayo de campo y norma asociada al ensayo								
		PLT	DMT	BJT	PBT Ménard	Otro PBT	FDP	SBP	DMT Sísmico / CPT / PBP	Ensayos Geofísicos Sísmicos
		EN ISO 22476-13	EN ISO 22476-11	EN ISO 22476-7	EN ISO 22476-4	EN ISO 22476-5	EN ISO 22476-8	EN ISO 22476-6	Requiere Secado	Requiere Secado métodos sugeridos por ISRM
Módulo	E _{PLT}	E _{DMT}	E _{BJT}	G _M , E _M	G _{PBP} , E _{PBP}	E _{FDP}	G _{SBP} , E _{SBP}	G _{0,FT}	G _{0,CH}	
Muy pequeñas deformaciones	< 10 ⁻³	-	-	-	-	-	-	-	uno	
Pequeñas deformaciones	10 ⁻³ - 1	-	-	-	-	varios /	-	Completo	-	-
Medianas deformaciones	1 - 10	varios	uno	varios	uno / Completo	Completo	varios		-	-
Grandes Deformaciones	> 10		-	-	uno	-	-	-	-	-

Comentarios de la tabla: - = No aplica; 'uno' = un valor convencional; 'varios' = Varios valores convencionales; 'completo' = Curva completa; () = Parcialmente aplicable

Los ensayos más comunes en esta categoría son el ensayo de cono de penetración CPT, ensayos geofísicos sísmicos como el Cross hole y el ensayo del dilatómetro de Marchetti.

Ensayo del Cono de Penetración (CPT)

El ensayo CPT (*Cone Penetration Test*), consiste en hincar a presión un cono sujetado por un varillaje a una velocidad constante mientras se toman medidas continuas o intermitentes de la resistencia a la penetración del suelo. Las medidas son hechas tanto de la resistencia a la penetración del cono, como la resistencia del área de fricción superficial lateral.

La fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área proyectada horizontalmente, produce la resistencia del cono, q_c . La fuerza vertical aplicada al mango dividido entre su área de superficie, produce la resistencia a la fricción f_c .

La figura 10 muestra un tipo de penetrómetro para prueba CPT.

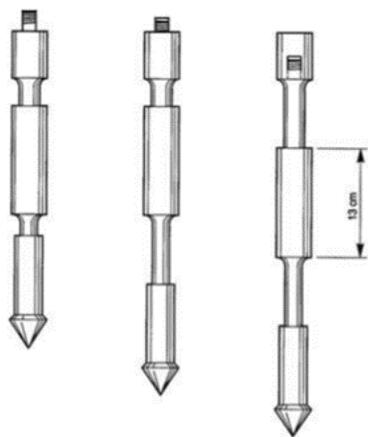


Figura 10. Penetrómetro de cono con fuste de fricción de Begemann Fuente: (Robertson y Cabal 2010)

Este ensayo además de permitir determinar la resistencia del suelo, también permite determinar el perfil estratigráfico en la zona sin necesidad de sacar muestras que necesitan de pruebas de laboratorio, ni requiere de realizar una inspección visual sobre el tipo de suelo que se encuentra, puesto que por medio de este ensayo no se pueden extraer muestras. El ensayo da una idea de qué tipo de suelo se encuentra a través de su comportamiento mecánico, es decir, la rigidez y resistencia que este tenga.

Este es un ensayo aplicable sólo en suelos blandos como arcillas o arenas que no estén muy compactadas, puesto que en suelos muy duros o en suelos donde haya presencia de rocas no es aplicable dado que el cono se puede averiar al no poder penetrar elementos muy duros.

El ensayo de penetración estándar (SPT) y la prueba de penetración del cono (CPT) han sido ampliamente utilizadas para obtener el módulo de Young E, a partir de ecuaciones empíricas y/o correlaciones.

Una correlación que emplea la resistencia del cono q_c es el método propuesto por Schmertmann (1970) el cual propone para suelos friccionantes la siguiente expresión:

$$E_d = n \cdot q_c \quad (4a)$$

Donde n es un factor propuesto por Schmertmann el cual se detalla en la sección 2.2.3.3 del presente trabajo

En suelos cohesivos la estimación del módulo de Young no drenado E_u es usualmente realizada a partir de correlaciones empíricas con la resistencia al corte no drenada S_u , a través de una expresión de la forma:

$$E_u = n \cdot S_{uc} \quad (4b)$$

La resistencia al corte no drenada puede estimarse a partir de la siguiente expresión (Robertson & Campanella, 1986):

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma_o)}{N_k} \quad (5)$$

Donde:

σ_o = Esfuerzo total

q_c = resistencia del terreno calculado por medio del ensayo del cono de penetración (CPT)

N_k = Factor obtenido mediante correlación empírica presentada en la siguiente expresión:

$$N_k = \frac{(q_T - \sigma_o)}{S_u^*} \quad (6)$$

Donde:

q_T = Resistencia por punta de cono corregida por el efecto de la presión de poros

S_u^* = Resistencia al corte no drenado obtenido por ensayos in-situ y/o en laboratorio

En caso de no conocer la resistencia por punta de cono corregida por el efecto de la presión de poros, se puede asumir el valor de N_k igual a 15.

Una vez estimado el valor de S_u y conocido el OCR del terreno, Robertson & Campanella (1986) recomiendan aplicar la metodología propuesta por Duncan y Buchignani (1976), presentada en la sección 2.2.6.3 de este trabajo.

Ensayo Cross-Hole (ensayo geofísico)

El objetivo de este ensayo es medir la velocidad de propagación de ondas de corte desde un sondeo en donde se ubica la fuente sísmica hasta un sondeo adyacente en donde se ubica el mecanismo receptor.

La fuente de energía puede ser un explosivo o un martillo neumático que se introduce en el sondeo de emisión. Mientras que en el sondeo de recepción se registran las ondas sísmicas generadas; éste registro se puede hacer mediante hidrófonos o geófonos.

En la figura 11 se puede observar un esquema de cómo se realiza este ensayo. Mediante la diferencia en las llegadas de ondas a los distintos receptores, puede calcularse el perfil de velocidades de propagación en el suelo.

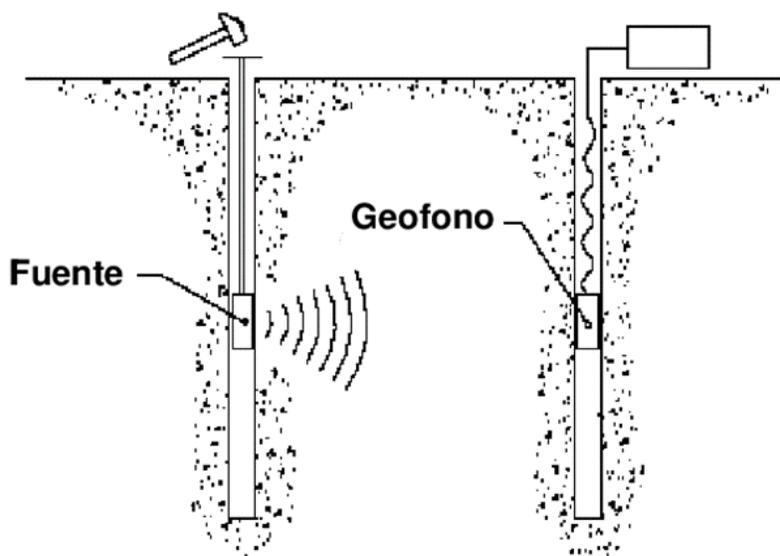


Figura 11. Esquema del ensayo Cross hole (Fuente: Díaz Rodríguez)

Mediante mediciones del tiempo de viajes de las ondas se recurre a la representación en una curva tiempos de llegada versus la profundidad; el valor inverso de la pendiente de esta curva representa la velocidad de propagación de la onda sísmica (V_s) en la distancia total recorrida desde el origen de la onda hasta el sensor.

A partir de la velocidad de onda sísmica se determina el módulo de rigidez al esfuerzo cortante para deformaciones muy pequeñas (G_0) a través de la ecuación 7:

$$G_0 = \rho * V_s^2 \quad (7)$$

Donde:

ρ = Densidad del suelo

V_s = Velocidad de propagación de onda

Ensayo de Dilatómetro plano de Marchetti (DMT)

El dilatómetro plano de Marchetti (DMT) es un ensayo en terreno de carga-deformación (con deformación controlada) con rango de aplicación en suelos granulares o cohesivos y capaz de proporcionar información sobre la rigidez del suelo.

Este ensayo consta de una fase de penetración, donde el operador fuerza la introducción vertical de una cuchilla plana (con membrana en la punta) en el suelo hasta una profundidad deseada; y otra fase de expansión de la membrana desde la cuchilla plana. La expansión de la membrana dentro del suelo se mide para dos desplazamientos prescritos de ésta, obteniendo las lecturas de presión 0 (presión necesaria para comenzar a expandir la membrana) y 1 (presión necesaria para mover la membrana 1.1 mm en contra al suelo) que luego serán interpretadas en parámetros geotécnicos mediante el uso de la siguiente correlación, que permite estimar la rigidez del terreno.

$$ED = 34.7 * (P0 - P1) \quad (8)$$

El equipo para la aplicación de este ensayo se muestra en la figura 12.

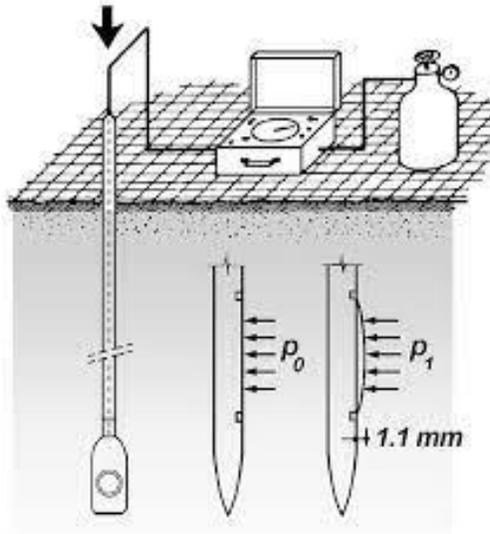


Figura 12. Esquema del equipo y uso de ensayo DMT (Fuente: Das, 2013)

2.2.6.3 Determinación Indirecta

Los parámetros de suelo se pueden medir mediante ensayos de laboratorio o campo. Sin embargo, en ocasiones se pueden determinar dichos parámetros de forma indirecta, por medio de correlaciones basadas en ensayos de campo y/o laboratorio, tal como se indica en la Tabla 3.

Tabla 3. Correlaciones para la determinación de la rigidez del terreno (Fuente: EUROCODIGO 7: Diseño Geotécnico 1997-2)

Parámetro	Módulo	Ensayo de procedencia	norma	Nivel de confianza
Módulo de Corte	G	CPT	EN ISO 22476-1	Medio
		SPT	EN ISO 22476-3	bajo
		Retrocálculo	EN Eurocódigo 1997-1 / EN ISO 18674	medio - alto
Módulo de elasticidad (drenado y no drenado)	E' y E _u	CPT	EN ISO 22476-1	bajo
		DP	EN ISO 22476-2	bajo
		Retrocálculo	EN Eurocódigo 1997-1 / EN ISO 18674	medio - alto
Módulo de odómetro	E _{OED}	PBP	EN ISO 22476-4 y -5	Alto
		CPT	EN ISO 22476-1	Medio
		SPT	EN ISO 22476-3	bajo
		Retrocálculo	EN Eurocódigo 1997-1 / EN ISO 18674	medio - alto
Módulo de Menard	E _M	MWD	EN ISO 22476-15	bajo

Dichos ensayos permiten obtener parámetros del terreno que pueden ser utilizados en ecuaciones empíricas para la determinación del módulo de elasticidad. Entre los modelos empíricos tenemos:

Metodología propuesta por Duncan & Buchignani (1976)

Este modelo permite estimar el módulo de elasticidad drenado E_u en suelos cohesivos.

Consiste en estimar un valor para la relación (E_u/S_u) del suelo a partir de la resistencia al corte no drenado (S_u) obtenida en campo o laboratorio, y del valor de la relación de sobreconsolidación (OCR). A partir del valor de la relación (E_u/S_u) estimada, es posible determinar el módulo no drenado (E_u) interpolando con el valor de Índice de plasticidad del terreno, como se muestra en la Figura 13.

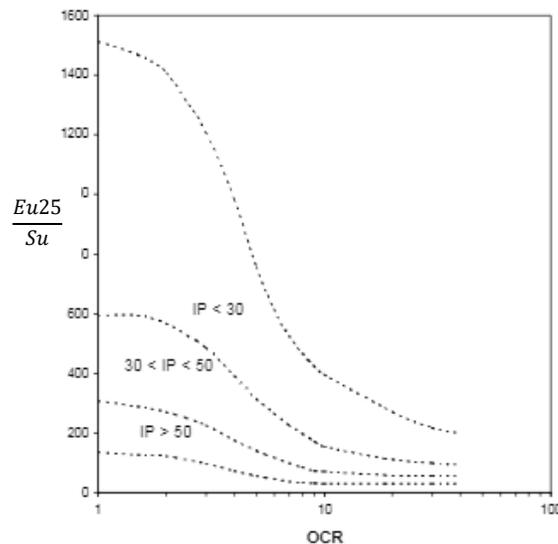


Figura 13. Relación (E_u/S_u) en función de OCR e IP (Fuente: Duncan y Buchignani, 1976)

Metodología propuesta por Schmertmann (1978)

El método propone estimar el módulo de elasticidad representativo de un nivel de esfuerzo de alrededor de 25% del esfuerzo de falla en arenas normalmente consolidadas.

La relación de E_{d25} / q_c presenta un rango de variación entre 1,5 y 3 por lo que se puede estimar el valor de E_d para arenas normalmente consolidadas como:

$$E_d = 2q_c; \text{ Para fundaciones Superficiales} \quad (9)$$

$$E_d = 2,5q_c; \text{ Para zapatas individuales} \quad (10)$$

$$E_d = 3q_c; \text{ Para zapatas corridas} \quad (11)$$

Donde:

q_c = resistencia del terreno calculado por medio del ensayo del cono de penetración (CPT)

Metodología propuesta por Kulhawy & Callanan (1990)

Resulta complicado relacionar el módulo de elasticidad drenado de arenas con el valor obtenido de número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT) ya que producen resultados dispersos, esto es debido a que los valores de N (Número de golpes) varían con diferentes factores que no se han tomado en cuenta en estas correlaciones.

Sin embargo, como primer orden de estimación, Kulhawy y Callanan proponen el uso de las siguientes ecuaciones empíricas para la determinación del módulo de elasticidad drenado de arenas:

$$\frac{E_d}{P_a} = 5N_{60}; \text{ Para arenas finas} \quad (12)$$

$$\frac{E_d}{P_a} = 10N_{60}; \text{ Para arenas normalmente consolidadas} \quad (13)$$

$$\frac{E_d}{P_a} = 15N_{60}; \text{ Para arenas Sobre consolidadas} \quad (14)$$

Metodología basada en Ensayo Presiométrico de Ohya Et Al (PMT)

Este método permite determinar el módulo de elasticidad en suelos cohesivos a partir de prueba de presurímetro.

En este método se asume que el módulo de elasticidad resultante por presurímetro es igual al módulo de elasticidad no drenado del terreno.

$$E_{PMT} = E_u$$

Para un uso práctico, se correlaciona E_{PMT} con el valor obtenido en un ensayo de penetración estándar (SPT) N, basado en la siguiente expresión.

$$\frac{E_{PMT}}{P_a} = 19.3 * N^{0.63} \quad (15)$$

Donde:

N = Número de golpes resultantes en la prueba SPT

Pa = Presión atmosférica

Metodología basada en Ensayos Geofísicos de Santos y Correia (2003)

Santos & Correia (2003), propone una ecuación empírica para la determinación del módulo de corte secante, el cual está basado en los estudios realizados por Vardenega y Bolton (2013) y se muestra en la ecuación 16:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a * \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)} \quad (16)$$

Donde:

G₀ = Módulo de corte para deformaciones muy pequeñas

Y = Deformación unitaria por corte del suelo

Y_{ref} = Deformación por corte del terreno que depende del parámetro de índice de plasticidad

$$(Arenas) \gamma_{ref} \approx 0.02 - 0.1$$

$$(Arcillas) \gamma_{ref} = 0.0022 * IP$$

Para la determinación del módulo de corte para deformaciones muy pequeñas G₀, se emplean correlaciones establecidas por Anagnostopoulos (2003) y Imai y Tonouchi (1982), presentadas a continuación:

$$G_0 = 58 * q_c^{1.17} \quad (17)$$

$$G_0 = 14.4 * N^{0.68} \quad (18)$$

Donde:

q_c = Carga de Punta del ensayo de cono de penetración (CPT)

N = Número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT)

Una vez obtenido el módulo de corte (G) se estima el módulo de elasticidad (E) haciendo uso de la ecuación (1) propuesta por la teoría de elasticidad.

2.2.7 Esfuerzos en el suelo

Para el cálculo de asentamientos de cimentaciones, se requiere conocer los esfuerzos por peso propio y los que una sobrecarga impuesta induce dentro de la masa del terreno. Por lo anterior, se presentan las soluciones que se utilizan para determinar los esfuerzos dentro de la masa del terreno, según sean las características de éste y según la geometría y configuración de las cargas aplicadas (Das, 2013).

2.2.7.1 Esfuerzos producidos por el peso propio del terreno

Los esfuerzos generados en el Terreno a cualquier profundidad debido a peso propio se calculan simplemente considerando el peso de éste por encima de dicha profundidad (Lambe)

Así pues, solo dependerá del peso unitario a la profundidad estudiada como se indica en la ecuación 19.

$$\sigma = Z * \gamma \quad (19)$$

Donde:

σ = Esfuerzo generado en el terreno a una profundidad

Z = Profundidad de interés

γ = Peso unitario del terreno

2.2.7.2 Esfuerzos producidos por cargas aplicadas

Muchas de las soluciones obtenidas para las distribuciones de esfuerzos en el terreno, se derivan de los trabajos de Boussinesq, quien en el año de 1885 desarrolló una expresión matemática para obtener el incremento de esfuerzo en una masa semi-infinita de suelo debido a la aplicación de una carga puntual en su superficie. La expresión de Boussinesq se ha integrado para obtener soluciones en áreas cargadas y se ha modificado para tomar en cuenta sistemas de varios estratos.

La solución de Boussinesq para resolver el problema de la distribución de esfuerzos en el interior de una masa de suelo se basa en las siguientes hipótesis: a) el suelo es un medio continuo; b) el suelo es un medio semi-infinito; c) el suelo es un medio homogéneo; d) el suelo es un material isotrópico; e) el suelo es un material elástico lineal (Juárez & Rico, 1995).

Esfuerzo producido por una carga puntual

La ecuación 20 representa la ecuación de Boussinesq para calcular el esfuerzo vertical inducido por una carga puntual aplicada sobre la superficie del terreno en el interior del mismo como se muestra en la Figura 14.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(L)^5} \quad (20)$$

Dónde:

P = carga puntual actuante

z = profundidad del punto donde se calcula el esfuerzo

L = Distancia lineal desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de estudio.

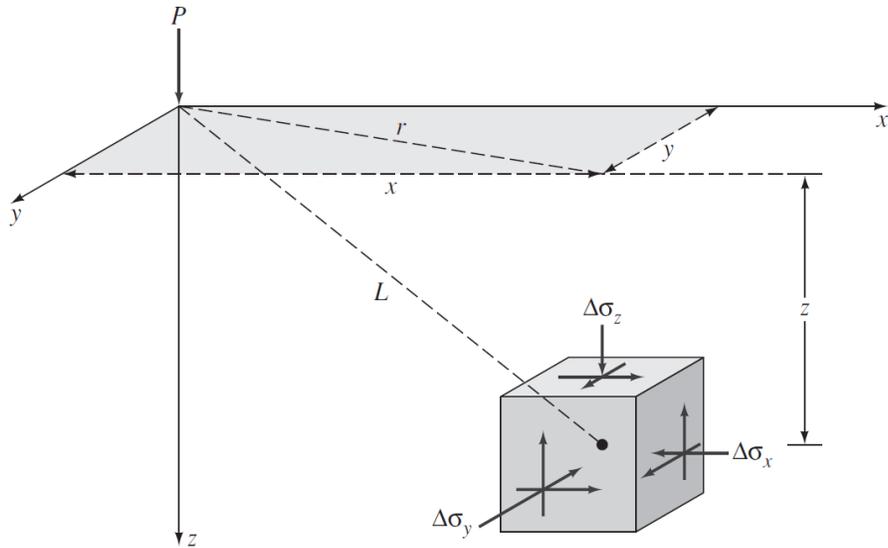


Figura 14. Esfuerzos inducidos en un punto de una masa de suelo por una carga puntual (Fuente: Das, 2013)

Esfuerzo producido por carga lineal de longitud finita

El cálculo de esfuerzo vertical inducido en un punto de la masa del terreno debajo del origen “O” por una carga lineal de longitud finita en la superficie del suelo, se realiza mediante la integración de la solución de Boussinesq para carga puntual a lo largo de toda la carga lineal. La solución para este caso de carga es la siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(x^2 + z^2)} \quad (21)$$

Dónde:

q = Carga por unidad de longitud

x = Longitud que hay entre el eje z y la carga lineal

z = Profundidad en donde se calcula el esfuerzo.

La Figura 15 presenta un esquema de la distribución de esfuerzos con carga lineal

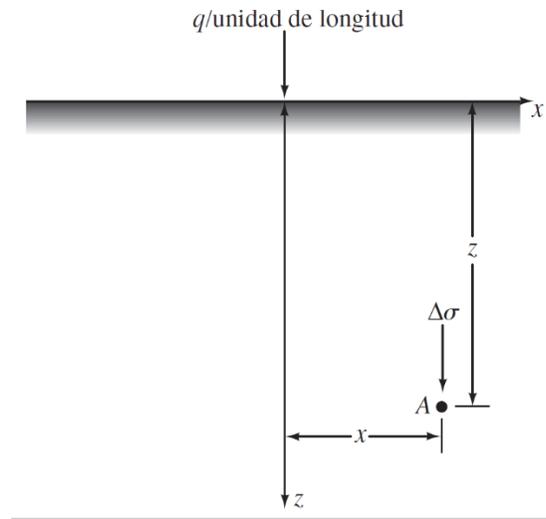


Figura 15. Distribución de esfuerzos con carga lineal de longitud finita (Fuente: Das, 2013)

Esfuerzo inducido debajo de un área rectangular uniformemente cargada

El esfuerzo σ_z bajo la esquina de una superficie rectangular uniformemente cargada con q unidades de carga por unidad de área a una profundidad z , se obtiene al integrar la solución de Boussinesq para carga puntual en toda el área rectangular como se muestra en la Figura 16. La solución para este caso de carga se muestra en la ecuación 21, 22 y 23.

$$\Delta\sigma_c = q * I_c \quad (22) \quad m_1 = \frac{L}{B} \quad (23) \quad n_1 = \frac{z}{B} \quad (24)$$

Dónde:

q = Carga aplicada rectangularmente

I_c = Factor de influencia definido en tablas (Das, 2013) que es función de m_1 y n_1

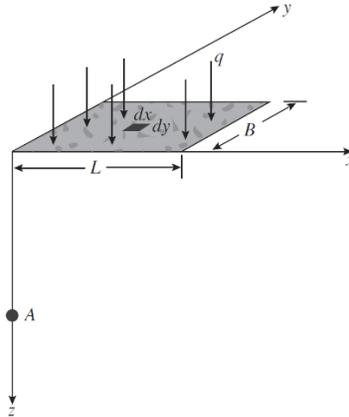


Figura 16. Esfuerzo vertical debajo de la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada
(Fuente: Das, 2013)

Esfuerzo inducido debajo de un área circular uniformemente cargada

Utilizando la solución de Boussinesq para el esfuerzo vertical causado por carga puntual, también se puede desarrollar la expresión para cálculo de esfuerzo vertical por carga circular como se muestra en la Figura 17 mediante integración como se muestra en la ecuación 25.

$$\Delta\sigma = q * \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (25)$$

Dónde:

q = Carga distribuida en el área circular

R = Radio de la superficie circular (L)

z = Profundidad en donde se calcula el esfuerzo.

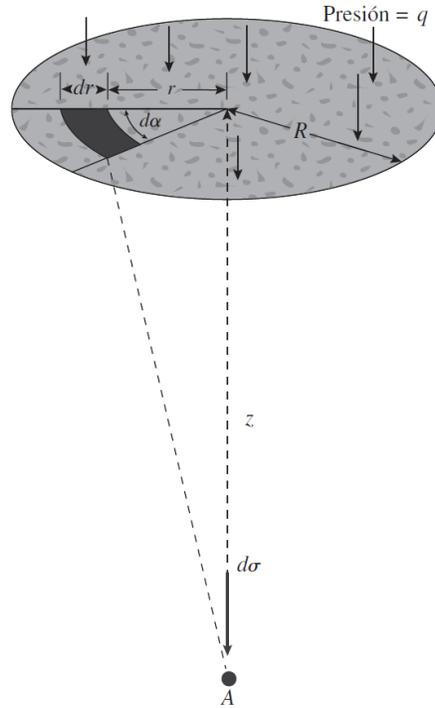


Figura 17. Esfuerzo vertical debajo del centro de un área circular flexible de carga uniforme (Fuente: Das, 2013)

2.2.8 Estimación de asentamientos de estructuras

El esfuerzo que se le aplica al terreno gracias a las cargas estructurales que están aplicadas sobre éste, producen una compresión de las capas que lo conforman. Esta compresión es causada por la deformación de las partículas de suelo, su reubicación y por la expulsión de agua de éste.

En general, el asentamiento generado por las cargas sobre el terreno se divide en tres (3) grandes categorías: asentamiento *inmediato* o *a corto plazo*, asentamiento *por consolidación primaria* y asentamiento *por consolidación secundaria* (Das, 2013).

El presente trabajo se basará únicamente en el asentamiento inmediato, el cual representa los asentamientos ocurridos en el terreno al momento de aplicar la carga, es decir, bajo condiciones no drenadas.

Existen numerosas metodologías para la determinación del asentamiento inmediato. A continuación, se desarrollarán brevemente algunas de estas metodologías.

Asentamiento basado en la teoría de la elasticidad

Esta metodología está basada en ley de Hooke, en la cual se establece que:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \int_0^H (\Delta\sigma_z - \mu_s \Delta\sigma_x - \mu_s \Delta\sigma_y) dz \quad (26)$$

Asumiendo que la cimentación es perfectamente flexible (Bowles, 1987), el asentamiento se puede expresar como lo indica la ecuación 26.

$$S_e = q_o(\alpha B') \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (27)$$

Donde:

S_e = Asentamiento Inmediato

q_o = Presión neta aplicada sobre la cimentación

α = Factor de ubicación de análisis (Centro de la cimentación = 4; Esquina de la cimentación = 1)

B' = Lado corto / 2 de la cimentación cuando el estudio es en el centro de ésta; Lado corto de la cimentación cuando el estudio es en una esquina de ésta

μ_s = Relación de Poisson del Terreno

E_s = Módulo de Elasticidad ponderado del terreno

I_s e I_f = Factor de forma y profundidad (Bowles, 1987)

Dada a la naturaleza no homogénea del terreno, la magnitud de E_s puede variar con la profundidad del terreno. Es por ello que Bowles (1987) propone el uso de un promedio ponderado del módulo de elasticidad del terreno.

Asentamientos estimados por gráficos de diseño

Uno de los gráficos más útiles para estimar el asentamiento inmediato es el propuesto por Janbu, Bjerrum y Kjaernsli (1956) los cuales se muestran en la figura 18. Dicho gráfico provee estimaciones promedio del asentamiento inmediato bajo cargas uniformes, de áreas flexibles, circulares o rectangulares, en suelos que pueden ser asumidos como elásticos e incompresibles

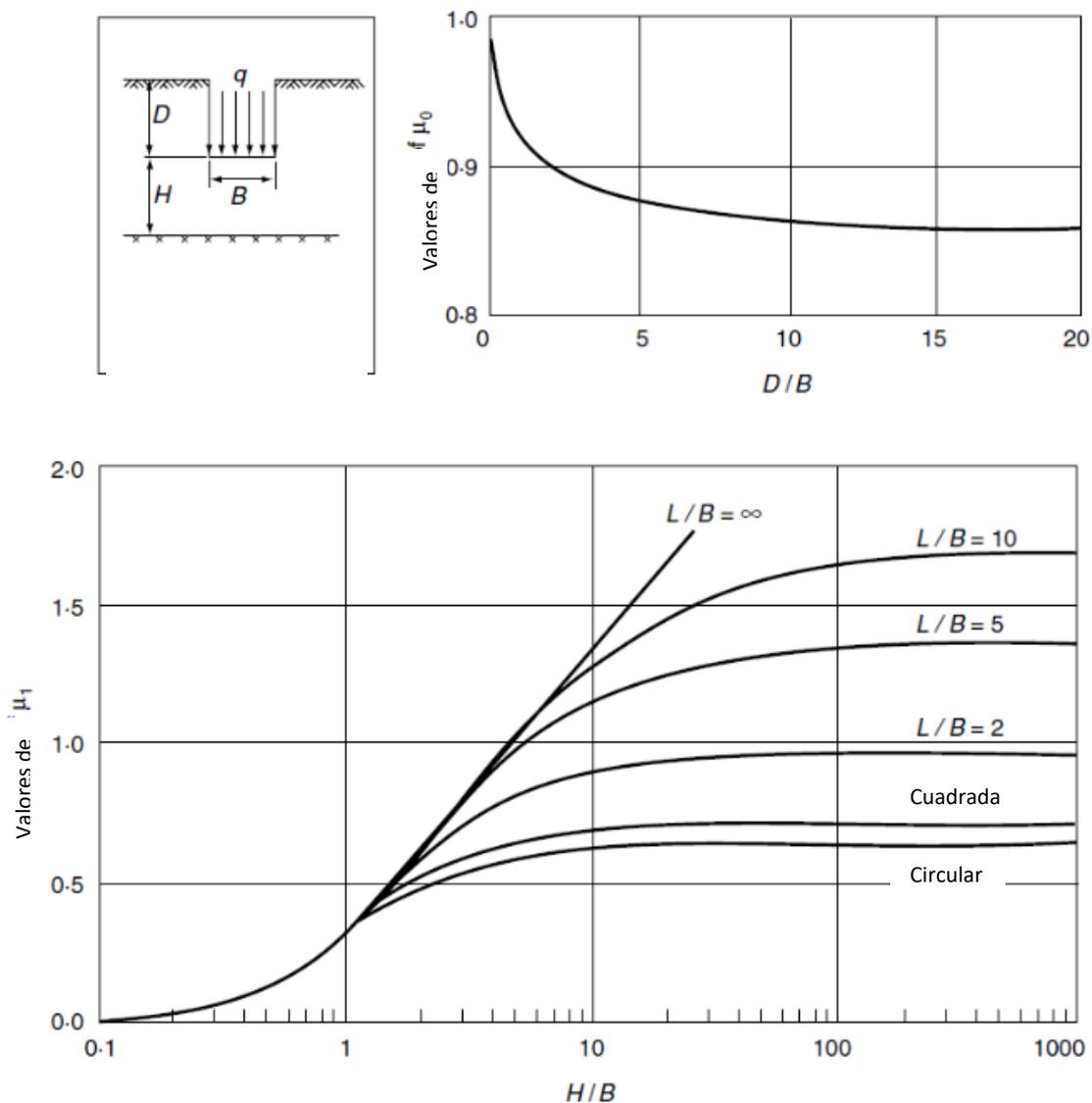


Figura 18. Diagramas de estimación de los factores μ_0 y μ_1 para el cálculo del asentamiento inmediato promedio (Fuente: Simons et al, 1999)

Generalmente los perfiles reales del terreno que se encuentran depositados naturalmente consisten en capas de suelo con diferentes propiedades que reposan sobre un estrato duro. Entre estas capas el módulo de elasticidad generalmente aumenta con la profundidad (Gibson, 1967)

El gráfico mostrado en la figura 18 debe ser usado tomando en cuenta la variación de E con la profundidad reemplazando el sistema de capas múltiples por una hipotética capa sobre una base rígida. La profundidad de esta capa hipotética es extendida sucesivamente incorporando cada una de las capas reales del suelo y los valores del módulo de elasticidad van incorporándose en cada caso de asentamiento calculado por capa. Finalmente se restará el efecto de la capa hipotética sobre la capa real en estudio. La suma de cada asentamiento calculado, el cual se obtiene por medio de la ecuación 27, da el resultado del asentamiento total

$$\rho = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} \quad (28)$$

Donde:

ρ = Asentamiento Inmediato promedio

q = Carga aplicada

B = Longitud representativa de la fundación

μ_0 y μ_1 = Factores dependientes de las dimensiones de la fundación y de la profundidad de estudio

Ecuación de Mayne y Poulos

Mayne y Poulos (1999) presentaron una fórmula mejorada para el cálculo de asentamiento inmediato. Esta fórmula toma en cuenta la rigidez de la cimentación, la profundidad de empotramiento de la misma, el incremento en el módulo de elasticidad del terreno y la ubicación de los estratos rígidos a una profundidad limitada.

Para el uso de la ecuación se requiere determinar, en caso de ser rectangular, el diámetro B_e :

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \quad (29)$$

Donde B y L son las dimensiones de ancho y largo de la fundación.

Definido el parámetro anterior, el asentamiento inmediato debajo del centro de la cimentación se calcula tal como indica la ecuación 30.

$$S_e = \frac{q_o B' I_G I_F I_E}{E_o} (1 - \mu_s^2) \quad (30)$$

Donde:

B' = Lado corto / 2 de la cimentación cuando el estudio es en el centro de ésta; Lado corto de la cimentación cuando el estudio es en una esquina de ésta

I_G = Factor de influencia para la variación de E_s con la profundidad

I_F = Factor de corrección por rigidez de la cimentación

I_E = Factor de corrección por empotramiento de la cimentación

Asentamientos en suelos arenosos: factor de influencia de la deformación unitaria

El asentamiento de suelos granulares también se pueden evaluar utilizando un factor semiempírico de influencia de la deformación unitaria (Schmertmann, 1978) y se calculará como lo indica la ecuación 31.

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (31)$$

Donde:

I_z = Factor de influencia de la deformación unitaria

C1 = Factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación =

$$1 - 0,5 \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right)$$

C2 = Factor de corrección que toma en cuenta la fluencia plástica del suelo =

$$1 - 0,2 \log \left(\frac{\text{T tiempo en años}}{0,1} \right)$$

\bar{q} = Esfuerzo a nivel de la cimentación

q = esfuerzo efectivo en la base de la cimentación

Es = Módulo de elasticidad del terreno

El factor de influencia de la deformación unitaria varía según la profundidad, éste inicia en un valor de $I_z = 0.1$ para cimentaciones cuadradas o circulares y $I_z = 0.2$ para fundaciones con relación largo / ancho ≥ 10 y llega a su máximo ($I_{z(m)}$). A partir de este, disminuye hasta hacerse cero a una profundidad $Z = 2B$ para cimentaciones cuadradas o circulares y $Z = 4B$ para fundaciones con relación largo / ancho ≥ 10

El máximo factor será de 0.5 como se puede observar en la figura 19.

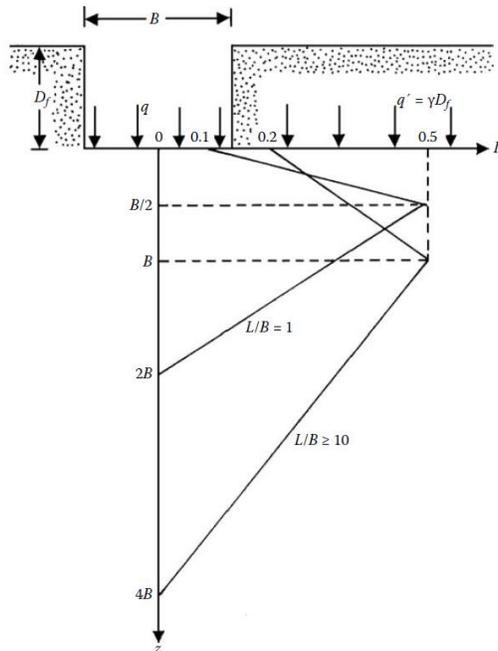


Figura 19. Variación de I_z respecto a ZB (Fuente: Das, 2009).

Asentamientos en suelo granular basado en la resistencia a la penetración estándar (SPT)

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la presión de carga neta para cimentaciones con la resistencia a la penetración estándar, N_{60} , definida como lo indica la ecuación 32.

$$q_{neta} = \bar{q} - \gamma D_f \quad (32)$$

Donde D_f representa la profundidad de la base de la cimentación

De acuerdo a la teoría de Meyerhof, para un asentamiento de 25 mm máximo estimado será igual a lo indicado en las ecuaciones 33 y 34.

$$q_{neta}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0,08} \text{ Para } B \leq 1,22 \text{ m} \quad (33)$$

$$q_{neta}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0,125} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \text{ Para } B > 1,22 \text{ m} \quad (34)$$

Sin embargo, varios investigadores han observado que los resultados de sus correlaciones son conservadores. Más adelante Bowles (1977) propuso una nueva forma modificada, tal como lo indican las ecuaciones 35 y 36.

$$q_{neta}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{2.5} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \text{ Para } B \leq 1,22 \text{ m} \quad (35)$$

$$q_{neta}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0,125} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \text{ Para } B > 1,22 \text{ m} \quad (36)$$

Donde:

F_d = Factor de profundidad

S_e = Asentamiento Inmediato en mm

El N_{60} será la resistencia a la penetración estándar entre el fondo de la cimentación y 2B debajo del fondo.

De igual manera Burland y Burbidge (1985) Propusieron un método para calcular el asentamiento inmediato en un terreno arenoso utilizando el número de penetración estándar.

Como primer paso se obtendría la variación de los números de penetración en campo dependiendo de las condiciones de éste. Posteriormente se determinaría la profundidad de la influencia del esfuerzo (z') y finalmente se calcularía el asentamiento como lo indica la ecuación 37.

$$\frac{S_e}{B_R} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \left[\frac{1,25 \left(\frac{L}{B}\right)}{0,25 + \left(\frac{L}{B}\right)} \right]^2 \left(\frac{B}{B_R}\right)^{0,7} \left(\frac{q'}{P_a}\right) \quad (37)$$

Donde:

α_1 = Constante de Burland y Burbidge

α_2 = Índice de compresibilidad

α_3 = Corrección para la profundidad de influencia

P_a = Presión atmosférica

L = Longitud de la cimentación

Asentamientos en suelo granular basado en la prueba del presurímetro (PMT)

Briaud (2007) propuso un método basado en pruebas con el presurímetro del que se pueden deducir diagramas de carga-asentamiento.

El resultado final de este estudio nos permite obtener el asentamiento por medio de la ecuación 38.

$$\frac{S_e}{B} = 0,24 \frac{\Delta R}{R_o} \quad (38)$$

Donde:

R_o = Radio inicial de la cavidad del PMT

ΔR = Incremento en el radio de la cavidad

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y diseño de investigación

El presente trabajo elaborado corresponde con un nivel de investigación comparativa, cuya meta es comparar con la mayor exactitud posible dos o más términos que puedan ser de muy diversa índole, para analizar y sintetizar sus diferencias y similitudes.

3.2 Metodología de la investigación

En este capítulo se explica el proceso utilizado en la investigación de acuerdo a lo realizado para cumplir con los objetivos estipulados en el Capítulo I del presente trabajo. Este proceso se divide en tres (3) etapas:

Etapa I. Investigación de la información

En esta primera etapa del trabajo se estudian las diferentes metodologías disponibles para realizar el cálculo del módulo de elasticidad del terreno y obtener las diferencias entre ellas.

Se investigan tres (3) casos reales en múltiples fuentes que nos permitan analizar las características del terreno y de la acción de las estructuras en éste, para así, por medio de retrocálculo, obtener valores de referencia de módulo de elasticidad que permitan realizar las comparaciones posteriores con los calculados por medio de las metodologías.

Etapa II. Cálculo

Para esta etapa se desarrollan los retrocálculos de los módulos de elasticidad a partir de la información disponible del terreno y de los datos de asentamientos y cargas medidos en las estructuras investigadas. Se hace uso de diferentes correlaciones que permitan ayudar en la

estimación de la obtención del módulo para los casos donde la información del terreno sea insuficiente.

Adicionalmente se realizan los cálculos de los módulos de elasticidad por las diferentes metodologías las cuales utilizan información parcial o total del terreno. De igual manera como en el retrocálculo, se realizan estimaciones por medio de correlaciones en los casos que se tenga información parcial para el cálculo del módulo.

Etapa III. Análisis de los resultados

En esta última etapa se realiza una comparación de los diferentes módulos de elasticidad obtenidos por las metodologías con el obtenido por el retrocálculo, tomando este último como el valor de referencia que representa el estado real del terreno.

Las diferencias obtenidas permiten conocer la precisión de las metodologías que definen el valor de resistencia del terreno (dependiente del módulo de elasticidad) y, por lo tanto, conocer los estudios que se requieren realizar en el terreno para obtener un valor más preciso de resistencia de éste.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO

4.1 Información Disponible y organización de la información

4.1.1 Definición de casos para aplicación de retrocálculo

A continuación, se presentan tres casos documentados con información relevante para el desarrollo del trabajo, tales como información de parámetros del terreno, mediciones de asentamiento y estimación de cargas, e información obtenida a partir de mediciones *in situ* en las cercanías de la estructura o en laboratorios. La selección de cada caso se basó en dos criterios: reconocimiento mundial y disposición de información publicada.

Ensayos de carga a gran escala de fundaciones superficiales de la Universidad de Texas A&M

Este caso fue desarrollado por la universidad de Texas A&M, con el objetivo de analizar el comportamiento de las fundaciones superficiales con diferentes cargas aplicadas, para el uso de éstas en puentes en Estados Unidos como alternativa a las fundaciones profundas.

El caso consiste en el estudio de cinco zapatas de distinta geometría, fundadas sobre un terreno predominantemente arenoso, en la cual se determinan características y parámetros del suelo y se estudia el comportamiento general de cada fundación. En la Figura 20 se presenta esquema en planta del sitio y fundación a estudiar.

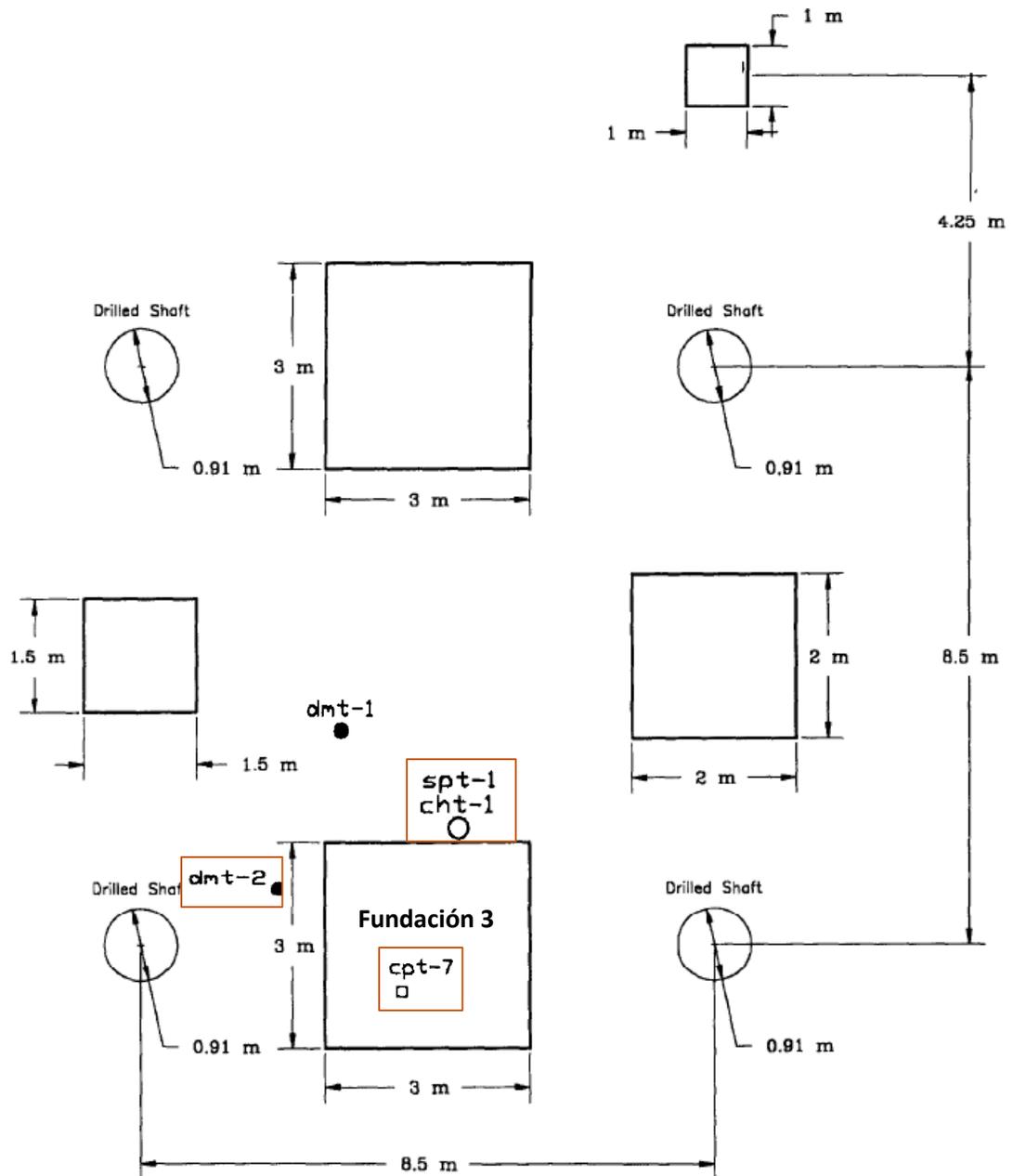


Figura 20. Esquema en planta del grupo de zapatas (Fuente: Universidad de Texas A&M)

Entre los diversos estudios realizados para el cálculo de parámetros de las fundaciones, se incluyen ensayos de penetración estándar (SPT), ensayo de cono de penetración (CPT), ensayo Cross Hole (cht), Ensayo del Dilatómetro (DMT) y ensayo presiométrico (PMT).

Para este trabajo se considera únicamente lo relacionado a la fundación tres (3) y datos relevantes de estudios en ubicaciones cercanas a esta fundación indicados en el esquema de la figura 20.

La fundación es de concreto reforzado, con geometría cuadrada de dimensiones 3 m x 3 m, con un espesor de 1,346 m. Está fundada a una profundidad de 0,762 m de la superficie y es cargada externamente hasta los 9 MN provocando un asentamiento en la zapata de 151 mm. Este caso de carga se realizó hasta la falla, ya que el estudio se basó en el ensayo de carga en la zapata, por lo que se considera para este trabajo el 50% de la carga aplicada para la zapata el cual genera un asentamiento de 25 mm (límite máximo típico para fundaciones superficiales en proyectos de rutina).

El terreno está formado por estratos arenosos con peso unitario aproximado de 0,015 MN/m³. En la Figura 21 se muestra un esquema de perfil del terreno.

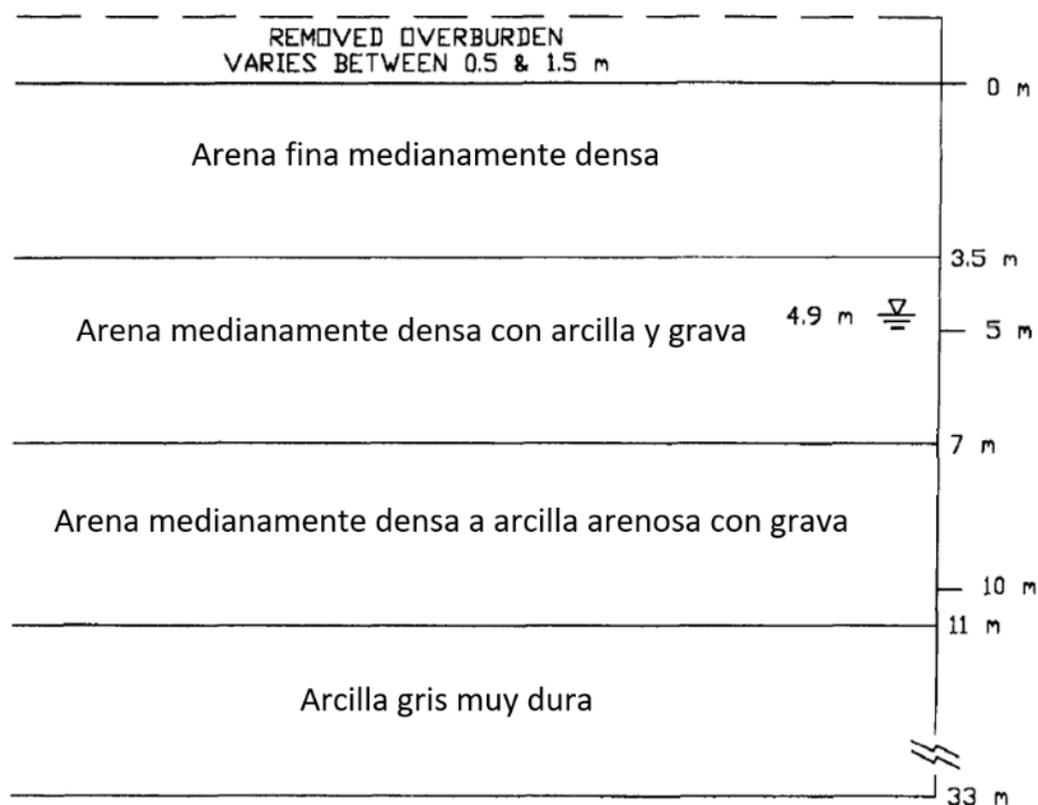


Figura 21. Perfil del Terreno Fundaciones Superficiales en Arena (Fuente: Universidad de Texas A&M)

Catedral de San Petersburgo

La catedral de San Petersburgo es la cuarta catedral más grande de Europa. Fue construida en un periodo mayor a cuarenta años, y representa un caso particular de ingeniería geotécnica debido a que ha experimentado asentamientos diferenciales en su estructura desde mediados de su construcción, lo que ha generado deformaciones importantes, fisuras e inclinación de los pórticos.

La estructura de 100 m de altura con huella en forma de cruz de 100 m x 92 m con una losa de fundación ubicada a una profundidad de 7,5 m sobre la superficie y pilotes de madera, soportan una carga de 3155 MN logrando generar un asentamiento registrado de un (1) metro. La fundación descansa principalmente sobre un terreno blando arcilloso con un peso unitario total de aproximadamente $0,020 \text{ MN/m}^3$, que se ubica bajo un relleno de material de grano grueso y suelos del lecho marino. Los pilotes de madera fueron hincados en el estrato de arenas con materia orgánica, como se muestra en la Figura 22, Sin embargo, el mayor asentamiento ocurrido en la catedral se debe al terreno arcilloso ubicado bajo el estrato de arenas, por lo que el efecto de soporte de los pilotes contra el asentamiento es nulo.

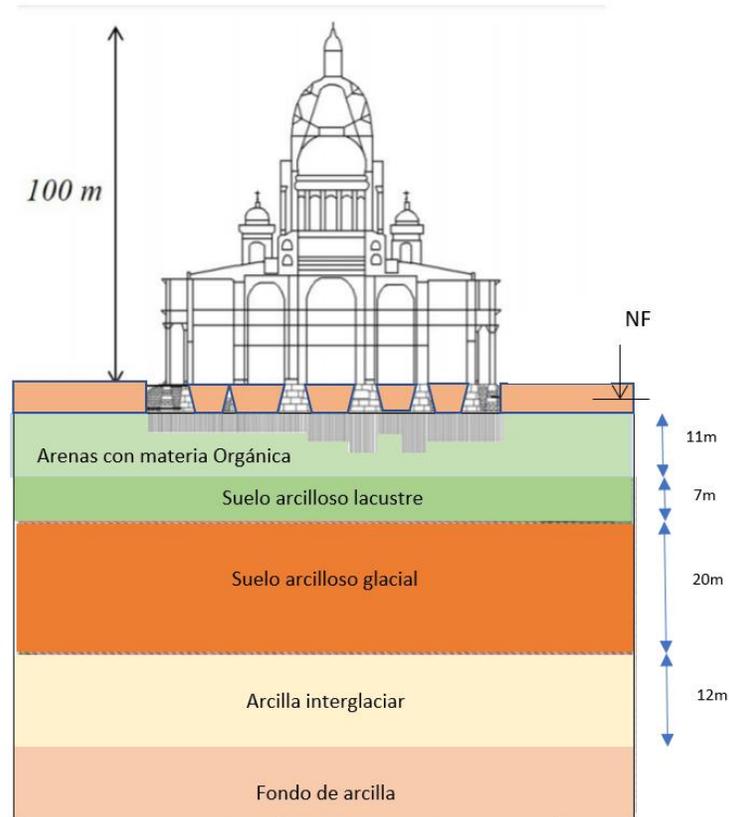


Figura 22. Perfil del Terreno de la Catedral de St. Isaac (Fuente: Shidlovskaya, briaud y Mohammadrajabi, 2017)

Entre la documentación disponible obtenida de la publicación, se tienen resultados de ensayos tales como: cono de penetración estándar (CPT), contenido de humedad del suelo (w), índices de plasticidad (IP), resistencia al corte no drenado (S_u) y ensayos triaxiales

Monumento de Washington

El monumento consiste en una gran columna de 169,16 m de altura, que fue construida durante un periodo de 40 años y que se ha asentado desde el inicio de su construcción.

La fundación de la estructura originalmente consistía en una fundación cuadrada de 27 m de lado, fue fundada a una profundidad de 7,5 m sobre un estrato de arena y arcilla muy blando lo que ocasionó un asentamiento aproximado de 1,38 m. Para el año 1879 la

fundación fue ampliada debido a un incremento en su altura que requería una mayor área de distribución de fuerzas, quedando así un anillo cuadrado de concreto con dimensión de 36 m fundada a una profundidad de 11,23 m desde la superficie soportando una carga de 607,7 MN, y que generó un nuevo asentamiento de 0,119 m, valor utilizado en los cálculos de las estimaciones correspondientes. El terreno está formado por una capa de arena arcillosa y una capa de arcillas blandas con un peso unitario aproximado de 0.017 MN/m^3 , se presentan en la figura 23 un esquema del perfil del terreno.

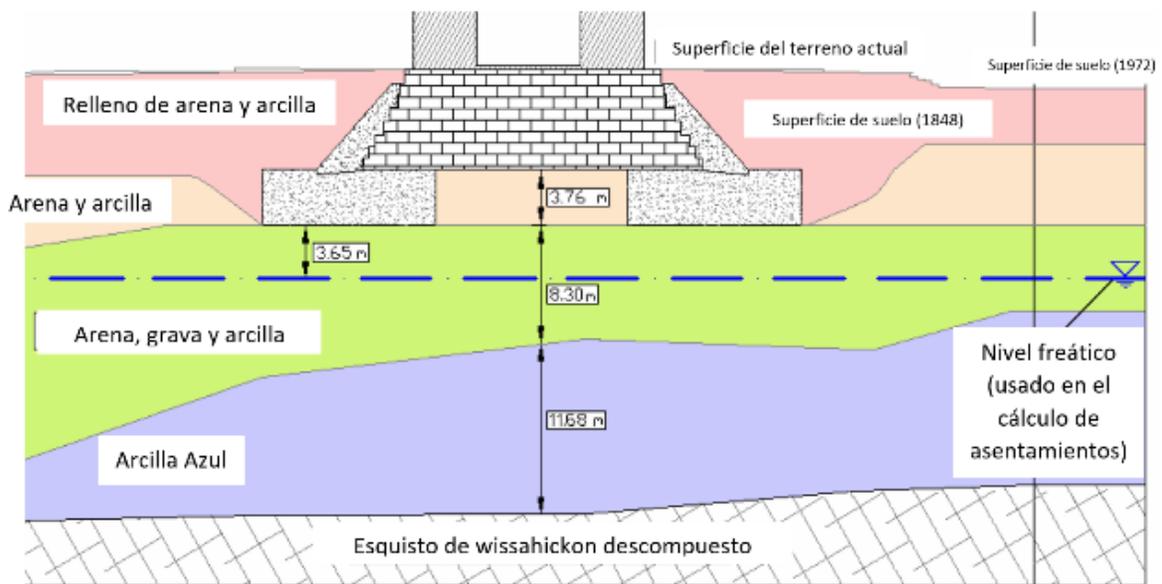


Figura 23. Perfil del Terreno del monumento de Washington (Fuente: Briaud, Rhee, Lacy y Nicks, 2009)

Se dispone de información publicada de: prueba de penetración estándar (SPT), ensayo de cono de penetración (CPT), índice de plasticidad (IP), índice de compresibilidad (Cc), y contenido de humedad (W).

4.1.2 Definición de metodologías a comparar

En la Tabla 4 se presentan las metodologías a emplear en cada caso. Estas metodologías fueron seleccionadas considerando la data disponible de cada uno de los papers seleccionados para esta tesis.

Tabla 4. Metodologías para el cálculo del módulo de elasticidad

CASO DE ESTUDIO	METODOLOGIA O ENSAYO
Ensayos de carga a gran escala de fundaciones superficiales de la Universidad de Texas A&M	Ensayo de Dilatómetro
	Ensayo de Presurímetro
	Método de Kulhawy y Callanan
	Método de Shmertmann
	Método de Santos y Correia
Catedral de San Petersburgo	Ensayos Triaxiales
	Método de Duncan y Buchignani (Su)
	Método de Duncan y Buchignani (qc)
	Método de Santos y Correia
Monumento de Washington	Método de Duncan y Buchignani (Su)
	Método de Ohya et al
	Método de Kulhawy y Callanan
	Método de Santos y Correia

4.2 Estimación del módulo de elasticidad (E)

La estimación de los módulos de elasticidad del terreno fue realizada mediante retrocálculo y con el uso de las metodologías y ensayos mencionados en la Tabla 4

Estas estimaciones permitieron obtener diferentes valores de rigidez del terreno con el fin de conocer la precisión de las diferentes metodologías en la determinación del módulo de elasticidad.

Las estimaciones del módulo de elasticidad en el terreno por las distintas metodologías y ensayos, están basadas en datos de exploraciones realizadas mucho tiempo después de la construcción de las estructuras, en áreas cercanas y no cargadas, por lo que las condiciones del terreno podrían ser similares a las condiciones antes de construidas las estructuras y por ende los módulos de elasticidad estimados representan las condiciones no drenadas del terreno, (módulos no drenados).

Las estimaciones por retrocálculo están basadas en el asentamiento total medido en la estructura. Este asentamiento incluye dos componentes: asentamiento inmediato y

asentamiento por consolidación. Este último debido a que el terreno en donde está fundada la estructura ha sufrido un proceso de drenado por estar sometido a cargas durante mucho tiempo y es por ello que los módulos de elasticidad obtenidos resultan ser drenados (E_d).

Con la intención de comparar los módulos de elasticidad de distintas metodologías con el estimado por retrocálculo se hace necesario el uso de la ecuación 2 para la conversión de módulos drenados a no drenados.

4.2.1 Ensayos de carga a gran escala de fundaciones superficiales de la Universidad de Texas A&M

4.2.1.1 Estimación del módulo de elasticidad por Retrocálculo

El terreno en el que está fundada la zapata consiste en un conjunto de capas de arena de grano medio que reposan sobre un estrato de arcilla muy dura. Para la determinación del módulo de elasticidad se utilizó la información publicada detallada en la Tabla 5.

Tabla 5. Información publicada de los ensayos de carga de la Universidad de Texas A&M

Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Carga aplicada	4.50	MN
Peso Unitario promedio del terreno	0.015	MN/m ³
Esfuerzo en la base	0.500	MPa
Esfuerzo efectivo en la base	0.012	MPa
Asentamiento total medido	0.025	m

La determinación del módulo de elasticidad por estratos se realizó en base a la ecuación del cálculo de asentamiento para suelos arenosos por medio del factor de influencia de deformación unitaria propuesta por Schmertmann (1978), el cual propone lo mostrado en la ecuación 31.

Considerando que el dato disponible para el caso estudiado es el asentamiento total bajo ciertas condiciones de carga (ver sección 4.1.1), fue necesario estimar el porcentaje de dicho asentamiento total correspondiente a cada estrato del subsuelo debajo de la fundación.

Para ello, el perfil de suelo mostrado en la Figura 21 fue dividido en estratos de 1 m de espesor, desde la base de la fundación hasta una profundidad igual a 2B (es decir, 6 m) por debajo de la misma, considerando dicho valor de 2B igual a la profundidad de influencia de la cimentación, según el criterio de Schemertmann (1978) para zapatas cuadradas en arena.

De acuerdo a lo anterior, se desarrolló una expresión para un factor de asentamiento, definido como la relación entre el asentamiento total medido para un estrato de un (1) metro y la sumatoria de los asentamientos por estratos de un (1) metro, tal como se muestra en la ecuación 39.

$$F = \frac{C_1 C_2 (\bar{q} - q) \frac{I_{zn}}{E_{sn}} \Delta z}{C_1 C_2 (\bar{q} - q) \frac{I_{z1}}{E_{s1}} \Delta z + C_1 C_2 (\bar{q} - q) \frac{I_{z2}}{E_{s2}} \Delta z + \dots + C_1 C_2 (\bar{q} - q) \frac{I_{zn}}{E_{sn}} \Delta z} \quad (39)$$

Considerando que, según Schmertmann (1978) el módulo de elasticidad E_s se estima como lo mencionado en la ecuación.

$$E_s = n * N_{60} \quad (40)$$

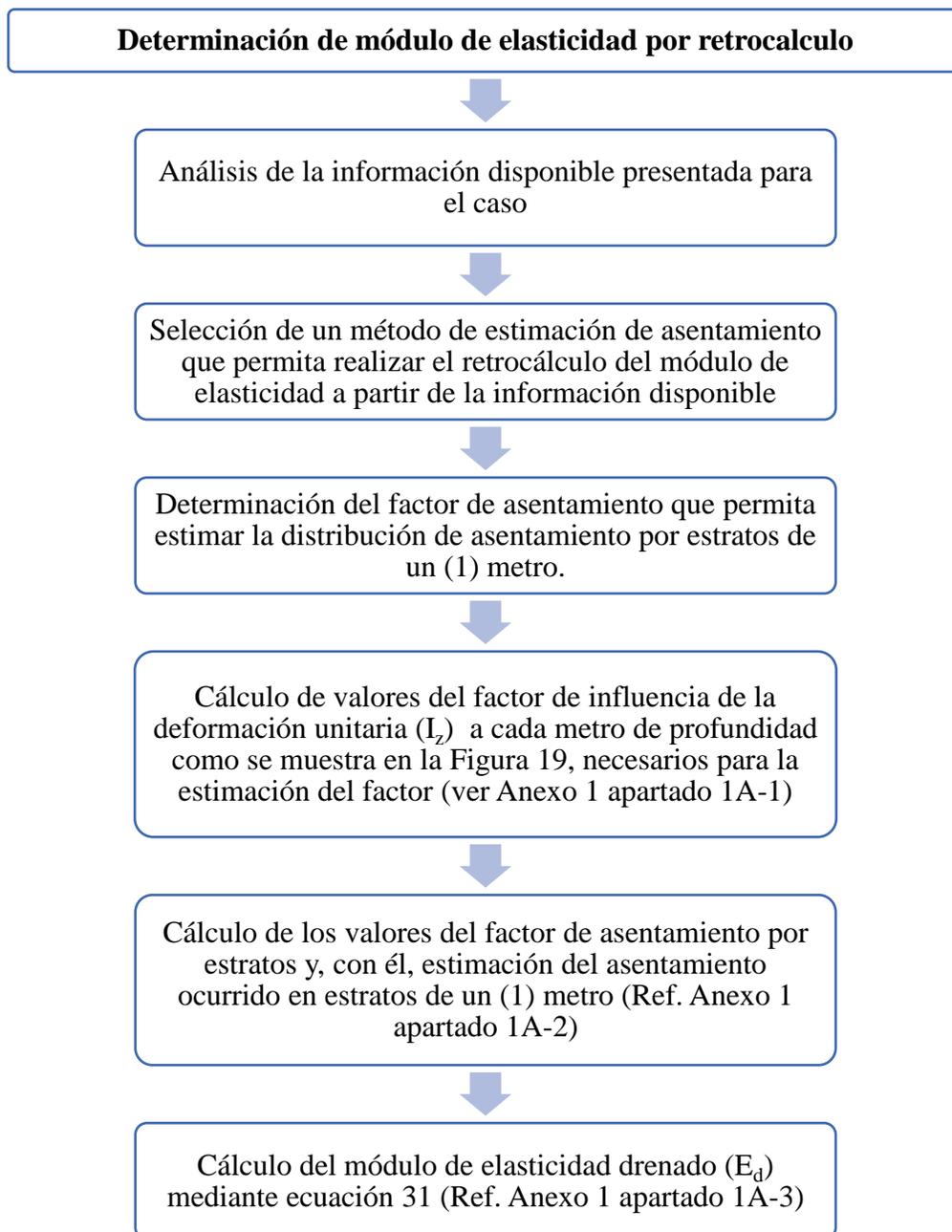
Sustituyendo y simplificando en la ecuación 41 se obtiene:

$$F = \frac{\frac{I_{zn}}{N_{60,n}}}{\frac{I_{z1}}{N_{60,1}} + \frac{I_{z2}}{N_{60,2}} + \dots + \frac{I_{zn}}{N_{60,n}}} \quad (41)$$

Este factor F fue empleado para estimar la distribución del asentamiento total medido en la fundación, en cada uno de los estratos de 1 m de espesor considerados en el retrocálculo.

Nótese que el factor de asentamiento resulta únicamente dependiente de los parámetros I_z y N_{60} , siendo estos valores que pueden ser estimados u obtenidos en la información publicada.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo con el procedimiento realizado para la estimación del módulo de elasticidad por retrocálculo. Para detalles de los cálculos realizados, revisar el Anexo 1, según se indique en el flujograma.



Se muestra en la Tabla 6 los módulos de elasticidad obtenidos, representados en la Figura 24.

Tabla 6. Módulos de elasticidad drenado (E_d) obtenidos por Retrocálculo para el caso de ensayos de carga de la Universidad de Texas A&M.

Z (m)	E_d (MPa)
0.50	49.18
1.50	37.70
2.50	42.62
3.50	49.18
4.50	55.74
5.50	44.26

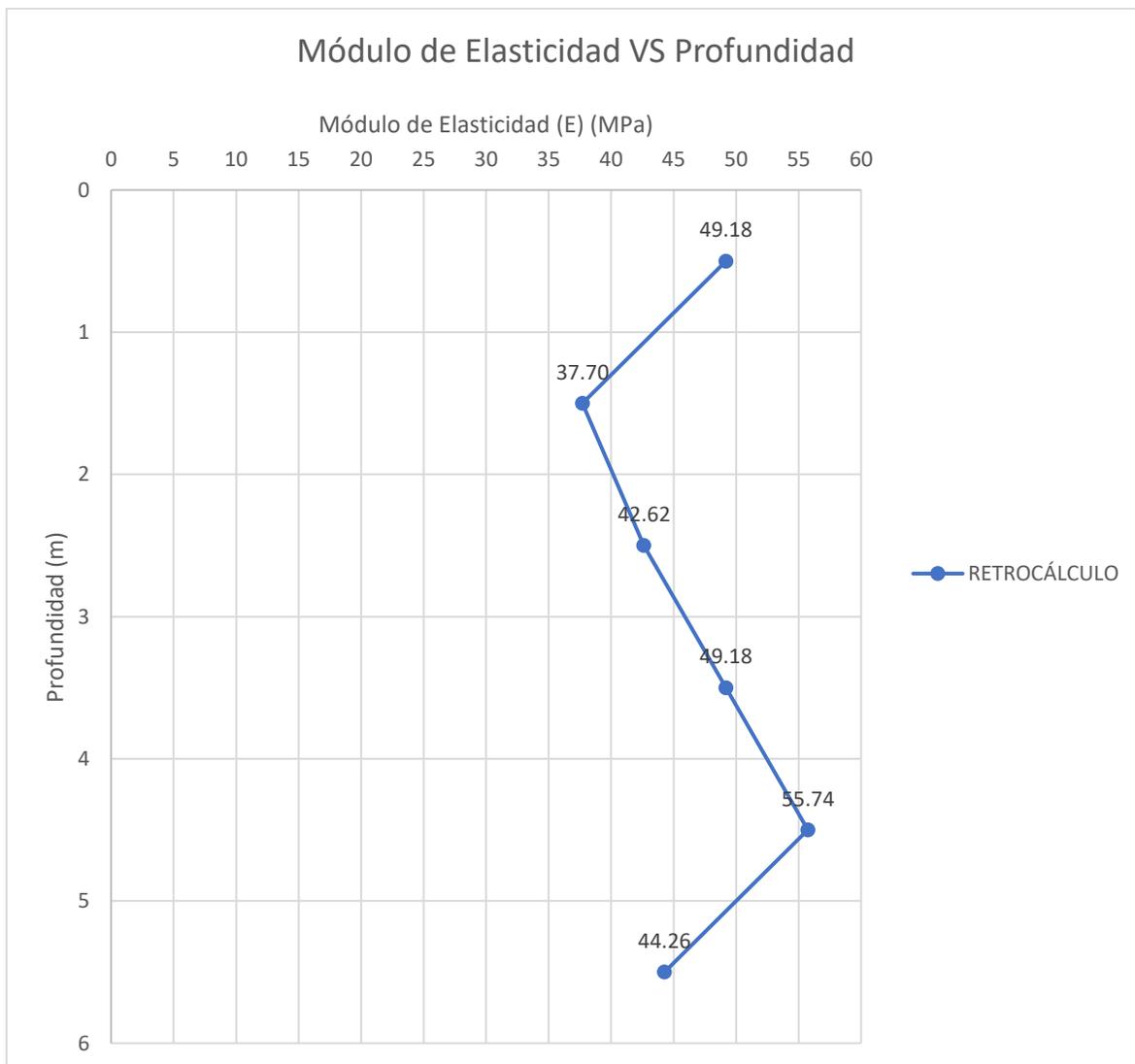


Figura 24. Variación del módulo de elasticidad drenado (E_d) VS Profundidad estimado por retrocálculo.

4.2.1.2 Estimación del módulo de elasticidad por ensayos o metodologías

- *Cálculo del módulo de elasticidad (E) por ensayo del dilatómetro (DMT)*

El módulo de elasticidad fue estimado basado en el ensayo del dilatómetro de Marchetti (DMT) y presentados como resultado en la base de datos consultada. Se presenta en la Tabla 7 los resultados de valores de módulo de elasticidad (E), representados en la Figura 25. Ver Anexo 1 apartado 1B.

Tabla 7. Módulos de elasticidad determinados por ensayo de dilatómetro de Marchetti (DMT)

Z (m)	E (MPa)
0	29.0
1	26.0
2	22.0
3	24.5
4	49.0
5	38.5
6	38.0
7	30.0
8	31.0
9	67.0

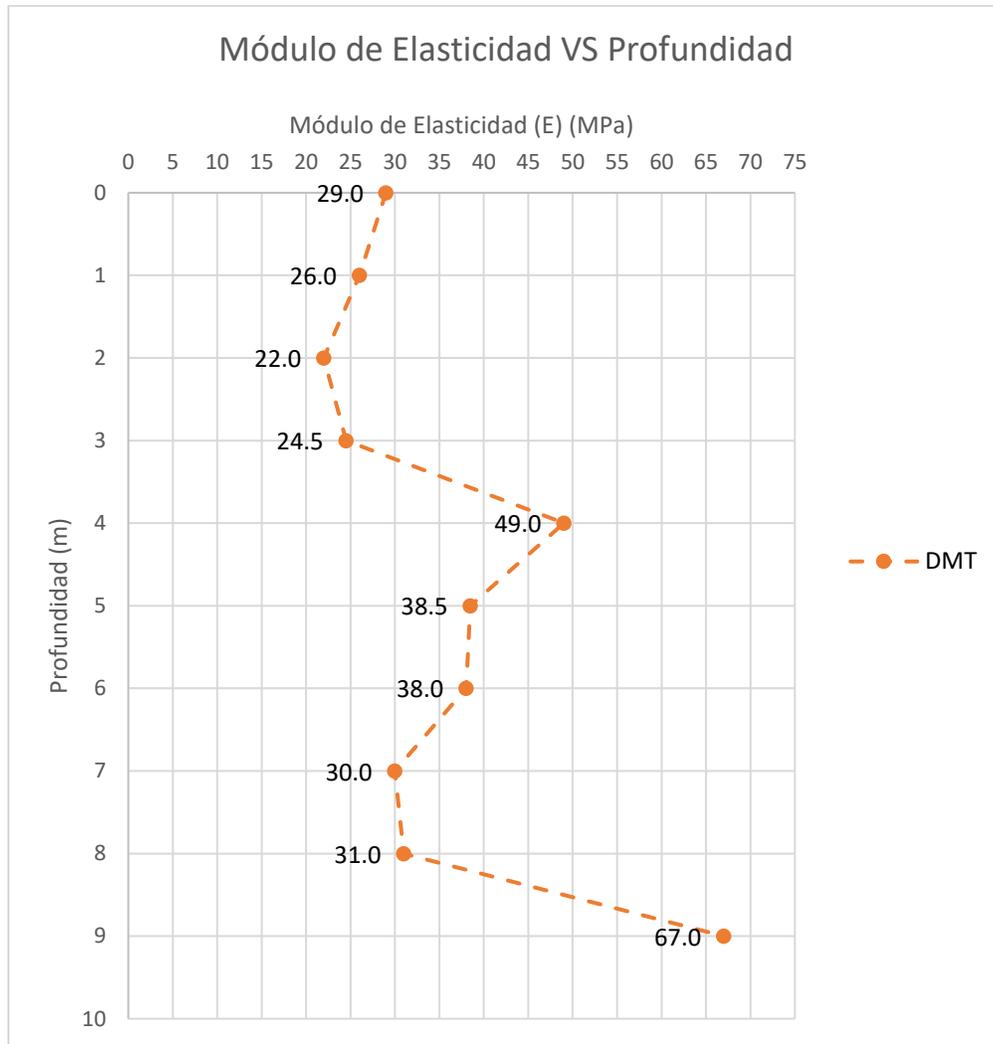


Figura 25. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Ensayo del Dilatómetro (DMT)

- ***Cálculo del módulo de elasticidad (E) por Ensayo Presiométrico (PMT)***

El módulo de elasticidad fue estimado basado en el ensayo presiométrico (PMT) y presentados como resultado en la base de datos consultada. Se presenta en la Tabla 8 los resultados de valores de módulo de elasticidad (E), representados en la Figura 26. Ver Anexo 1 apartado 1C.

Tabla 8. Módulo de elasticidad determinados por presiómetro

Z (m)	E (MPa)
0	9.5
1	8.0
2	9.0
3	11.0
4	13.0
5	10.9
6	8.0
7	16.0

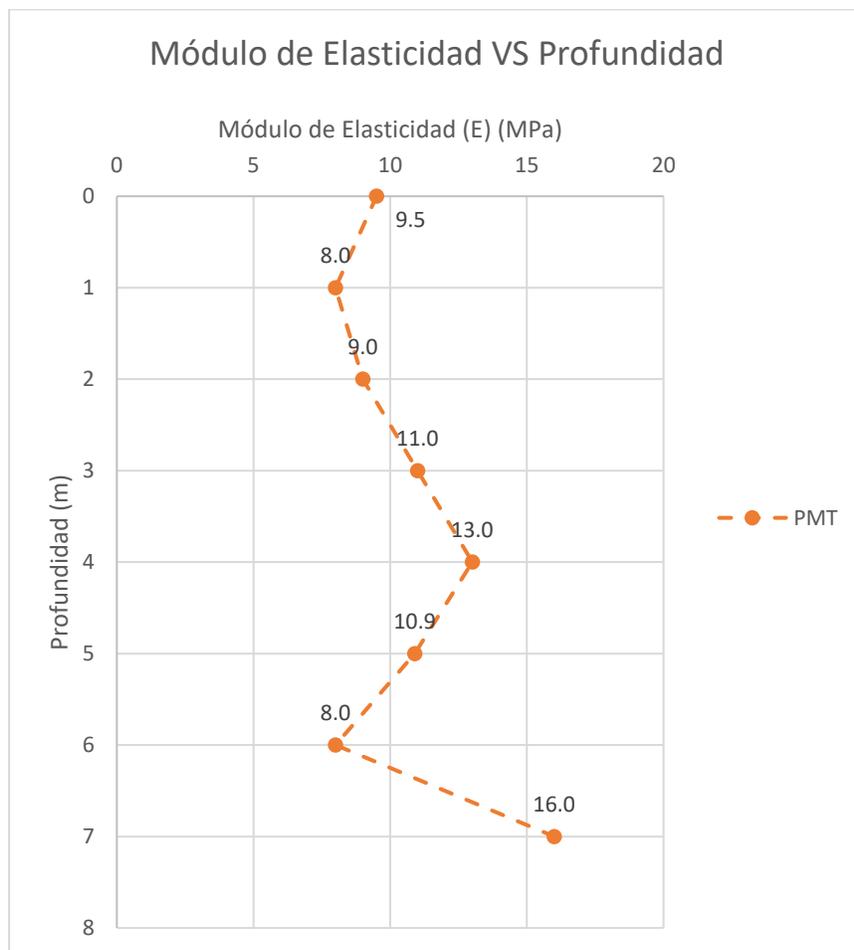


Figura 26. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Ensayo Presiométrico (PMT)

- ***Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Kulhawy y Callanan***

Se determinaron los módulos de elasticidad (E) basados en las ecuaciones empíricas propuestas por Kulhawy y Callanan (1990), presentadas en la ecuación 13 que relaciona el módulo de elasticidad con los resultados de números de golpes determinados en ensayo SPT.

Considerando que los estratos de arenas son normalmente consolidados se obtienen los módulos de elasticidad presentados en la Tabla 9, representados en la Figura 27. Ver Anexo 1 apartado 1D.

Tabla 9. Módulos de elasticidad determinados por método de Kulhawy y Callanan

Z (m)	E (MPa)
0	26.3
0.5	30.3
1	21.2
1.5	23.2
2	25.3
2.5	26.3
3	28.3
3.5	30.3
4	32.3
4.5	34.3
5	28.3
5.5	27.3
6	19.2
6.5	16.2
7	17.2

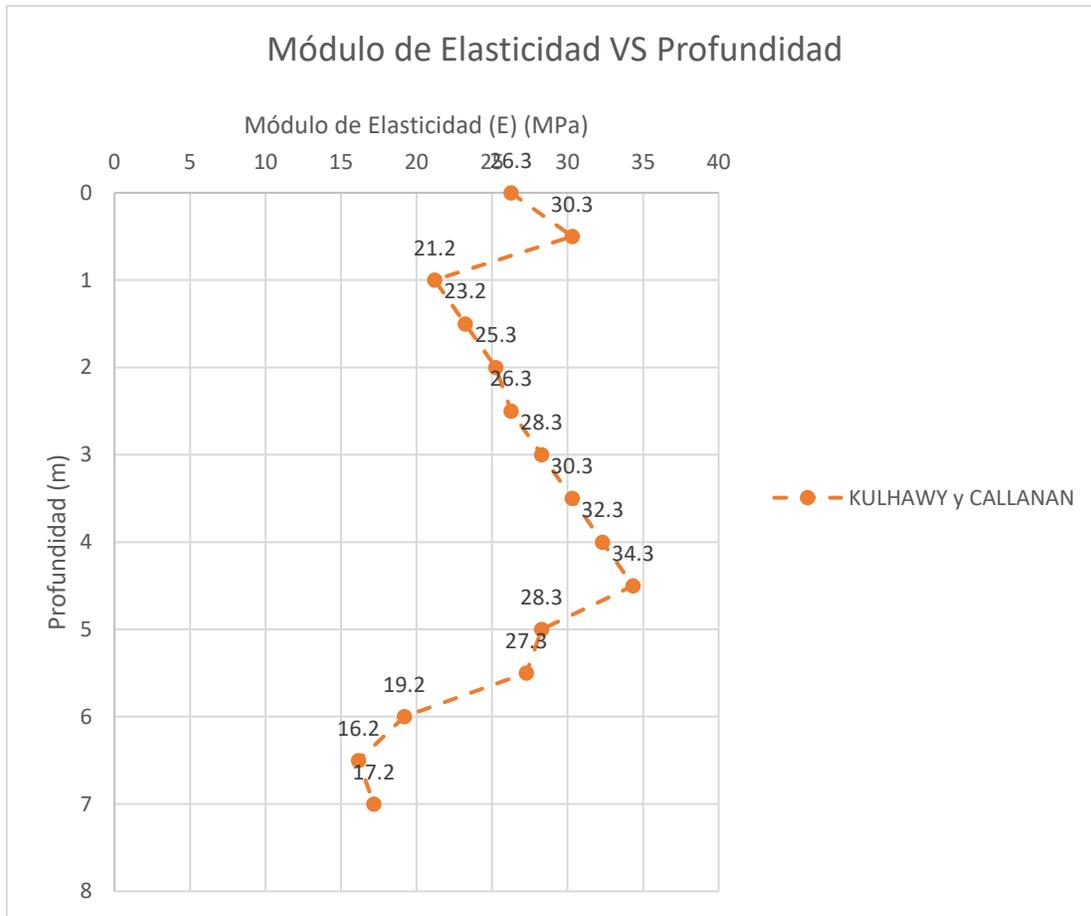


Figura 27. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Método de Kullhawy y Callanan

- **Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método de Shmertmann**

La determinación del módulo de elasticidad por este método se estima para un nivel de esfuerzo de alrededor de 25% del esfuerzo de falla en arenas normalmente consolidadas y está basado en la ecuación 10.

Los módulos estimados se presentan en la Tabla 10 y representados en la Figura 28. Ver Anexo 1 apartado 1E.

Tabla 10. Módulos de elasticidad determinados por método de Schertmann

Z (m)	E (MPa)
0	19.07
1	8.17
2	1.36
3	21.79
4	34.05
5	10.35
6	20.43
7	24.52
8	20.43
9	43.58
10	27.24

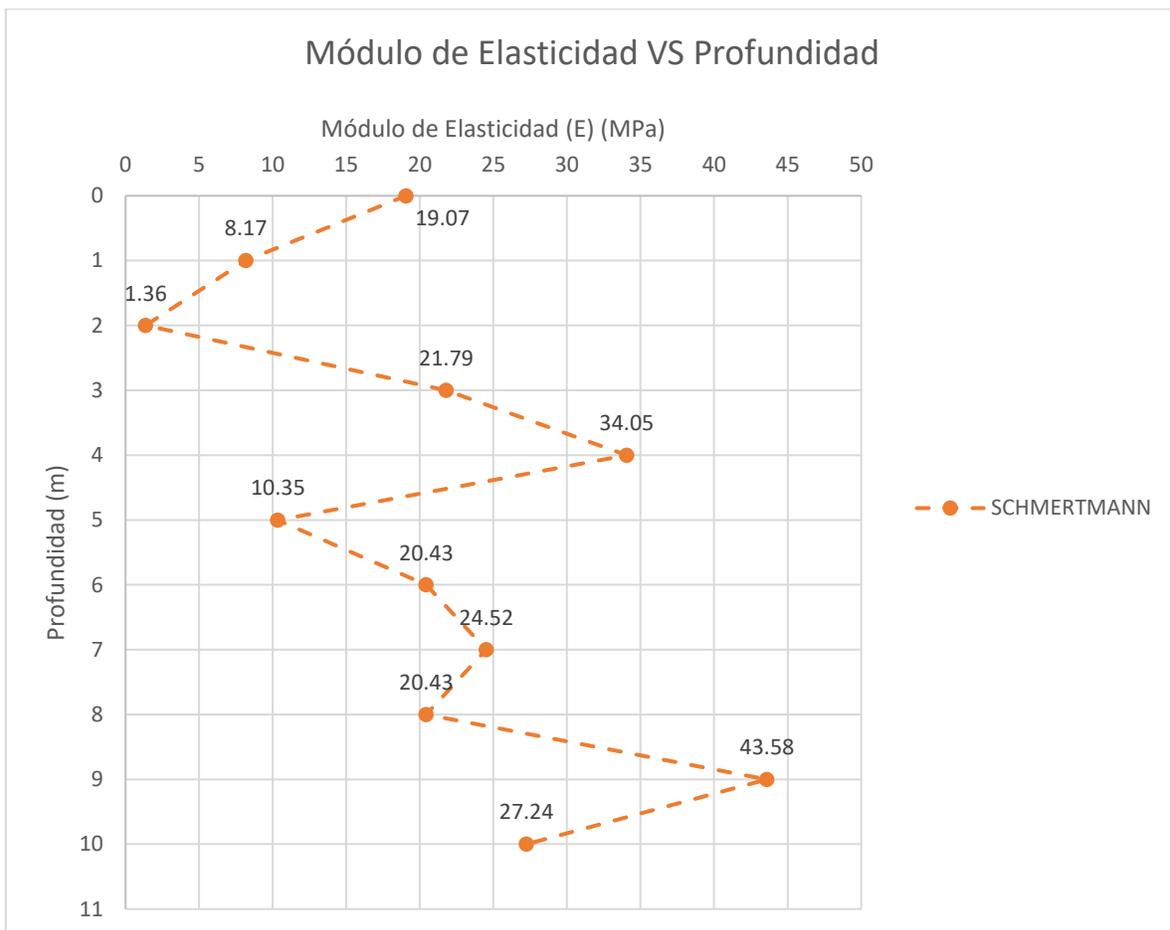


Figura 28. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Método de Schertmann

- ***Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método geofísico de Santos y Correia***

Se determinó el módulo de elasticidad (E) a partir del módulo de corte (G) obtenido por medio de la ecuación 15 propuesta por Santos y Correia (2003) utilizando la ecuación (1) de la teoría de elasticidad.

Para este método se obtuvieron las curvas que representan la variación del módulo de corte (G) con la deformación unitaria al corte del suelo ($\gamma\%$), como se ejemplifica la Figura 7 propuesta por Atkinson & Salfors, 1991 y Mair, 1993 (ver Anexo 1 apartado 1F-2).

Se determinó el módulo de corte (G) para el 0,1% de la deformación unitaria por corte del terreno considerando los rangos de deformaciones propuestos por Atkinson & Salfors para fundaciones superficiales, en las profundidades del terreno donde se obtuvieron valores de módulo de corte máximo (G_0) por medio del ensayo de Cross Hole reportados en la publicación consultada.

Se determinó del mismo modo, el módulo de corte (G) para el 0,4% de la deformación unitaria del terreno, debido a que representa la relación entre el asentamiento total ocurrido para el caso de estudio y la profundidad total de influencia del asentamiento total.

Los módulos de elasticidad (E) estimados se presentan en la Tabla 11 y se representan en la Figura 29. Ver Anexo 1 apartado 1F-3.

Tabla 11. Módulos de elasticidad determinados por método de Santos y Correia (2003)

	$\gamma(\%) = 0.1$	$\gamma(\%) = 0.4$
Z (m)	E (MPa)	E (MPa)
0	0.00	0.00
2	161.73	73.33
3	218.78	99.58
4	256.57	118.09
5	268.39	130.00
6	241.72	118.73
7	134.09	54.67
8	63.11	21.22
9	117.51	50.98
10	191.48	104.41

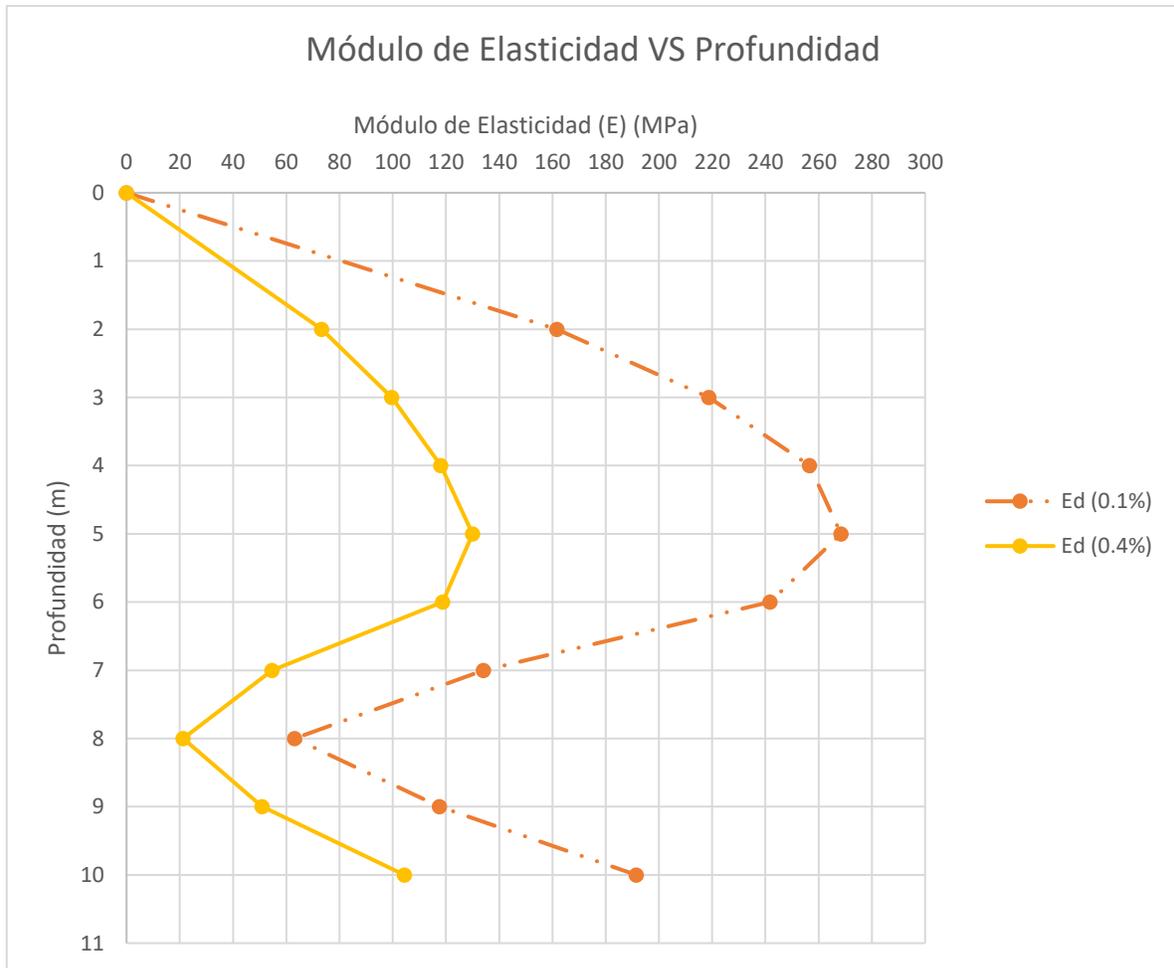


Figura 29. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Método de Santos y Correia

4.2.2 Catedral de St. Isaac

4.2.2.1 Estimación del módulo de elasticidad por Retrocálculo

El terreno en el que está fundada la estructura se encuentra por debajo de un relleno de material de lecho marino y sobre dos estratos de suelos diferentes, suelo arenoso y suelo arcilloso respectivamente; por tanto, el retrocálculo consistió en la determinación del módulo elástico para ambos estratos de suelo por separado (sin incluir el relleno) a partir de datos obtenidos en la información publicada propia del caso presentada en la Tabla 12.

Tabla 12. Información publicada de la Catedral de St. Isaac

Ancho	92 m
Largo	100 m
Area	7600 m ²
Profundidad	7.5 m
Peso de la estructura	3155 MN
Esfuerzo en la base	0.315 MPa
Peso específico	0.02 MN/m ³
Asentamiento total	1 m
D ₅₀	0.1 mm

La determinación del módulo de elasticidad por estratos se realizó basado en la ley de Hooke, el cual propone la ecuación mostrada en la Figura 4.

Considerando que el dato disponible para el caso estudiado es el asentamiento total bajo ciertas condiciones de carga (ver sección 4.1.1), fue necesario estimar el porcentaje de dicho asentamiento total correspondiente a cada estrato del subsuelo debajo de la fundación.

Para ello, el perfil de suelo mostrado en la Figura 22 fue dividido en estratos de 1 m de espesor, desde la base de la fundación hasta una profundidad igual a 10 m, donde se encuentra el estrato compresible.

De acuerdo a lo anterior, se desarrolló una expresión para un factor de asentamiento, definido como la relación entre el asentamiento total medido para un estrato de un (1) metro y la sumatoria de los asentamientos por estratos de un (1) metro en toda la capa compresible.

Dadas las condiciones del perfil de suelo del caso estudiado, para el estrato superior de arena se consideró el factor desarrollado para arenas (ver sección 4.2.1.1, ecuación 41).

Para el estrato de arcillas, la determinación del factor de asentamiento fue basada en la solución de asentamiento por consolidación propuesta en Das (2013), presentada en la ecuación 42 y que representa asentamientos por consolidación primaria del terreno.

$$S_{(consolidación\ i)} = \frac{C_c * \Delta z}{1 + e_0} * \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma'_{prom}}{\sigma'_0} \right) \quad (42)$$

Donde:

e_o = Relación de vacíos

C_c = Índice de compresibilidad

$\Delta\sigma'_{prom}$ = Distribución de esfuerzos de carga rectangular uniformemente distribuida determinados por Boussinesq

σ'_o = Esfuerzo efectivo

Este factor, al igual que para el estrato de arenas, representa la relación entre los asentamientos por estratos de un (1) metro y la sumatoria de todos los asentamientos por estratos como se muestra en la ecuación 43.

$$F = \frac{\frac{\Delta z}{1 + e_o} \left(C_{c_n} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_n}}{\sigma'_{o_n}} \right) \right)}{\frac{\Delta z}{1 + e_o} \left(C_{c_1} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_1}}{\sigma'_{o_1}} \right) + C_{c_2} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_2}}{\sigma'_{o_2}} \right) + \dots + C_{c_n} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_n}}{\sigma'_{o_n}} \right) \right)} \quad (43)$$

Para la determinación del índice de compresibilidad presentado en la ecuación 44 se hizo uso de la correlación propuesta por Leroueil (1988), que establece que:

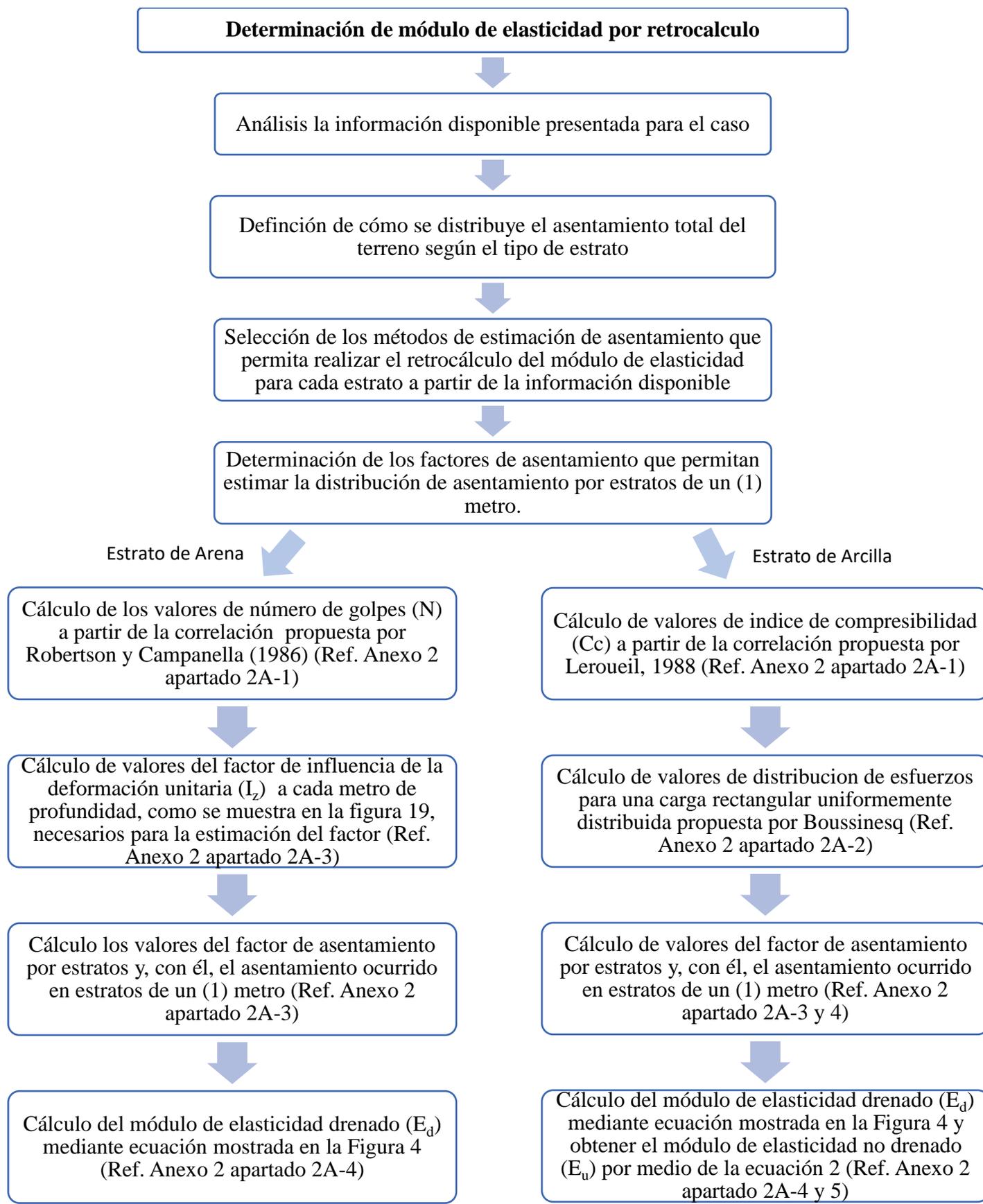
$$C_c = \frac{IP}{74} \quad (44)$$

Sustituyendo y simplificando en la ecuación 45 se obtiene:

$$F = \frac{C_{c_n} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_n}}{\sigma'_{o_n}} \right)}{C_{c_1} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_1}}{\sigma'_{o_1}} \right) + C_{c_2} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_2}}{\sigma'_{o_2}} \right) + \dots + C_{c_n} \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'_{prom_n}}{\sigma'_{o_n}} \right)} \quad (45)$$

Puesto que el factor de asentamiento es dependiente de las propiedades del terreno, dada la condición de estratos de distinto tipo de suelo (arenas y arcillas) detectados en el perfil del caso analizado, se consideró que, del asentamiento total, el cinco (5) % ocurre en el estrato de arena y que el 95% ocurre en el estrato de arcillas.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo con el procedimiento realizado para la estimación del módulo de elasticidad por retrocálculo. Para detalles de los cálculos realizados, revisar el Anexo 1, según se indique en el flujograma.



Se muestra en la Tabla 13 los módulos de elasticidad obtenidos, representados en la Figura 30

Tabla 13. Módulos de elasticidad no drenados (E_u) obtenidos por Retrocálculo para el caso de la Catedral de St. Isaac

	Z (m)	E_u (MPa)
Estrato de Arena	0.5	29.93
	1.5	57.27
	2.5	78.89
	3.5	68.86
	4.5	72.30
	5.5	85.17
	6.5	96.26
	7.5	91.50
	8.5	79.81
	9.5	46.25
Estrato de Arcilla	10.5	7.34
	11.5	7.51
	12.5	7.50
	13.5	7.29
	14.5	7.29
	15.5	7.53
	16.5	7.82
	17.5	8.01
	18.5	7.88
	19.5	8.00
	20.5	8.50
	21.5	9.44
	22.5	10.47
	23.5	11.49
	24.5	12.34
	25.5	12.58
	26.5	12.48
	27.5	12.59
	28.5	12.93
	29.5	13.26
30.5	13.98	
31.5	14.88	
32.5	14.84	
33.5	14.03	
34.5	13.43	
35.5	13.63	
36.5	14.07	
37.5	14.52	
38.5	15.11	
39.5	15.60	

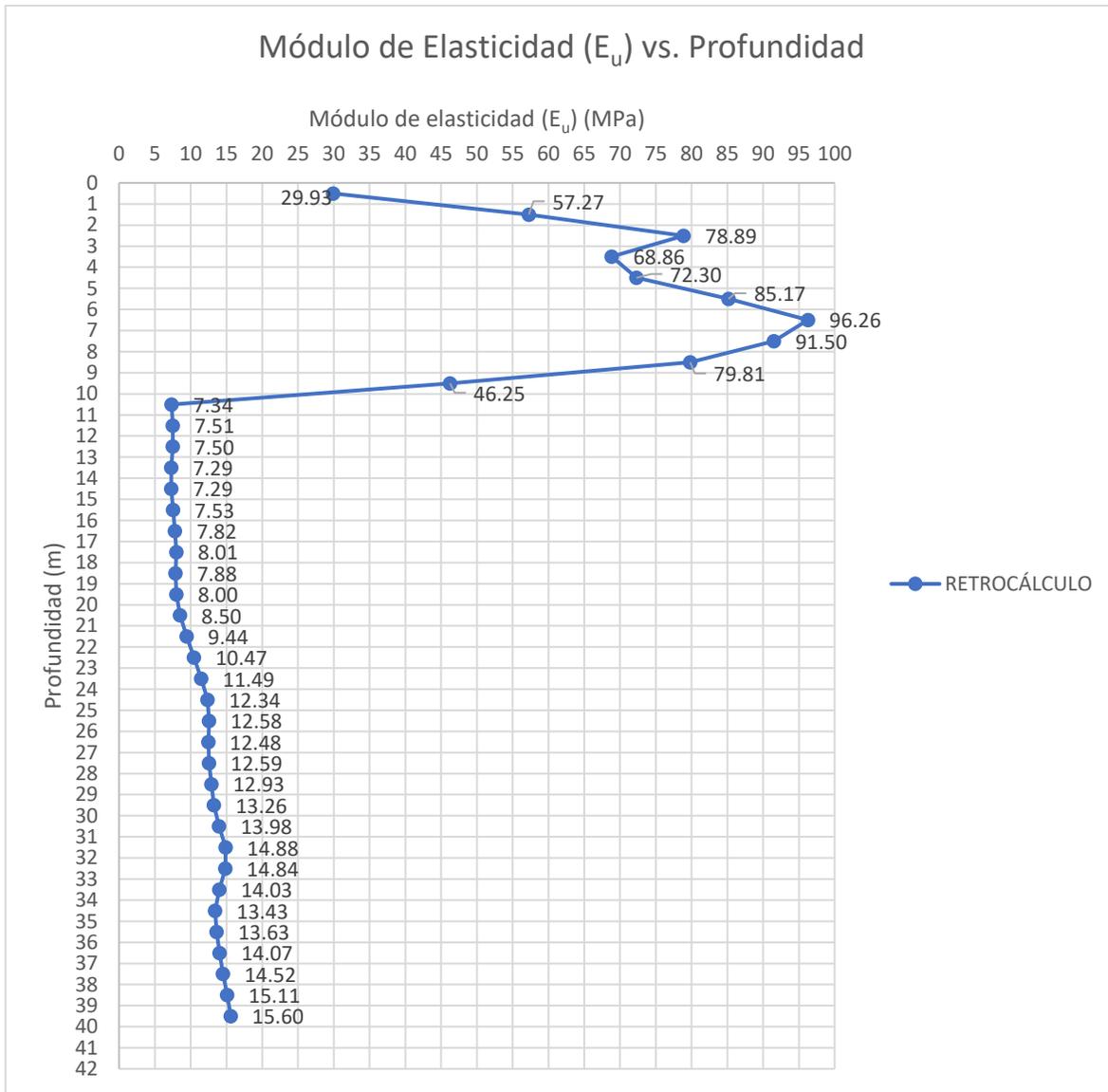


Figura 30. Variación del módulo de elasticidad no drenado (E_u) VS Profundidad estimado por retrocálculo

4.2.2.2 Estimación del módulo de elasticidad por ensayos o metodologías

- *Cálculo del módulo de elasticidad (E) por ensayo triaxial (TxT)*

El módulo de elasticidad fue estimado basado en el ensayo triaxial (TxT) y presentados como resultado en la base de datos consultada. Se presenta en la Tabla 14 los resultados de valores de módulo de elasticidad (E), representados en la Figura 31. Ver Anexo 2 apartado 2B.

Tabla 14. Módulos de elasticidad determinados por ensayo triaxial (TxT)

Z (m)	E (MPa)
16	0.312
17	0.300
19	0.290
23	1.000
24	0.415
25	1.080
26	1.000
31	0.940
35	0.565
36	1.070
37	2.000
38	1.307

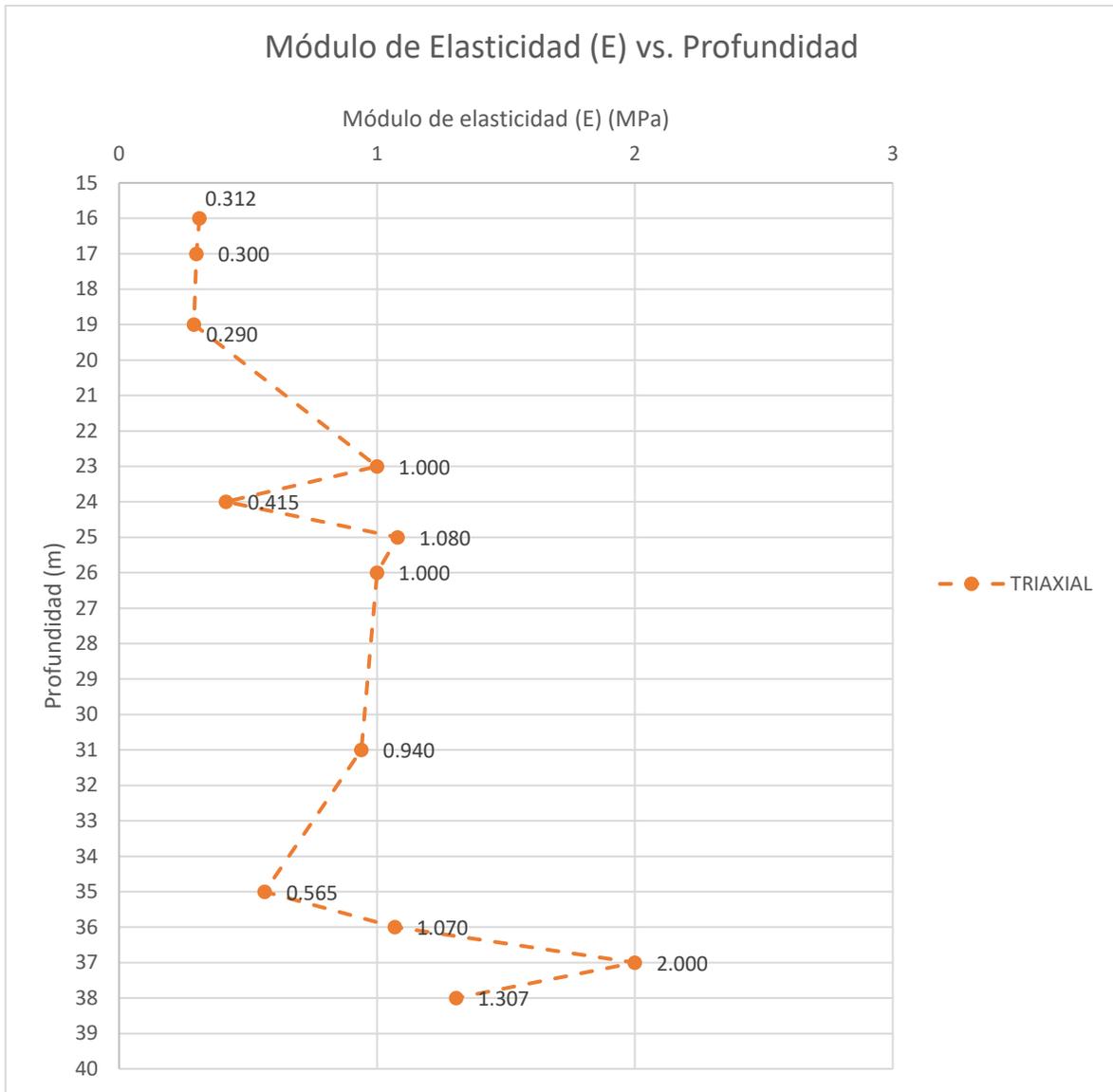


Figura 31. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Ensayo triaxial (TxT)

- **Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Duncan y Buchignani (S_u)**

Para la determinación del módulo de elasticidad se hizo uso de la carta propuesta en la Figura 13 que relaciona el parámetro de sobre consolidación (OCR) con la relación del módulo de elasticidad para el 25 % de esfuerzo con la resistencia al corte no drenado (S_u), obtenido como dato de la información publicada. Se presenta en la Tabla 15 los resultados de valores de módulo de elasticidad (E), representados en la Figura 32. Ver Anexo 2 apartado 2C.

Tabla 15. Módulos de elasticidad determinados por método de Duncan y Buchignani (S_u)

Z (m)	E (MPa)
10	-
11	-
12	-
13	-
14	-
15	-
16	10.27
17	18.00
19	18.36
23	53.04
24	35.47
24.5	22.00
26	72.00
31	42.00
35	46.40
35.5	76.96
36	58.00
37.5	57.75
38	63.25

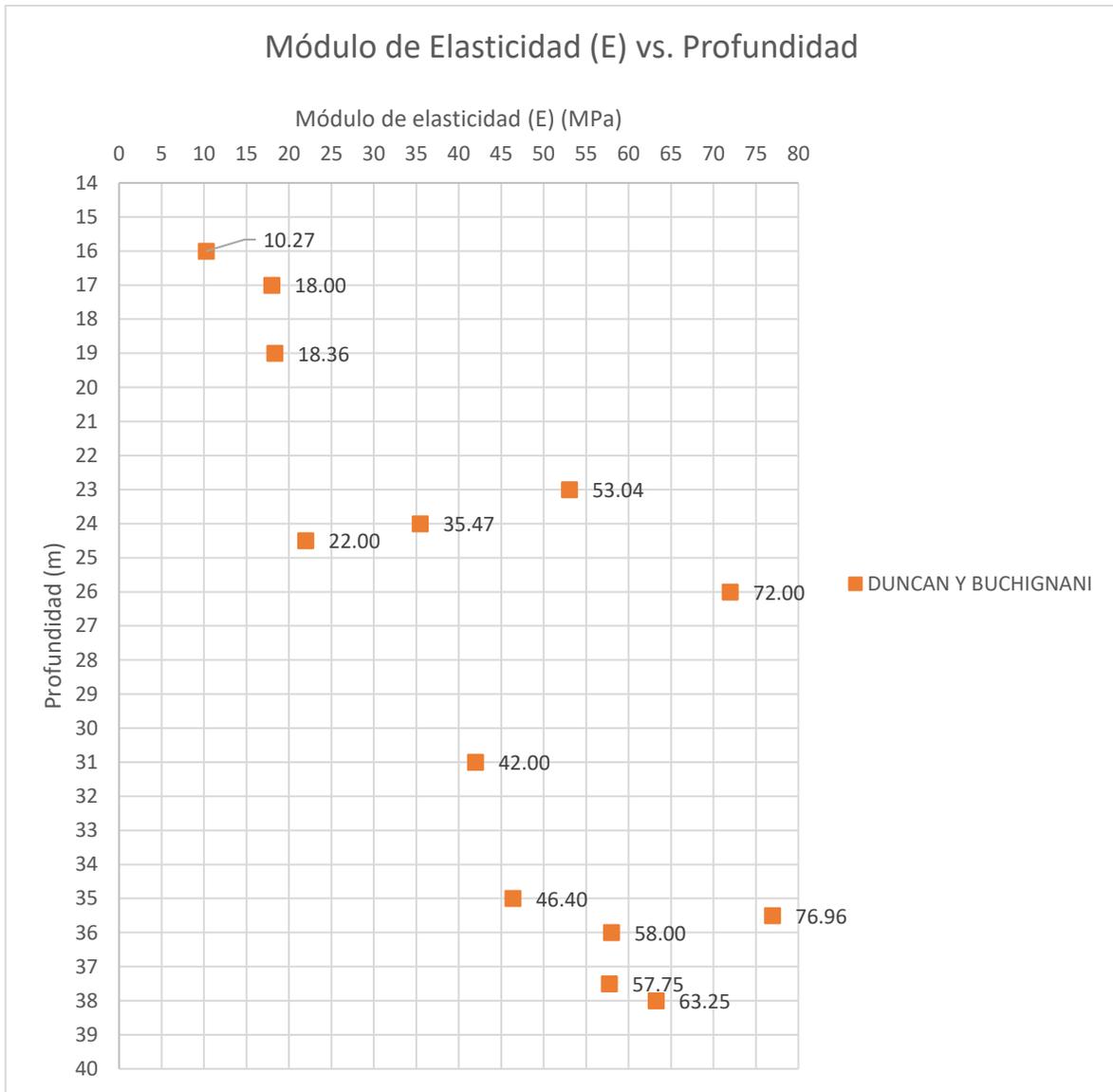


Figura 32. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por método de Duncan y Buchignani (S_u)

- **Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Duncan y Buchignani (q_c)**

Para la determinación del módulo de elasticidad se hizo uso de la carta propuesta en la Figura 13 que relaciona el parámetro de sobre consolidación (OCR) con la relación del módulo de elasticidad para el 25 % de esfuerzo con la resistencia al corte no drenado.

Para este caso, la resistencia al corte no drenado (S_u), se obtuvo mediante la ecuación 5 haciendo uso de los resultados obtenidos de la carga de punta del ensayo de cono de penetración (CPT).

En el uso de la ecuación 5 se asume un valor de N_k de 40, valor congruente para los valores de S_u reportados en el paper. Se presenta en la Tabla 16 los resultados de valores de módulo de elasticidad (E), representados en la Figura 33. Ver Anexo 2 apartado 2D.

Tabla 16. Módulos de elasticidad determinados por método de Duncan y Buchignani (q_c)

Z (m)	E (MPa)
10	36.71
11	17.23
12	18.01
13	21.29
14	26.36
15	22.79
16	46.80
17	29.82
18	25.85
19	24.93
20	47.21
21	27.02
22	55.31
23	29.01
24	55.95
25	66.85
26	59.15
27	58.40
28	52.91
29	63.56
30	64.68
31	52.86
32	46.32
33	39.23
34	47.16
35	21.76
36	35.13
37	33.00
38	36.34
39	33.29
40	34.34

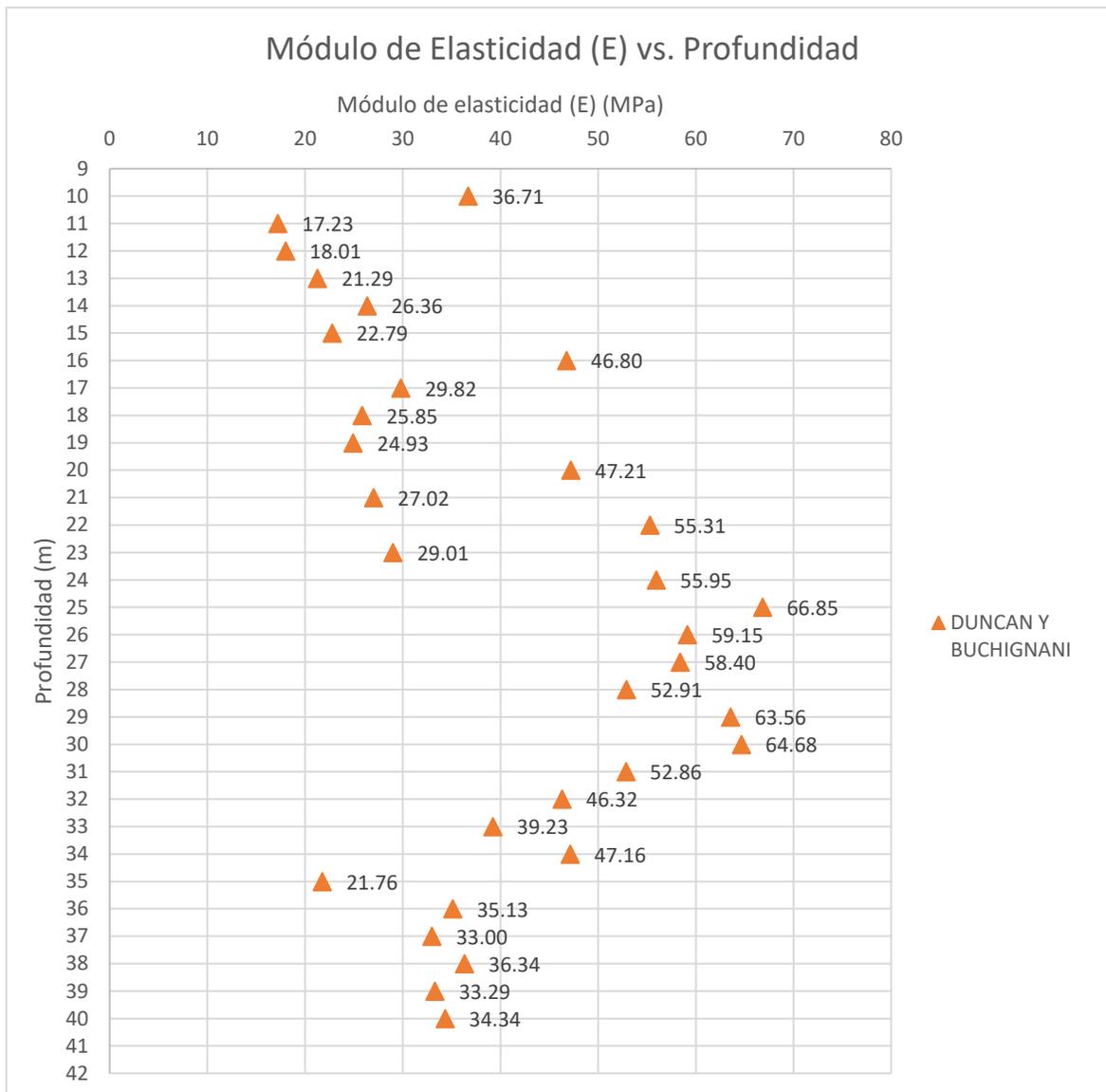


Figura 33. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por método de Duncan y Buchignani (q_c)

- **Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método geofísico de Santos y Correia**

Se determinó el módulo de elasticidad (E) a partir del módulo de corte (G) obtenido por medio de la ecuación 16 propuesta por Santos y Correia (2003) utilizando la ecuación (1) de la teoría de elasticidad.

Para este método se obtuvieron las curvas que representan la variación del módulo de corte (G) con la deformación unitaria al corte del suelo ($\gamma\%$), como se ejemplifica la figura 7 propuesta por Atkinson & Salfors, 1991 y Mair, 1993 (ver Anexo 2 apartado 2E-3).

Se determinó el módulo de corte (G) para el 0,1% de la deformación unitaria por corte del terreno considerando los rangos de deformaciones propuestos por Atkinson & Salfors para fundaciones superficiales, en las profundidades del terreno donde se obtuvieron valores de módulo de corte máximo (G_0) por medio de la ecuación 16.

Se determinó del mismo modo, el módulo de corte (G) para el 2% de la deformación unitaria del terreno debido a que representa la relación entre el asentamiento total ocurrido para el caso de estudio y la profundidad total de influencia del asentamiento total.

Los módulos de elasticidad (E) estimados se presentan en la Tabla 17 y se representan en la Figura 34. Ver Anexo 2 apartado 2E-4.

Tabla 17. Módulos de elasticidad determinados por método de Santos y Correia

Z (m)	$\Upsilon(\%) = 0.1$	$\Upsilon(\%) = 2$
	E (MPa)	E (MPa)
0	188.24	29.97
2	681.47	96.11
4	534.54	65.70
6	807.45	83.97
8	639.98	53.92
10	103.35	8.74
12	54.13	4.63
14	81.05	7.18
16	224.52	20.05
18	87.99	7.81
20	213.96	19.37
22	233.58	20.10
24	158.12	12.80
26	160.90	12.78
28	150.71	12.13
30	183.28	14.66
32	123.34	9.58
34	136.23	10.93
36	112.34	9.21
38	115.89	9.39
40	112.73	8.99

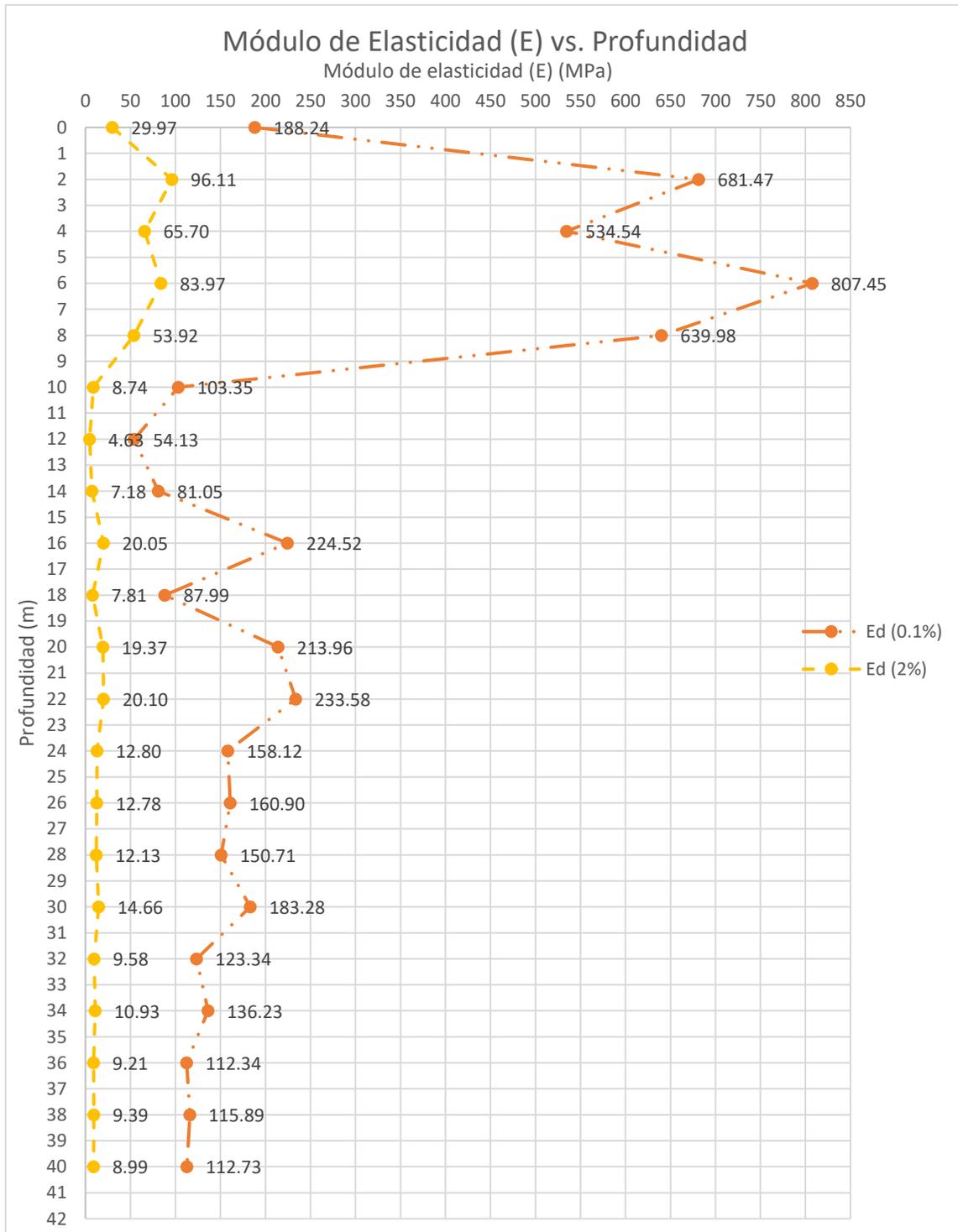


Figura 34. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por método Santos y Correia

4.2.3 Monumento de Washington

4.2.3.1 Estimación del módulo de elasticidad por Retrocálculo

El terreno en el que está fundada la estructura se encuentra por debajo de un relleno de material de lecho marino y sobre dos estratos de suelos diferentes, suelo arenoso y suelo arcilloso respectivamente; por tanto, el retrocálculo consistió en la determinación del módulo elástico para ambos estratos de suelo por separado (sin incluir el relleno) a partir de datos obtenidos en la información publicada propia del caso, tales como asentamientos de la estructura en el pasado y parámetro índice plástico del terreno, entre otros datos relevantes presentados en la Tabla 18.

Tabla 18. Información publicada del Monumento de Washington

Ancho	38.54	m
Largo	38.54	m
Area	1485.33	m ²
Profundidad	11.23	
Peso de la Estructura	607.70	MN
Esfuerzo en la base	0.409	MPa
Peso Unitario	0.017	MN/m ³
Asentamiento total	0.119	m
Nivel Freatico	3.65	m

La determinación del módulo de elasticidad por estratos se realizó basado en la ley de Hooke el cual propone la ecuación mostrada en la Figura 4.

Considerando que el dato disponible para el caso estudiado es el asentamiento total bajo ciertas condiciones de carga (ver sección 4.1.1), fue necesario estimar el porcentaje de dicho asentamiento total correspondiente a cada estrato del subsuelo debajo de la fundación.

Para ello, el perfil de suelo mostrado en la Figura 23 fue dividido en estratos de 1 m de espesor, desde la base de la fundación hasta una profundidad igual a 10 m, donde se encuentra el estrato compresible.

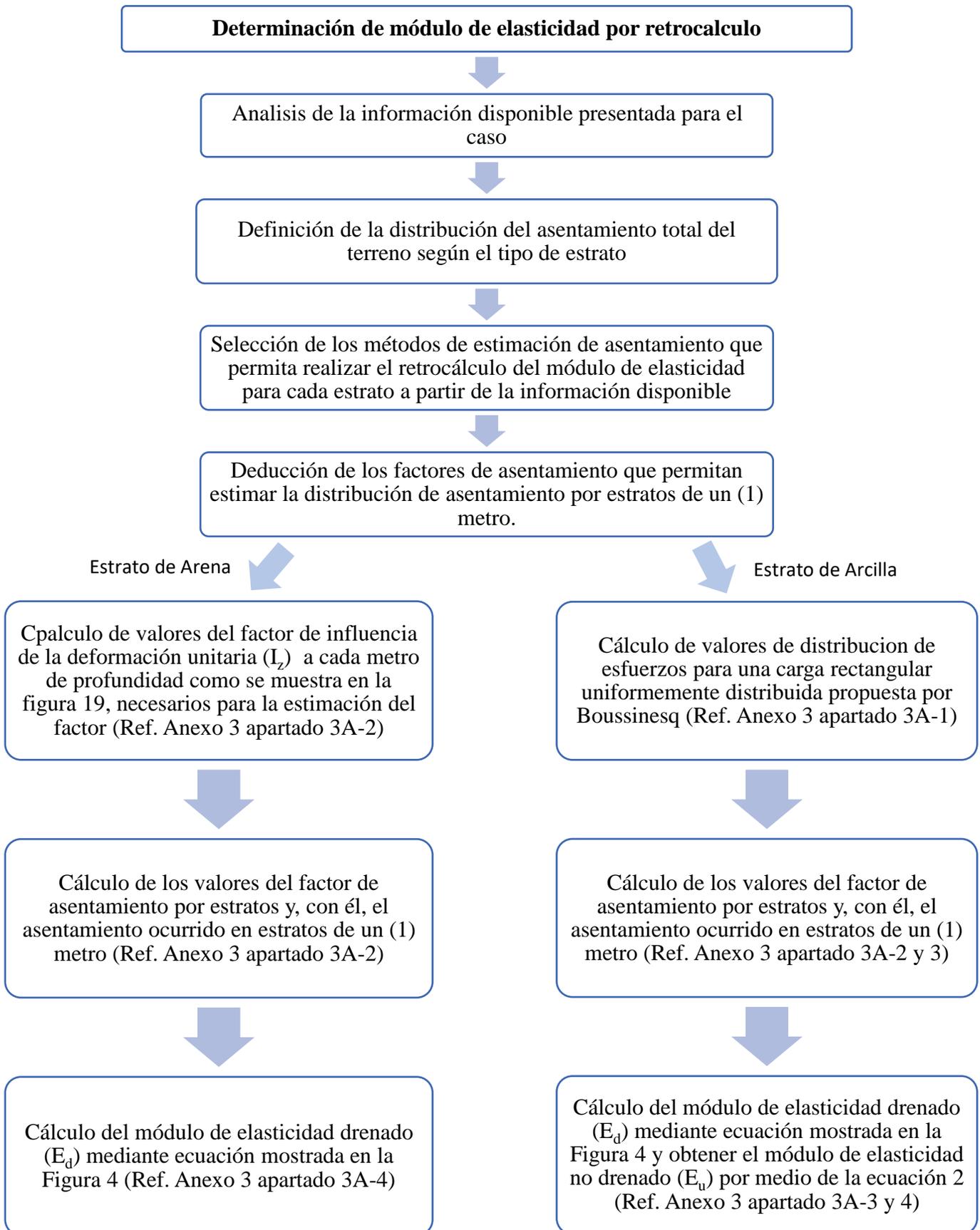
De acuerdo a lo anterior, se desarrolló una expresión para un factor de asentamiento, definido como la relación entre el asentamiento total medido para un estrato de un (1)

metro y la sumatoria de los asentamientos por estratos de un (1) metro en toda la capa compresible.

Dadas las condiciones del perfil de suelo del caso estudiado, para el estrato superior de arena se consideró el factor desarrollado para arenas (ver sección 4.2.1.1, ecuación 41), del mismo modo para el estrato inferior de arcilla se consideró el factor desarrollado para arenas (ver sección 4.2.2.1, ecuación 45).

Puesto que el factor de asentamiento es dependiente de las propiedades del terreno, dada la condición de estratos de distinto tipo de suelo (arenas y arcillas) detectados en el perfil del caso analizado, se consideró que, del asentamiento total, el cinco (20) % ocurre en el estrato de arena y que el 80% ocurre en el estrato de arcillas.

A continuación, se presenta un diagrama de flujo con el procedimiento realizado para la estimación del módulo de elasticidad por retrocálculo. Para detalles de los cálculos realizados, revisar el Anexo 1, según se indique en el flujograma.



Se muestra en la Tabla 19 los módulos de elasticidad obtenidos, representados en la Figura 35

Tabla 19. Módulos de elasticidad no drenados (E_u) obtenidos por Retrocálculo para el caso del Monumento de Washington

	Z (m)	E_u (MPa)
Estrato de Arena	0.5	63.73
	1.5	214.42
	2.5	282.69
	3.5	254.29
	4.5	228.58
	5.5	200.88
	6.5	175.36
	7.5	142.12
Estrato de Arcilla	8.5	105.37
	9.5	51.73
	10.5	68.00
	11.5	39.64
	12.5	74.56
	13.5	37.55
	14.5	30.65
	15.5	28.53
	16.5	39.59
	17.5	50.21
	18.5	50.50
	19.5	50.79

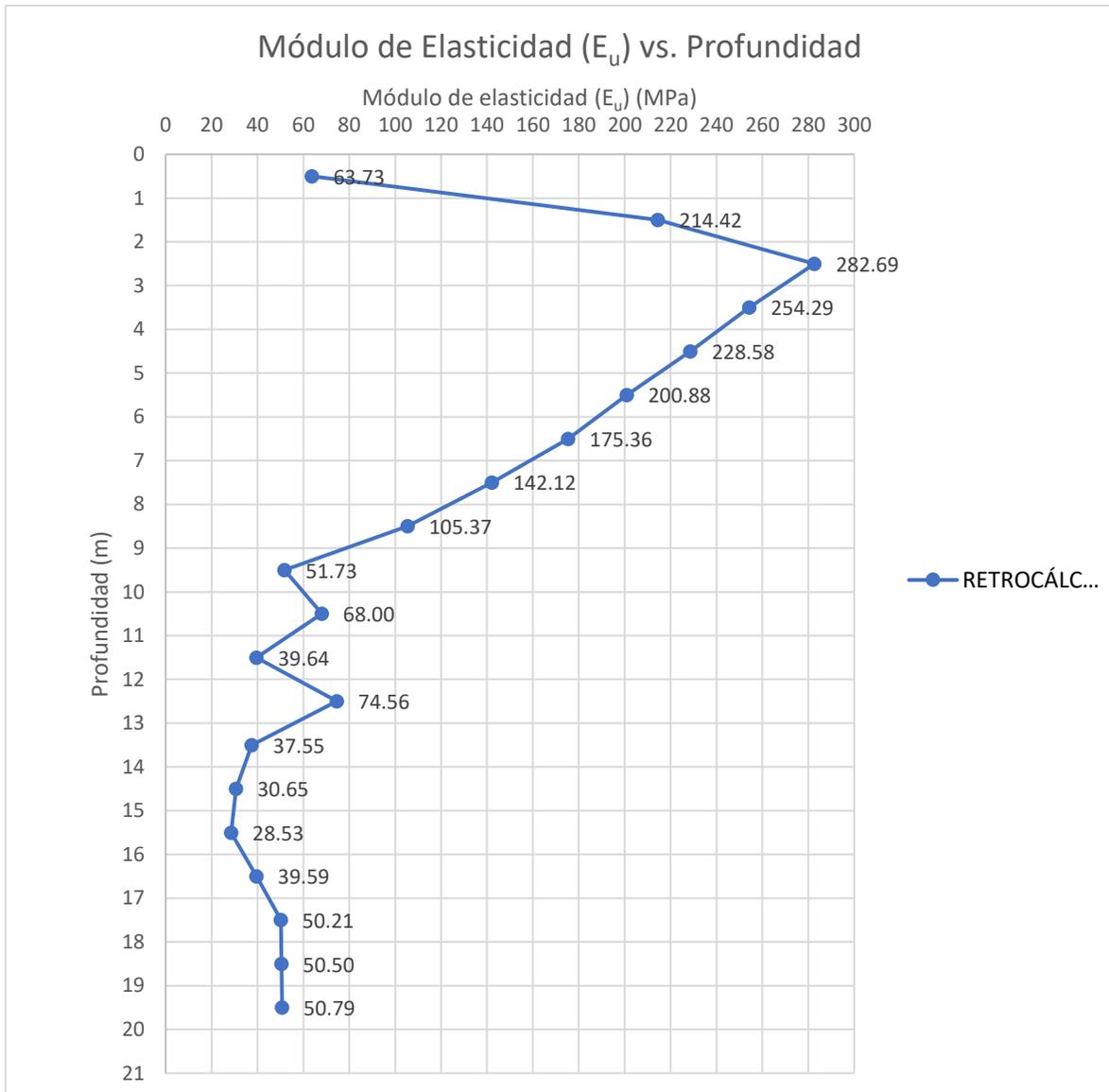


Figura 35. Variación del módulo de elasticidad no drenado (E_u) VS Profundidad estimado por retrocálculo

4.2.3.2 Estimación del módulo de elasticidad por ensayos o metodologías

- **Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Duncan y Buchignani (S_u)**

Para la determinación del módulo de elasticidad se hizo uso de la carta de plasticidad propuesta en la Figura 13 que relaciona el parámetro de sobre consolidación (OCR) con la relación del módulo de elasticidad para el 25 % de esfuerzo con la resistencia al corte no drenado (S_u) obtenido como dato de la información publicada. Se presenta en la Tabla 20

los resultados de valores de módulo de elasticidad (E), representados en la Figura 36. Ver Anexo 3 apartado 3B.

Tabla 20. Módulos de elasticidad determinados por método de Duncan y Buchignani (Su)

Z (m)	E (MPa)
9	31.98
10	31.98
11	29.24
12	48.88
13	
14	49.30
15	
16	42.64
17	23.78
18	40.18
19	-
20	-

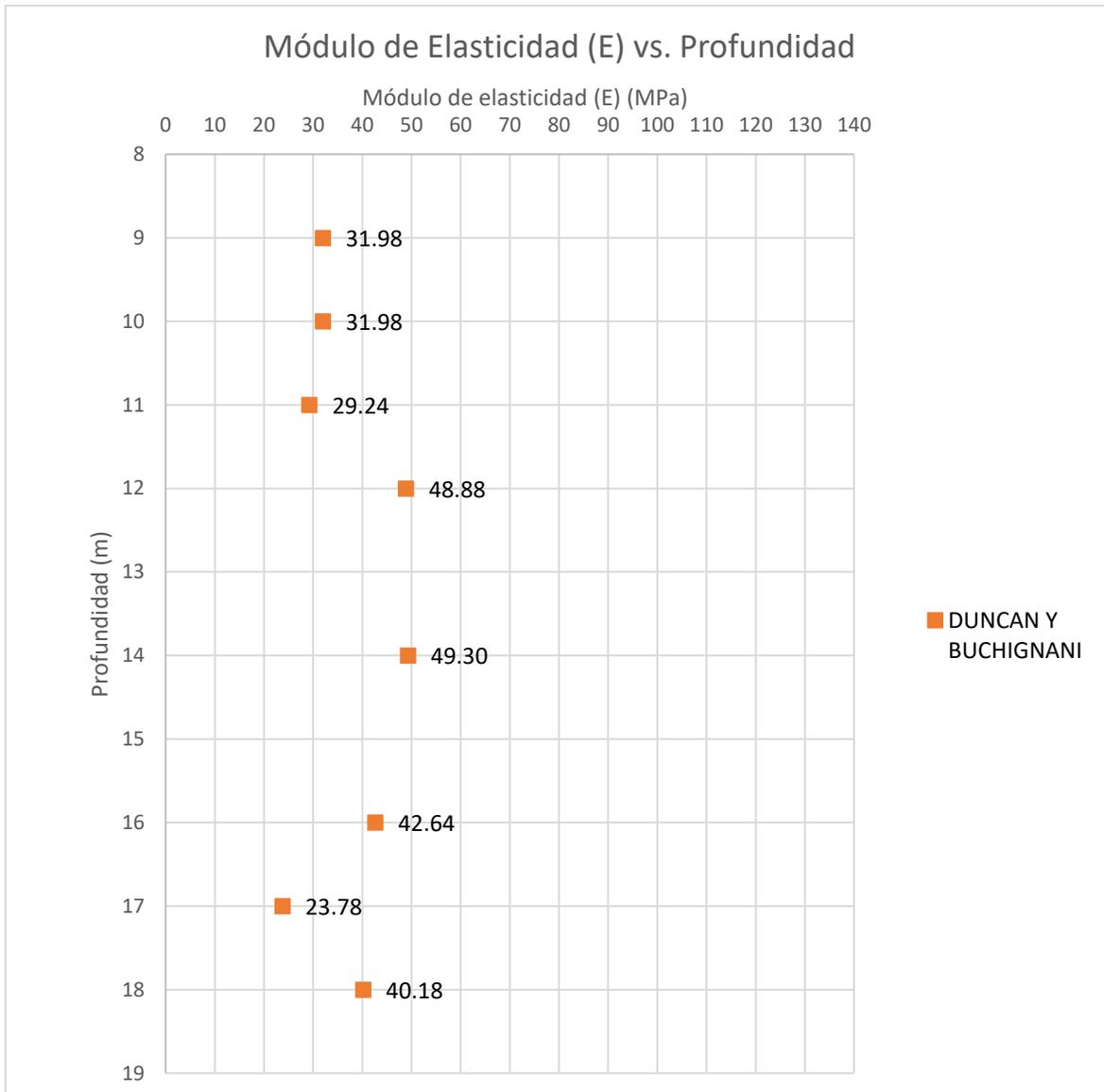


Figura 36. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por método de Duncan y Buchignani (S_u)

- ***Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Ohya Et Al***

Se determinaron los módulos de elasticidad (E) basado en el ensayo presiométrico propuesto por Ohya Et Al presentada en la ecuación 15 que relaciona el módulo de elasticidad con los resultados de números de golpes determinados en ensayo SPT.

Se obtienen los módulos de elasticidad presentados en la Tabla 21, representados en la Figura 37. Ver Anexo 3 apartado 3C.

Tabla 21. Módulos de elasticidad determinados por método de Ohya Et Al

Z (m)	E (MPa)
9	22.92
10	14.81
11	12.87
12	12.46
13	12.04
14	11.62
15	12.04
16	-
17	-
18	-
19	-
20	-

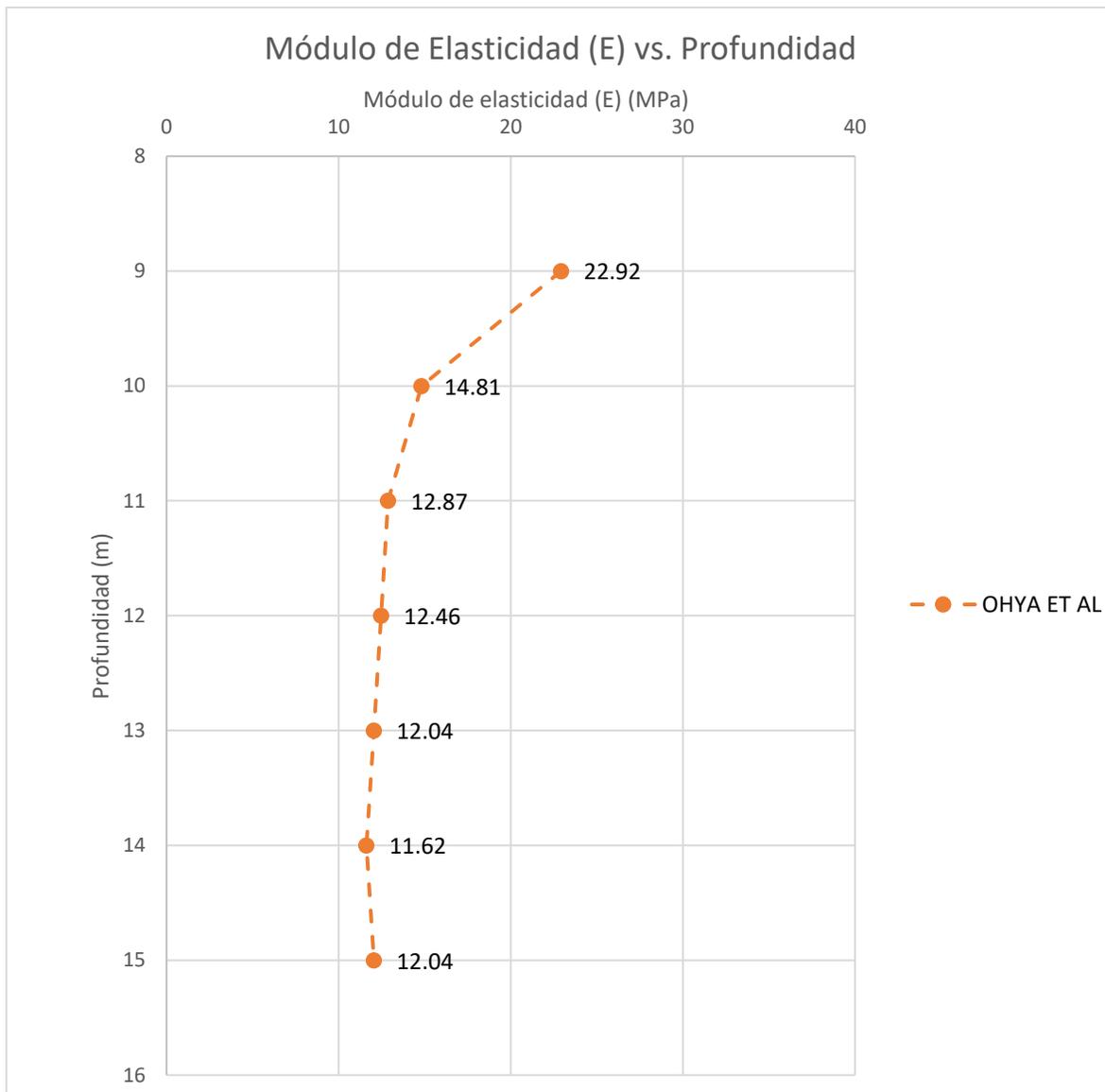


Figura 37. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por método de Ohya Et Al

- ***Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Kulhawy y Callanan***

Se determinaron los módulos de elasticidad (E) basado en las ecuaciones empíricas propuestas por Kulhawy y Callanan presentada en la ecuación 13 que relaciona el módulo de elasticidad con los resultados de números de golpes determinados en ensayo SPT.

Considerando que los estratos de arenas son normalmente consolidados se obtienen los módulos de elasticidad presentados en la Tabla 22, representados en la Figura 38. Ver Anexo 3 apartado 3D.

Tabla 22. Módulos de elasticidad determinados por método de Kulhawy y Callanan

Z (m)	E (MPa)
0	0.00
1	25.25
2	75.75
3	78.78
4	79.79
5	80.80
6	76.76
7	75.75
8	60.60

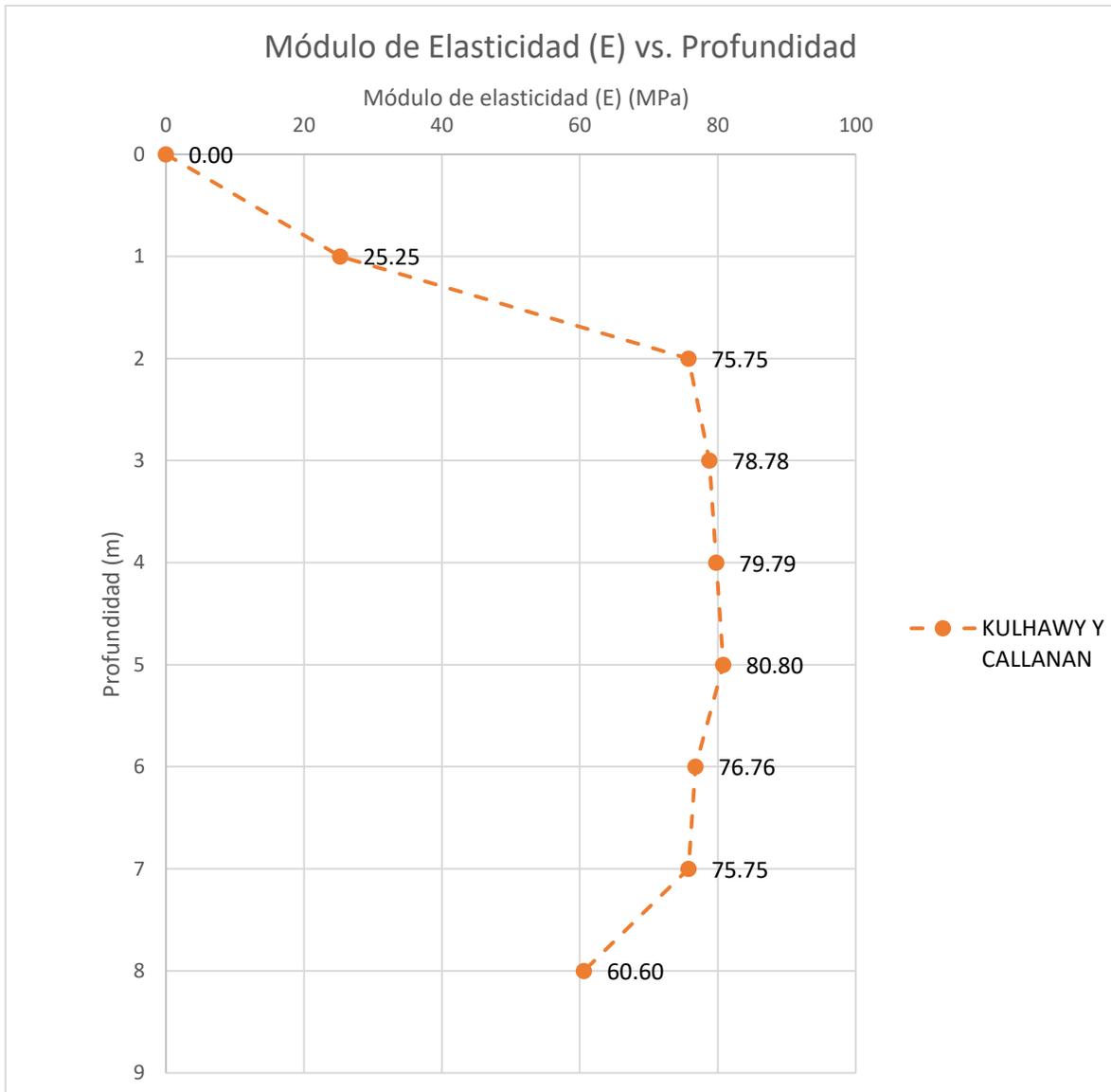


Figura 38. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por Método de Kullhawy y Callanan

- Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método geofísico de Santos y Correia**
 Se determinó el módulo de elasticidad (E) a partir del módulo de corte (G) obtenido por medio de la ecuación 16 propuesta por Santos y Correia (2003) utilizando la ecuación (1) de la teoría de elasticidad.

Para este método se obtuvieron las curvas que representan la variación del módulo de corte (G) con la deformación unitaria al corte del suelo (γ %), como se ejemplifica la figura 7 propuesta por Atkinson & Salfors, 1991 y Mair, 1993. Ver Anexo 3 apartado 3E-3

Se determinó el módulo de corte (G) para el 0,1% de la deformación unitaria por corte del terreno considerando los rangos de deformaciones propuestos por Atkinson & Salfors para fundaciones superficiales, en las profundidades del terreno donde se obtuvieron valores de módulo de corte máximo (G_o) por medio de la ecuación 16.

Se determinó del mismo modo, el módulo de corte (G) para el 0,6% de la deformación unitaria del terreno debido a que representa la relación entre el asentamiento total ocurrido para el caso de estudio y la profundidad total de influencia del asentamiento total.

Los módulos de elasticidad (E) estimados se presentan en la Tabla 23 y se representan en la Figura 39. Ver Anexo 3 apartado 3E-4.

Tabla 23. Módulos de elasticidad determinados por método de Santos y Correia

	$\gamma(\%) = 0.1$	$\gamma(\%) = 0.6$
Z (m)	E (MPa)	E (MPa)
0	0	0
1	228.91	76.01
2	553.49	214.82
3	563.65	216.33
4	626.59	277.38
5	611.88	257.31
6	583.59	240.88
7	574.56	234.87
8	496.93	205.11
9	436.11	178.27
10	266.42	105.65
11	225.30	87.44
12	213.84	81.14
13	200.16	73.25
14	186.09	65.47
15	234.36	107.78

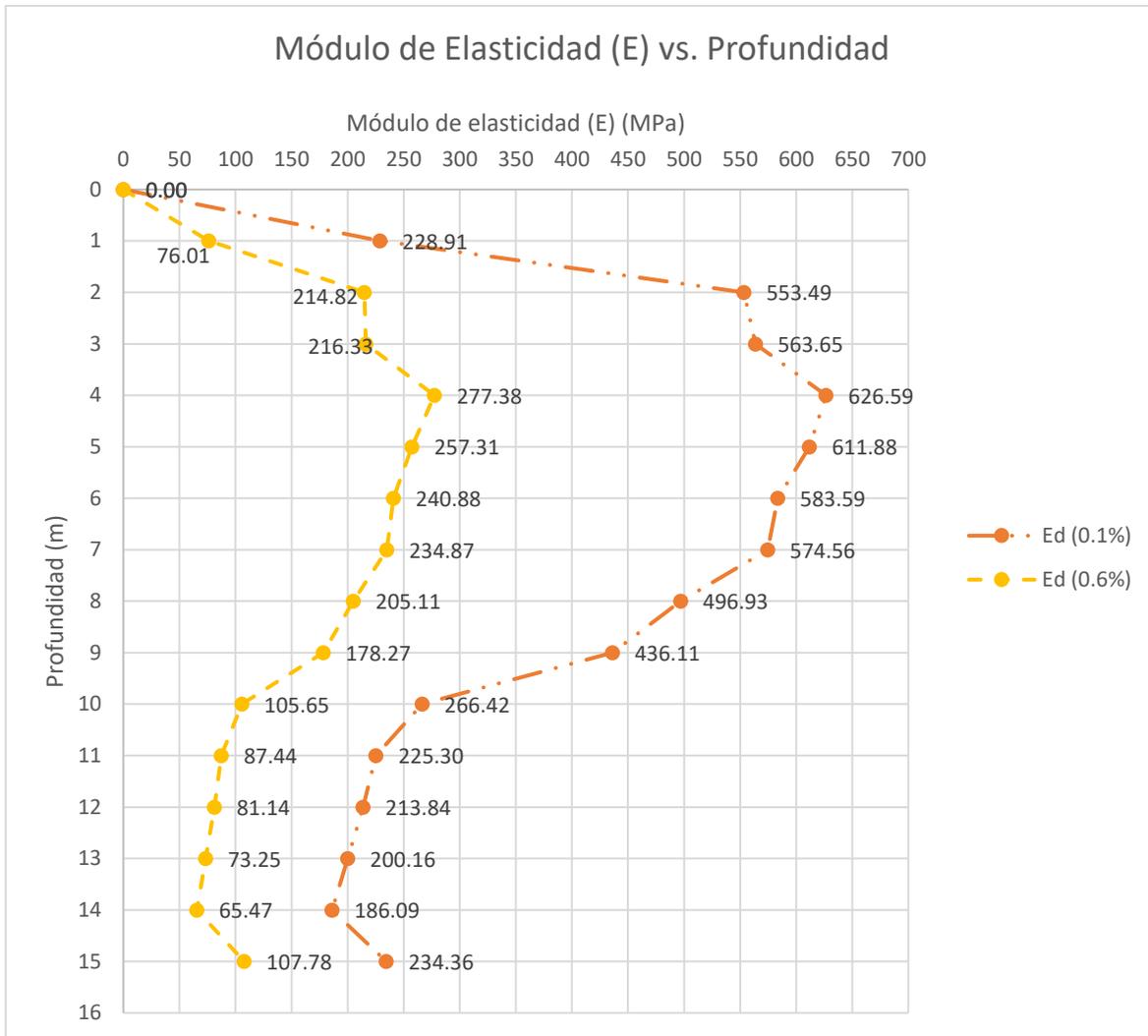


Figura 39. Variación del módulo de elasticidad (E) VS Profundidad estimado por método Santos y Correia

4.4 Análisis de las diferencias en los módulos de elasticidad (E) estimados

El enfoque del siguiente aparte consiste en la comparación de los módulos de elasticidad obtenidos mediante las diferentes metodologías con el estimado por retrocálculo, con la finalidad de conocer la precisión de cada una de las metodologías utilizadas.

Los resultados serán presentados en diagramas de barras que muestren la diferencia entre los módulos obtenidos por profundidades, permitiendo observar la variación de los mismos.

4.4.1 Ensayos de carga a gran escala de fundaciones superficiales de la Universidad de Texas A&M

- *Módulo de elasticidad (E) por ensayo del dilatómetro (DMT)*

Se presenta en la Figura 40 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el ensayo del dilatómetro (DMT), con los estimados en el retrocálculo.

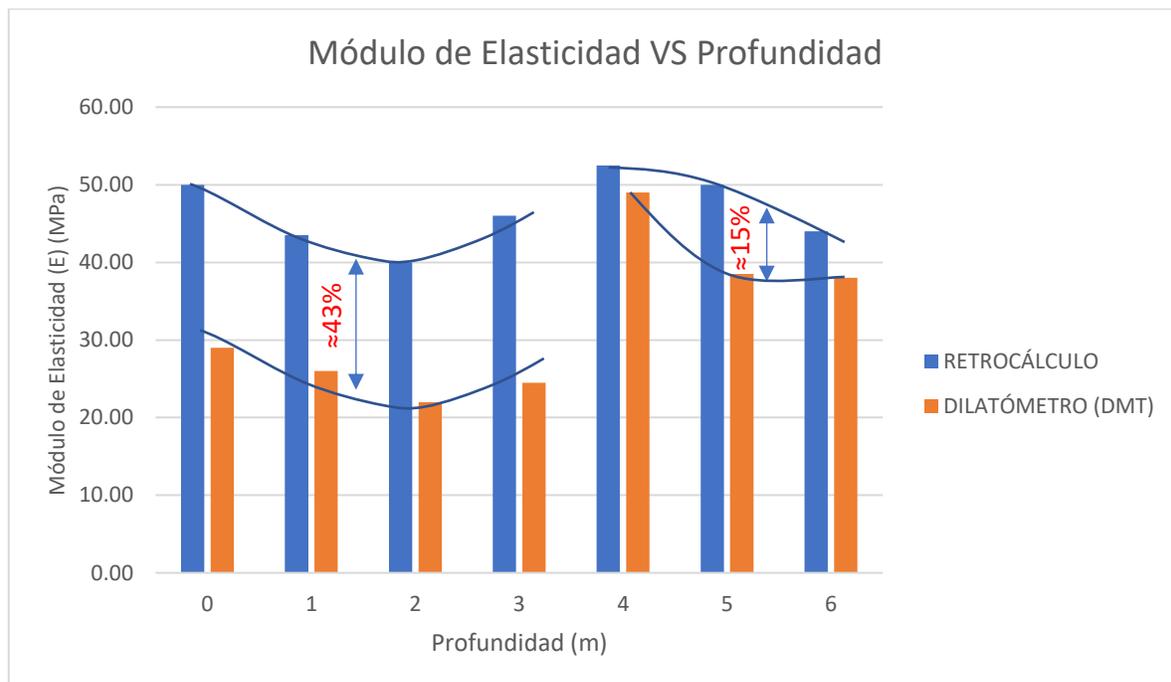


Figura 40. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad por ensayo del dilatómetro (DMT) VS módulo de elasticidad por retrocálculo

Se puede observar que en los primeros cuatro (4) metros el método es inexacto, obteniéndose una diferencia promedio de un 43% por defecto y preciso, debido a que se comporta de forma similar al comportamiento de la variación del módulo de elasticidad estimado por retrocálculo, como se muestra en la Figura 40.

Para los últimos tres (3) metros ocurre un comportamiento inverso al mencionado anteriormente, viéndose valores con diferencia promedio del 15% y un comportamiento

diferente al observado en la variación de los valores de módulo de elasticidad obtenidos por retrocálculo

Se presenta en la Tabla 24 los porcentajes de variación por metro de profundidad. Ver Anexo 1 apartado 1G-2

Tabla 24. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por Dilatómetro (DMT) VS el estimado por retrocálculo (Fuente: Aranguren y Rondón, 2021)

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	%ΔE
0	29.00	21.00	Por Defecto	42%
1	26.00	17.50	Por Defecto	40%
2	22.00	18.00	Por Defecto	45%
3	24.50	21.50	Por Defecto	47%
4	49.00	3.50	Por Defecto	7%
5	38.50	11.50	Por Defecto	23%
6	38.00	6.00	Por Defecto	14%
7	30.00	-	-	-
8	31.00	-	-	-
9	67.00	-	-	-
% Promedio de diferencia				31%

- ***Módulo de elasticidad (E) por ensayo del presiómetro (PMT)***

Se presenta en la Figura 41 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el ensayo del presurímetro (PMT), con los estimados en el retrocálculo.

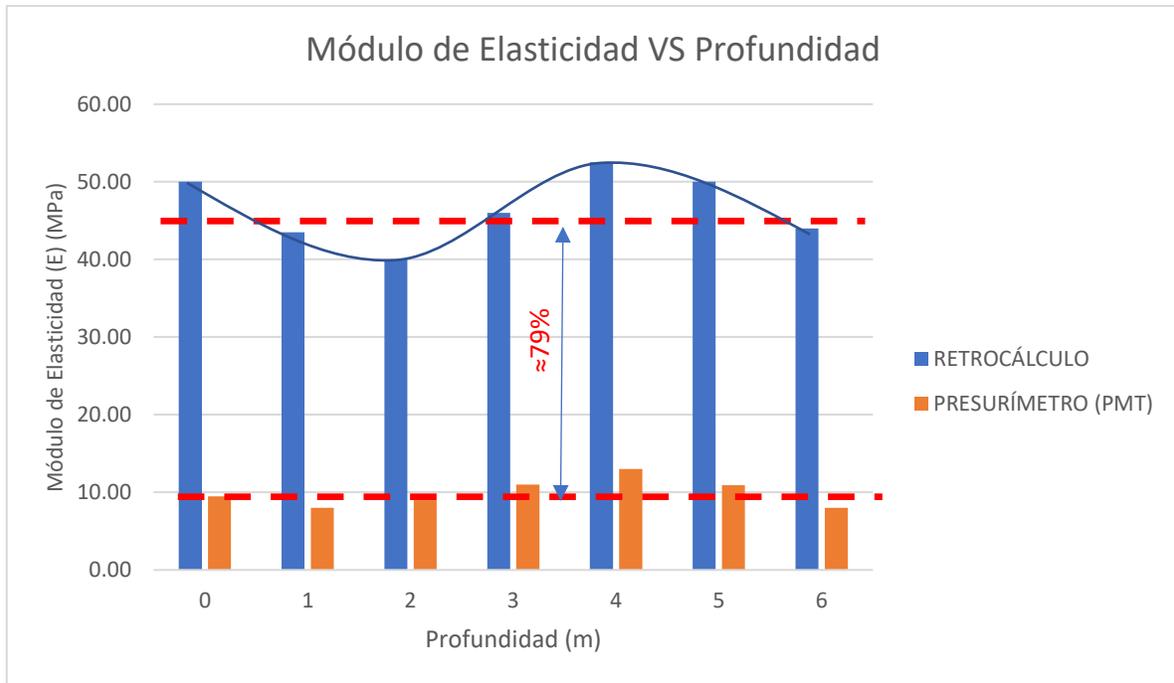


Figura 41. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad por ensayo del presurímetro (PMT) VS módulo de elasticidad por retrocálculo

Se puede observar que el método da una magnitud de módulo de elasticidad constante a lo largo de toda la profundidad variando respecto al módulo obtenido por retrocálculo aproximadamente un 79% de forma imprecisa e inexacta.

Se presenta en la Tabla 25 los porcentajes de variación por metro de profundidad. Ver Anexo 1 apartado 1G-3

Tabla 25. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por ensayo del Presurímetro (PMT) VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	9.50	40.50	Por Defecto	81%
1	8.00	35.50	Por Defecto	82%
2	9.00	31.00	Por Defecto	78%
3	11.00	35.00	Por Defecto	76%
4	13.00	39.50	Por Defecto	75%
5	10.90	39.10	Por Defecto	78%
6	8.00	36.00	Por Defecto	82%
7	16.00	-	-	-
% Promedio de diferencia				79%

- **Módulo de elasticidad (E) por método de Kulhawy y Callanan**

Se presenta en la Figura 42 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Kulhawy y Callanan, con los estimados en el retrocálculo.

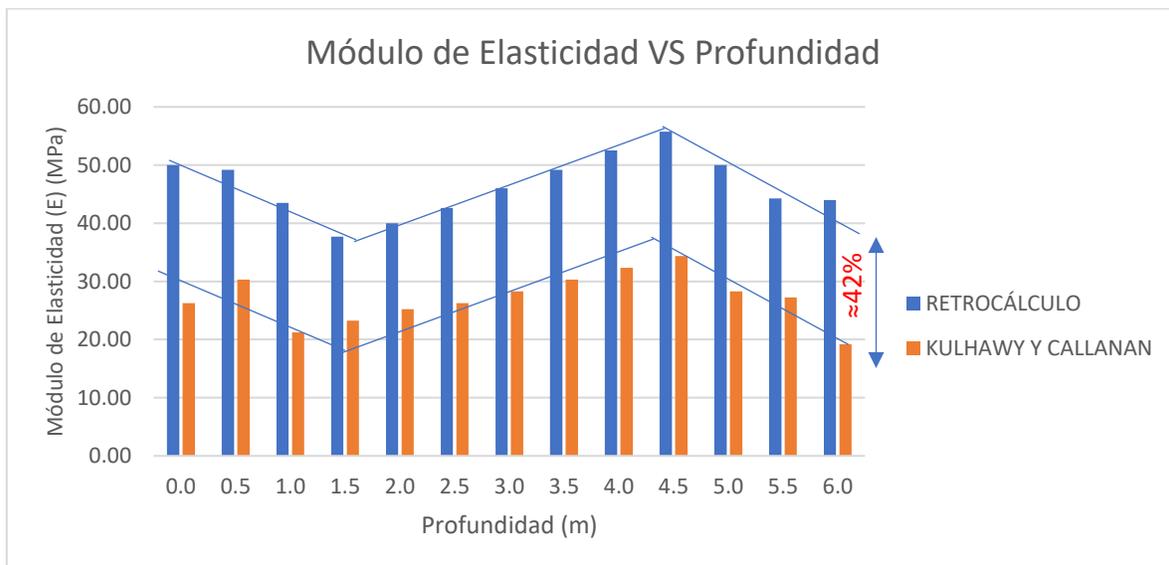


Figura 42. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad por método de Kulhawy y Callanan VS módulo de elasticidad por retrocálculo

Se puede observar que el comportamiento de la variación del módulo de elasticidad calculado por el método de Kulhawy y Callanan se asemeja en gran parte a la variación con

la profundidad del módulo estimado por retrocálculo de forma precisa, manteniendo una diferencia promedio de 42% por defecto.

Se presenta en la Tabla 26 los porcentajes de variación por metro de profundidad. Ver Anexo 1 apartado 1G-4

Tabla 26. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Kulhawy y Callanan (PMT) VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	%ΔE
0.0	26.26	23.74	Por Defecto	47%
0.5	30.30	18.88	Por Defecto	38%
1.0	21.21	13.20	Por Defecto	30%
1.5	23.23	14.47	Por Defecto	38%
2.0	25.25	18.79	Por Defecto	47%
2.5	26.26	16.36	Por Defecto	38%
3.0	28.28	22.77	Por Defecto	50%
3.5	30.30	18.88	Por Defecto	38%
4.0	32.32	20.18	Por Defecto	38%
4.5	34.34	21.40	Por Defecto	38%
5.0	28.28	21.72	Por Defecto	43%
5.5	27.27	16.99	Por Defecto	38%
6.0	19.19	24.81	Por Defecto	56%
6.5	16.16	-	-	-
7.0	17.17	-	-	-
% Promedio de diferencia				42%

- ***Módulo de elasticidad (E) por método de Schmertmann***

Se presenta en la Figura 43 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Schmertmann, con los estimados en el retrocálculo.

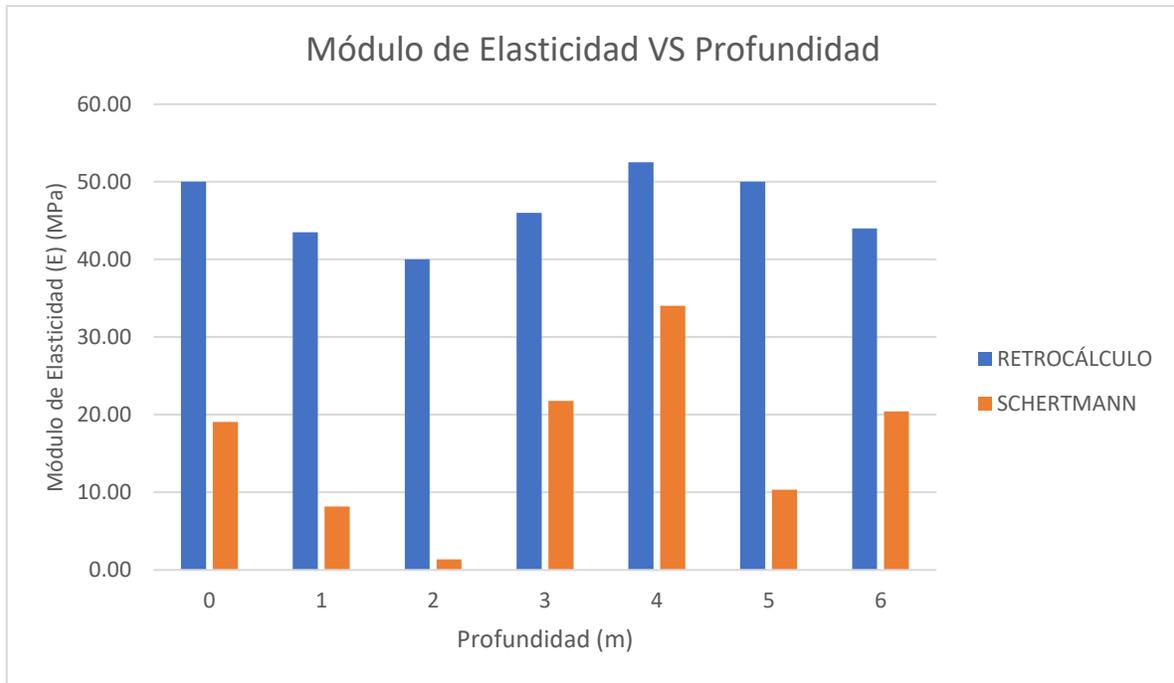


Figura 43. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad por método de Schmertmann VS módulo de elasticidad por retrocálculo

Para este método, no se observan similitudes con los módulos obtenidos por retrocálculo como se ha observado anteriormente, viéndose una variación y un comportamiento distinto por metro.

Se presenta en la Tabla 27 los porcentajes de variación por metro de profundidad. Ver Anexo 1 apartado 1G-5

Tabla 27. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Schmertmann VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	19.07	30.93	Por Defecto	62%
1	8.17	35.33	Por Defecto	81%
2	1.36	38.64	Por Defecto	97%
3	21.79	24.21	Por Defecto	53%
4	34.05	18.45	Por Defecto	35%
5	10.35	39.65	Por Defecto	79%
6	20.43	23.57	Por Defecto	54%
7	24.52	-	-	-
8	20.43	-	-	-
9	43.58	-	-	-
10	27.24	-	-	-
% Promedio de diferencia				66%

- **Módulo de elasticidad (E) por método geofísico de Santos y Correia**

Se presenta en la Figura 44 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Santos y Correia, con los estimados en el retrocálculo.

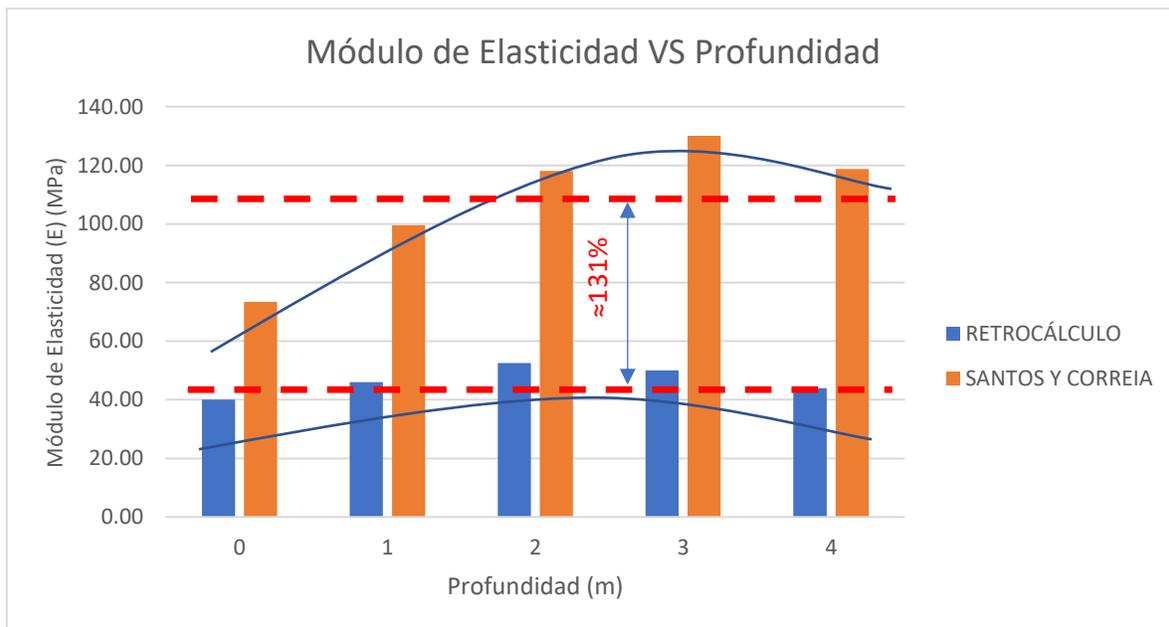


Figura 44. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad por método Santos y Correia VS módulo de elasticidad por retrocálculo

Se puede observar una diferencia significativa en la magnitud del módulo obtenido, siendo este método el único cuyos valores de módulo dan por exceso al estimado por retrocálculo para los métodos analizados en el presente trabajo para este caso, dando una diferencia promedio de un 131% por exceso.

Se presenta en la Tabla 28 los porcentajes de variación por metro de profundidad. Ver Anexo 1 apartado 1G-6

Tabla 28. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Santos y Correia VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	%ΔE
0	-	-	-	-
1	-	-	-	-
2	73.33	33.33	Por Exceso	83%
3	99.58	53.58	Por Exceso	116%
4	118.09	65.59	Por Exceso	125%
5	130.00	80.00	Por Exceso	160%
6	118.73	74.73	Por Exceso	170%
7	54.67	-	-	-
8	21.22	-	-	-
9	50.98	-	-	-
10	104.41	-	-	-
% Promedio de Error				131%

Finalmente, se presenta en la Figura 45 un esquema de los módulos de elasticidad determinados por medio de las distintas metodologías y el estimado por medio de retrocálculo, en el cual se puede visualizar gráficamente las diferencias entre ellos. Ver Anexo 1 apartado 1G-7.

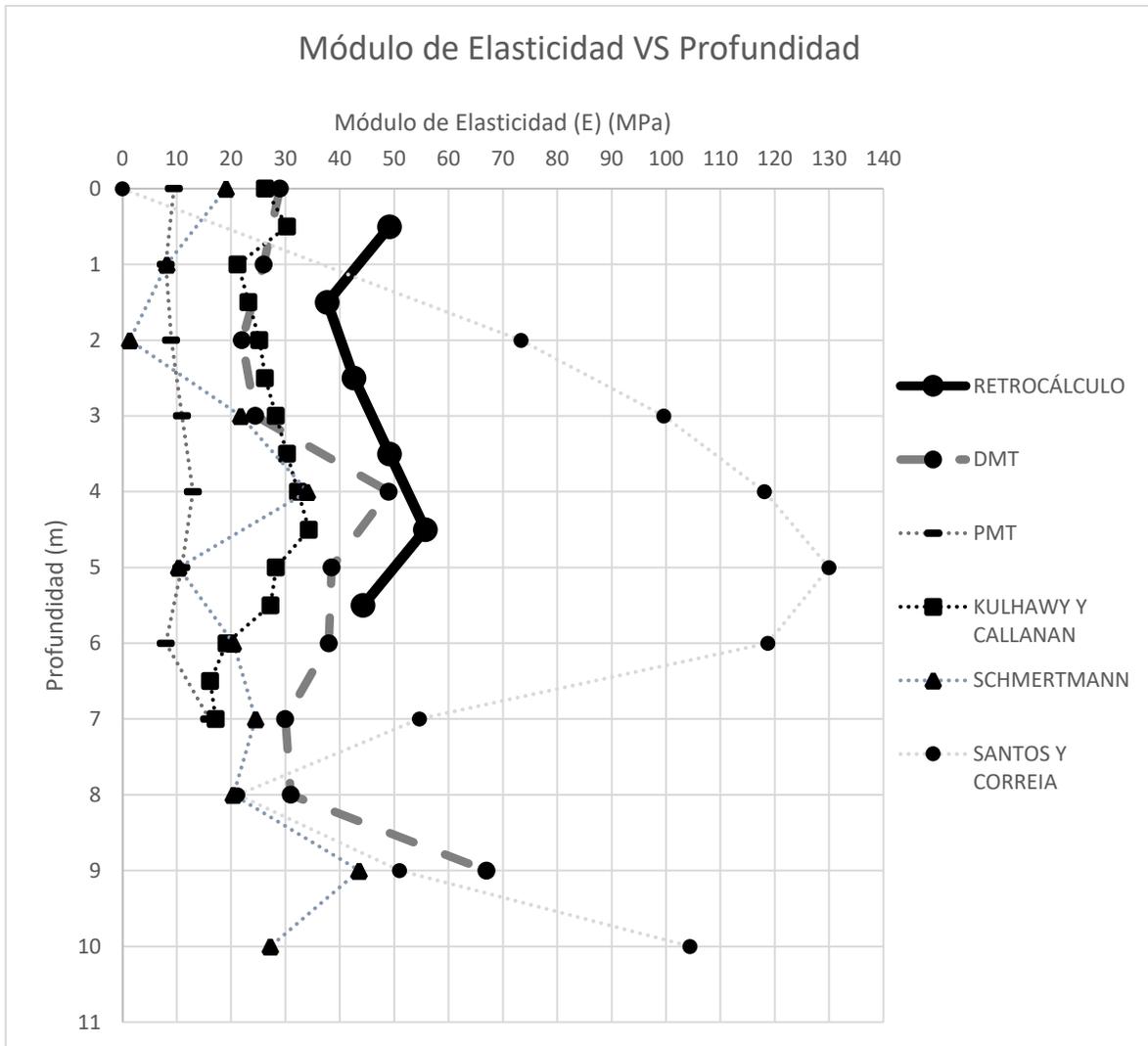


Figura 45. Módulos de elasticidad determinados por las distintas metodologías y estimado por retrocálculo de los ensayos a gran escala de la Universidad de Texas A&M

4.4.2 Catedral de St. Isaac

- *Módulo de elasticidad (E) por ensayo Triaxial (TxT)*

Se presenta en la Figura 46 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el ensayo triaxial, con los estimados en el retrocálculo.

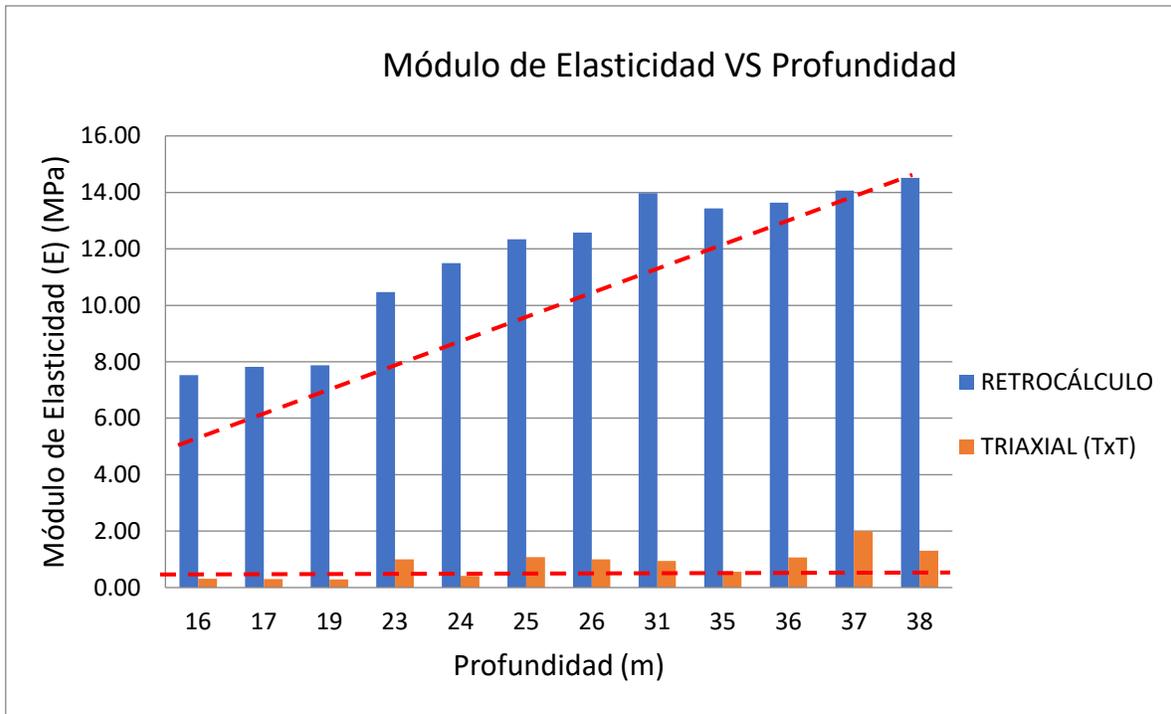


Figura 46. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad por ensayo Triaxial (TxT) VS módulo de elasticidad por retrocálculo

Se observa que los módulos de elasticidad estimados mediante este método resultan ser prácticamente constantes con la profundidad presentando un comportamiento de manera poco similar a los módulos de elasticidad obtenidos por medio de retrocálculo.

Se presentan en la Tabla 29 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del ensayo triaxial y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 2 apartado 2F-2

Tabla 29. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por ensayo triaxial VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
16	0,31	7,22	Por Defecto	96%
17	0,30	7,52	Por Defecto	96%
18	-	-	-	-
19	0,29	7,59	Por Defecto	96%
20	-	-	-	-
21	-	-	-	-
22	-	-	-	-
23	1,00	9,47	Por Defecto	90%
24	0,42	11,08	Por Defecto	96%
25	1,08	11,26	Por Defecto	91%
26	1,00	11,58	Por Defecto	92%
27	-	-	-	-
28	-	-	-	-
29	-	-	-	-
30	-	-	-	-
31	0,94	13,04	Por Defecto	93%
32	-	-	-	-
33	-	-	-	-
34	-	-	-	-
35	0,57	12,86	Por Defecto	96%
36	1,07	12,56	Por Defecto	92%
37	2,00	12,07	Por Defecto	86%
38	1,31	13,21	Por Defecto	91%
39	-	-	-	-
40	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				93%

- **Módulo de elasticidad (E) por Método de Duncan y Buchignani (Su)**

Se presenta en la Figura 47 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Duncan y Buchignani, con los estimados en el retrocálculo.

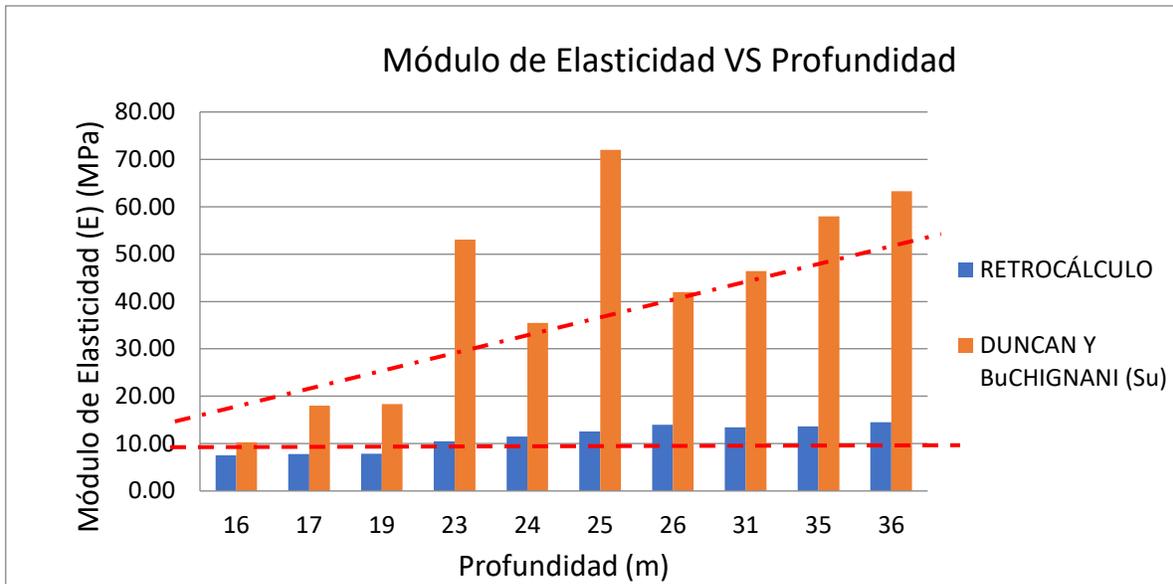


Figura 47. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Metodo de Duncan y Buchignani (Su) VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se observa que los módulos de elasticidad estimados mediante este método aumentan linealmente de manera significativa con la profundidad presentando un comportamiento de manera completamente diferente al de los módulos de elasticidad obtenidos por medio de retrocálculo.

Se presentan en la Tabla 30 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del método de Duncan y Buchignani (Su) y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 2 apartado 2F-3.

Tabla 30. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Duncan y Buchignani VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
16,0	10,27	2,74	Por Exceso	36%
17,0	18,00	10,18	Por Exceso	130%
19,0	18,36	10,48	Por Exceso	133%
23,0	53,04	42,57	Por Exceso	406,64%
24,0	35,47	23,97	Por Exceso	209%
24,5	22,00	9,66	Por Exceso	78%
26,0	72,00	59,42	Por Exceso	472%
31,0	42,00	28,02	Por Exceso	200%
35,0	46,40	32,97	Por Exceso	246%
35,5	76,96	63,33	Por Exceso	465%
36,0	58,00	44,37	Por Exceso	325%
37,5	57,75	43,23	Por Exceso	298%
38,0	63,25	48,73	Por Exceso	336%
% Promedio de diferencia				257%

- **Módulo de elasticidad (E) por Método de Duncan y Buchignani (qc)**

Se presenta en la Figura 48 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Duncan y Buchignani, con los estimados en el retrocálculo.

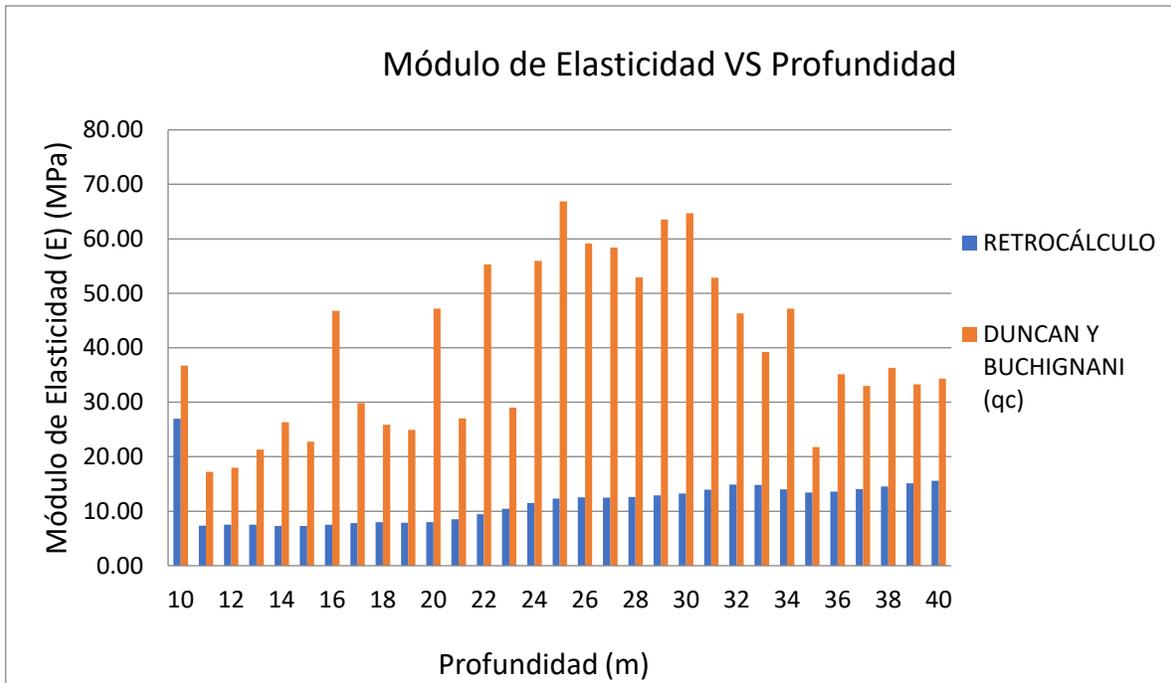


Figura 48. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Método de Duncan y Buchignani (qc) VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se observa que los módulos de elasticidad estimados mediante este método no guardan un patrón o comportamiento ordenado en su variación, además, son considerablemente mayores a los estimados por medio de retrocálculo.

Se presentan en la Tabla 31 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del método de Duncan y Buchignani (qc) y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 2 apartado 2F-4.

Tabla 31. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Duncan y Buchignani VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
10	36,71	9,71	Por Exceso	36%
11	17,23	9,89	Por Exceso	135%
12	18,01	10,50	Por Exceso	140%
13	21,29	13,78	Por Exceso	184%
14	26,36	19,07	Por Exceso	261%
15	22,79	15,50	Por Exceso	213%
16	46,80	39,27	Por Exceso	522%
17	29,82	22,00	Por Exceso	281%
18	25,85	17,84	Por Exceso	223%
19	24,93	17,05	Por Exceso	216%
20	47,21	39,21	Por Exceso	490%
21	27,02	18,52	Por Exceso	218%
22	55,31	45,87	Por Exceso	486%
23	29,01	18,54	Por Exceso	177%
24	55,95	44,46	Por Exceso	387%
25	66,85	54,51	Por Exceso	442%
26	59,15	46,58	Por Exceso	370%
27	58,40	45,93	Por Exceso	368%
28	52,91	40,32	Por Exceso	320%
29	63,56	50,64	Por Exceso	392%
30	64,68	51,41	Por Exceso	388%
31	52,86	38,88	Por Exceso	278%
32	46,32	31,44	Por Exceso	211%
33	39,23	24,39	Por Exceso	164%
34	47,16	33,13	Por Exceso	236%
35	21,76	8,33	Por Exceso	62%
36	35,13	21,50	Por Exceso	158%
37	33,00	18,93	Por Exceso	135%
38	36,34	21,82	Por Exceso	150%
39	33,29	18,18	Por Exceso	120%
40	34,34	18,75	Por Exceso	120%
% Promedio de diferencia				254%

- **Módulo de elasticidad (E) por Método de Santos y Correia.**

Se presenta en la Figura 49 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Santos y Correia, con los estimados en el retrocálculo.

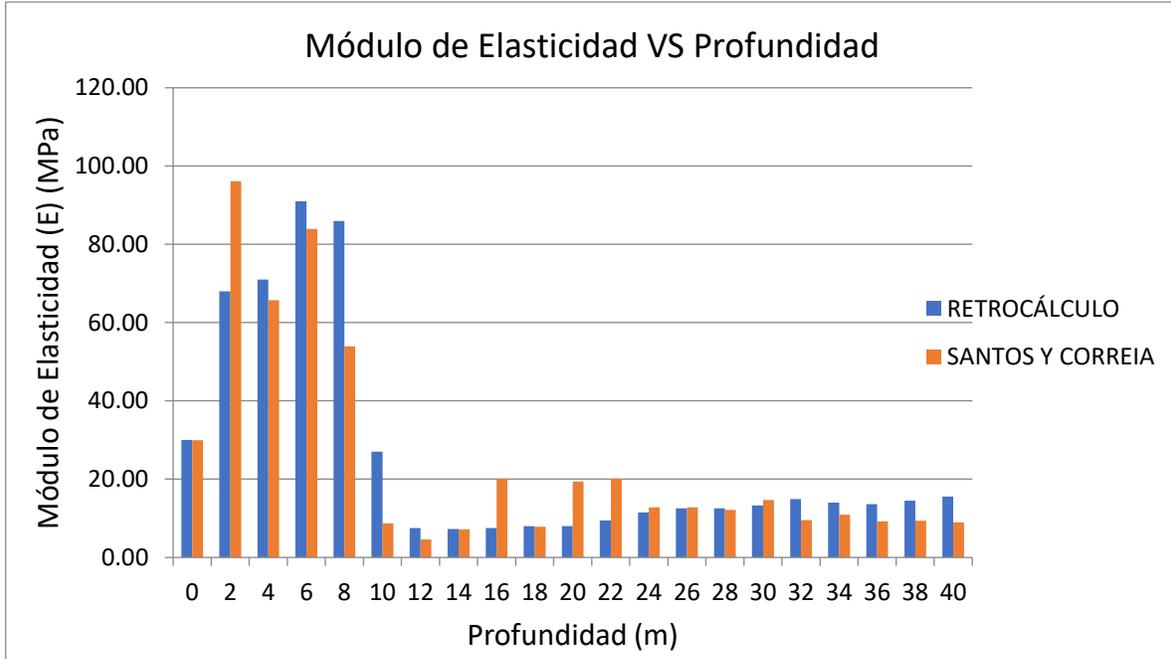


Figura 49. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Método de Santos y Correia VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se observan que los módulos de elasticidad estimados mediante este método para las profundidades menores a diez (10) metros son predominantemente menores (por defecto) a los obtenidos por retrocálculo y para profundidades mayores a diez (10) metros, los módulos de elasticidad obtenidos son predominantemente mayores (por exceso) a los obtenidos por retrocálculo.

Se observa además que el comportamiento de la variación de los módulos con la profundidad, obtenidos por este método, es similar al comportamiento de los módulos obtenidos por retrocálculo guardando en promedio una diferencia en exceso de aproximadamente 39 % entre ellos, respectivamente.

Se presentan en la Tabla 32 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del método de Santos y Correia y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 2 apartado 2F-5.

Tabla 32. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Santos y Correia VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	29,97	0,03	Por Defecto	0%
1	-	-	-	-
2	96,11	28,11	Por Exceso	41%
3	-	-	-	-
4	65,70	5,30	Por Defecto	7%
5	-	-	-	-
6	83,97	7,03	Por Defecto	8%
7	-	-	-	-
8	53,92	32,08	Por Defecto	37%
9	-	-	-	-
10	8,74	18,26	Por Defecto	68%
11	-	-	-	-
12	4,63	2,88	Por Defecto	38%
13	-	-	-	-
14	7,18	0,12	Por Defecto	2%
15	-	-	-	-
16	20,05	12,52	Por Exceso	166%
17	-	-	-	-
18	7,81	0,20	Por Defecto	2%
19	-	-	-	-
20	19,37	11,37	Por Exceso	142%
21	-	-	-	-
22	20,10	10,66	Por Exceso	113%
23	-	-	-	-
24	12,80	1,31	Por Exceso	11%
25	-	-	-	-
26	12,78	0,21	Por Exceso	2%
27	-	-	-	-
28	12,13	0,46	Por Defecto	4%
29	-	-	-	-
30	14,66	1,39	Por Exceso	10%
31	-	-	-	-
32	9,58	5,30	Por Defecto	36%
33	-	-	-	-
34	10,93	3,10	Por Defecto	22%
35	-	-	-	-
36	9,21	4,42	Por Defecto	32%
37	-	-	-	-
38	9,39	5,13	Por Defecto	35%
39	-	-	-	-
40	8,99	6,61	Por Defecto	42%
% Promedio de diferencia				39%

Finalmente se presenta en la Figura 50 un esquema de los módulos de elasticidad determinados por medio de las distintas metodologías y el estimado por medio del retrocálculo, en el cual se puede visualizar gráficamente las diferencias entre ellos. Ver Anexo 2 apartado 2F-6.

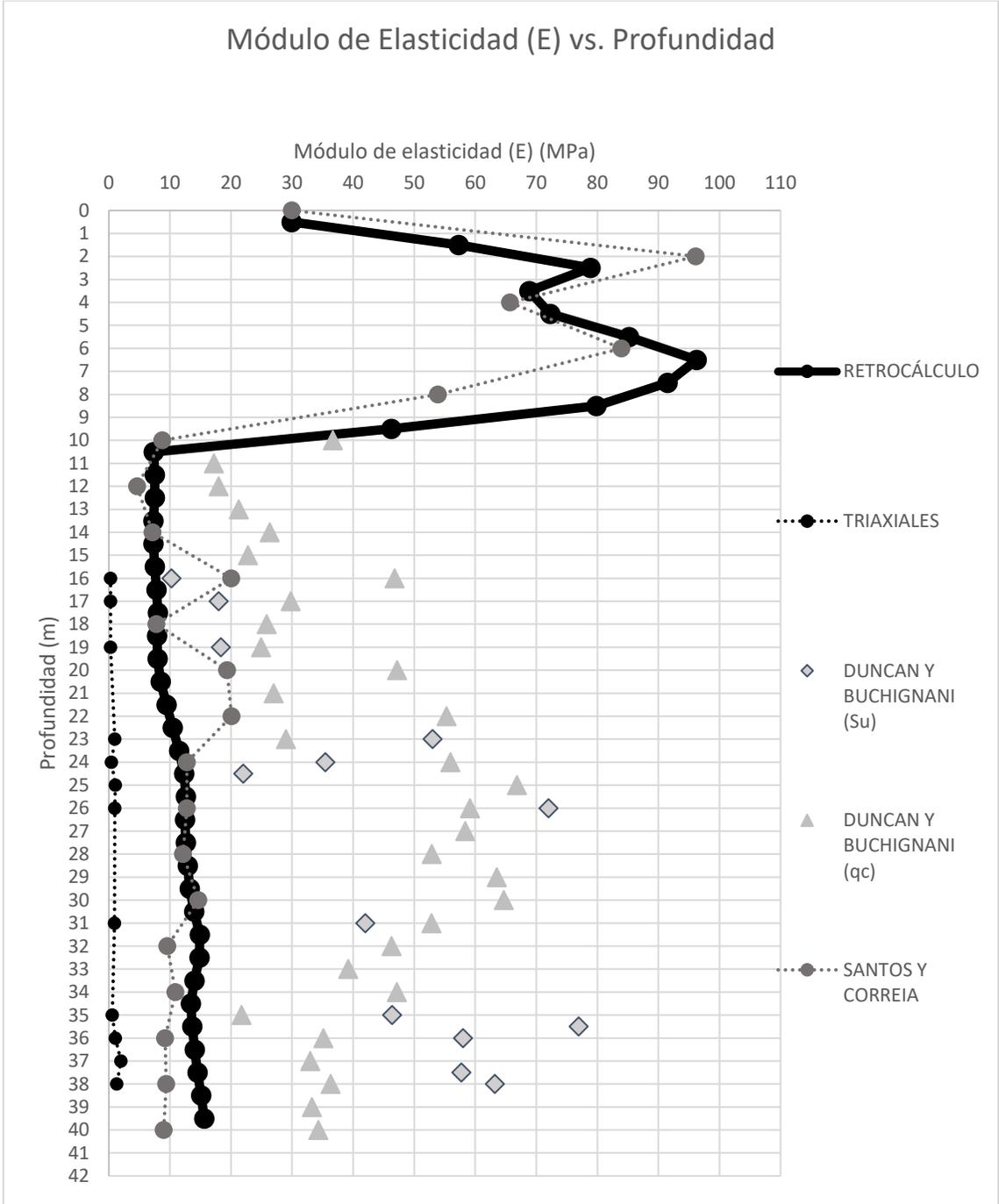


Figura 50. Módulos de elasticidad estimados por las distintas metodologías y estimado por Retrocálculo para Catedral St. Isaac

4.4.3 Monumento de Washington

- *Módulo de elasticidad (E) por método de Duncan y Buchignani*

Se presenta en la Figura 51 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Duncan y Buchignani, con los estimados en el retrocálculo.

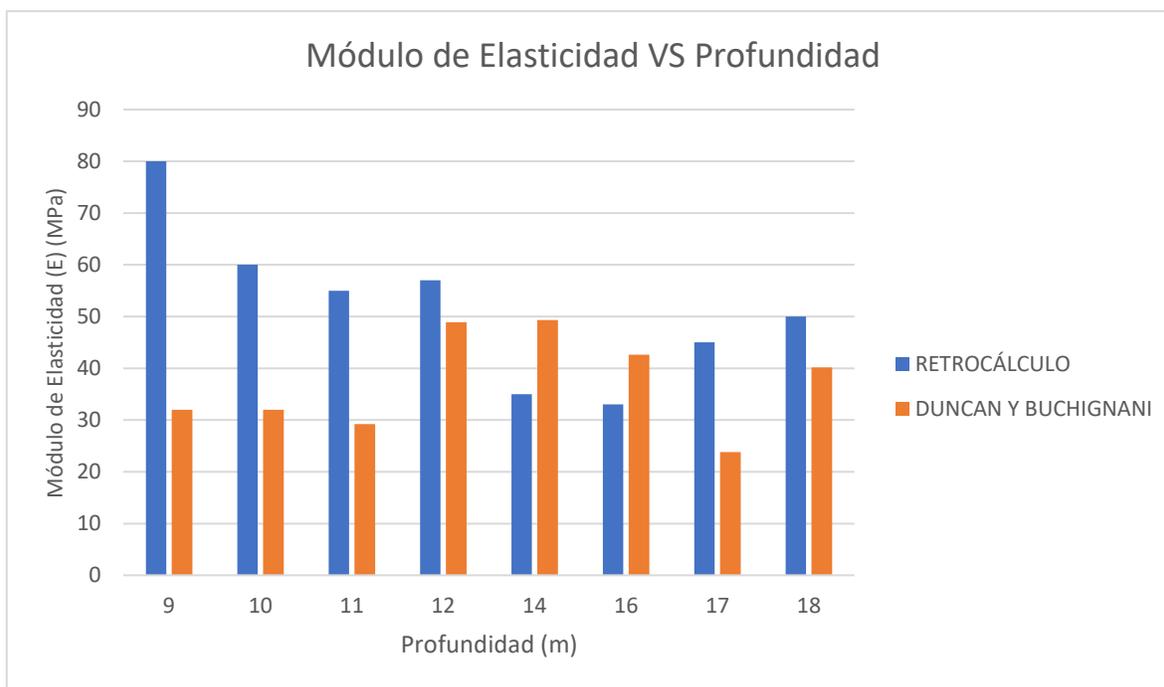


Figura 51. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Método de Duncan y Buchignani VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se puede observar una diferencia promedio de 53% en los tres (3) primeros estratos (cerca del estrato de arena) la cual disminuye con la profundidad, hasta un promedio de 30% para las últimas profundidades en estudio

Se presentan en la Tabla 33 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del método de Duncan y Buchignani y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 3 apartado 3F-2.

Tabla 33. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Duncan y Buchignani VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
9	31.98	48.02	Por Defecto	60%
10	31.98	28.02	Por Defecto	47%
11	29.24	25.76	Por Defecto	47%
12	48.88	8.12	Por Defecto	14%
13	-	-	-	-
14	49.30	14.30	Por Exceso	41%
15	-	-	-	-
16	42.64	9.64	Por Exceso	29%
17	23.78	21.22	Por Defecto	47%
18	40.18	9.82	Por Defecto	20%
19	-	-	-	-
20	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				38%

- **Módulo de elasticidad (E) por método de Ohya Et Al.**

Se presenta en la Figura 52 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Ohya Et Al, con los estimados en el retrocálculo.

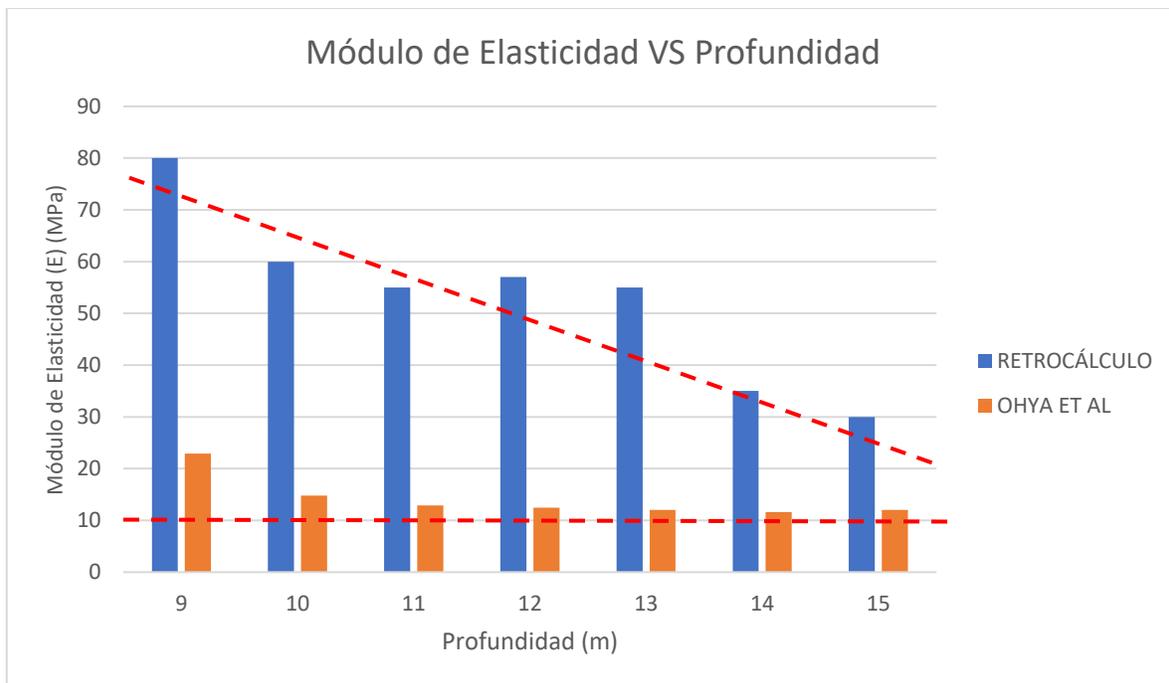


Figura 52. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Método de Ohya Et Al VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se puede observar que el método determina una magnitud de módulo de elasticidad constante a lo largo de toda la profundidad presentando una diferencia respecto al módulo obtenido por retrocálculo que va disminuyendo de forma lineal.

Se presentan en la Tabla 34 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del método de Ohya Et Al y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 3 apartado 3F-3.

Tabla 34. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Ohya Et Al. VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	%ΔE
9	22.92	57.08	Por Defecto	71%
10	14.81	45.19	Por Defecto	75%
11	12.87	42.13	Por Defecto	77%
12	12.46	44.54	Por Defecto	78%
13	12.04	42.96	Por Defecto	78%
14	11.62	23.38	Por Defecto	67%
15	12.04	17.96	Por Defecto	60%
16	-	-	-	-
17	-	-	-	-
18	-	-	-	-
19	-	-	-	-
20	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				72%

- *Módulo de elasticidad (E) por método de Kulhawy y Callanan.*

Se presenta en la Figura 53 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Kulhawy y Callanan, con los estimados en el retrocálculo.

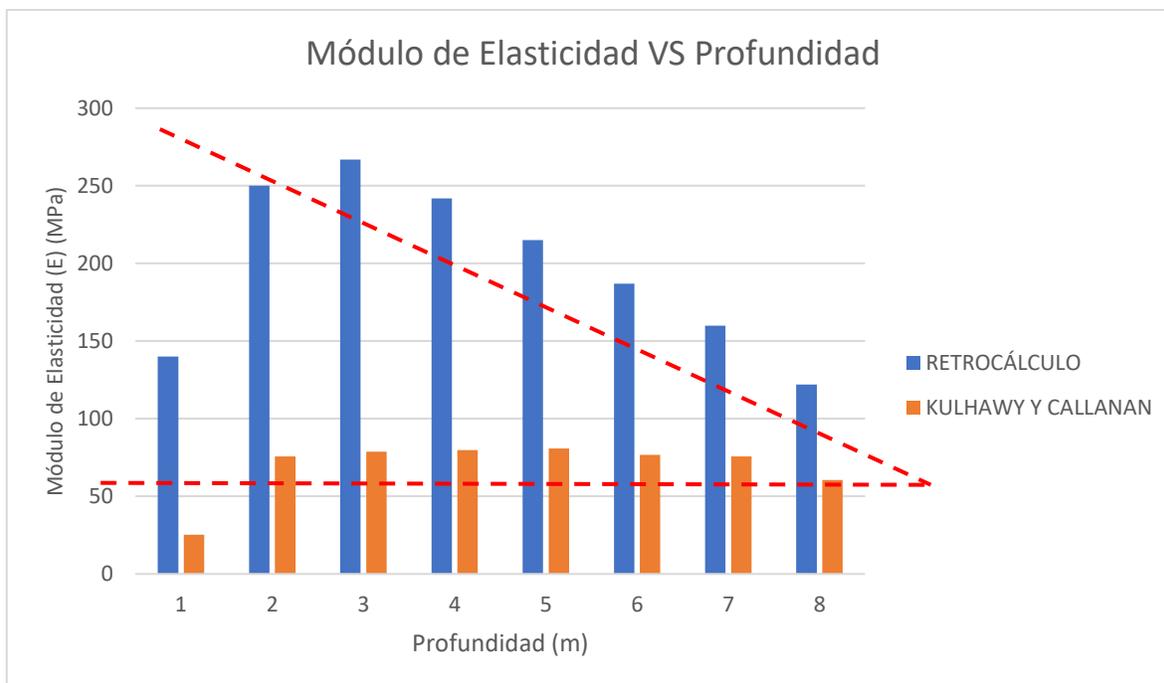


Figura 53. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Método de Kulhawy y Callanan VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se puede observar que el método determina una magnitud de módulo de elasticidad constante a lo largo de toda la profundidad presentando una diferencia respecto al módulo obtenido por retrocálculo que va disminuyendo de forma lineal.

Se presentan en la Tabla 35 los porcentajes de variación de los módulos de elasticidad obtenidos por medio del método de Kulhawy y Callanan y los obtenidos por retrocálculo, por metro de profundidad. Ver Anexo 3 apartado 3F-4.

Tabla 35. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Kulhawy y Callanan VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	-	-	-	-
1	25.25	114.75	Por Defecto	82%
2	75.75	174.25	Por Defecto	70%
3	78.78	188.22	Por Defecto	70%
4	79.79	162.21	Por Defecto	67%
5	80.80	134.20	Por Defecto	62%
6	76.76	110.24	Por Defecto	59%
7	75.75	84.25	Por Defecto	53%
8	60.60	61.40	Por Defecto	50%
% Promedio de diferencia				64%

- **Módulo de elasticidad (E) por método geofísico de Santos y Correia.**

Se presenta en la Figura 54 el diagrama de barras que compara los resultados de módulo de elasticidad obtenidos por el método de Santos y Correia, con los estimados en el retrocálculo.

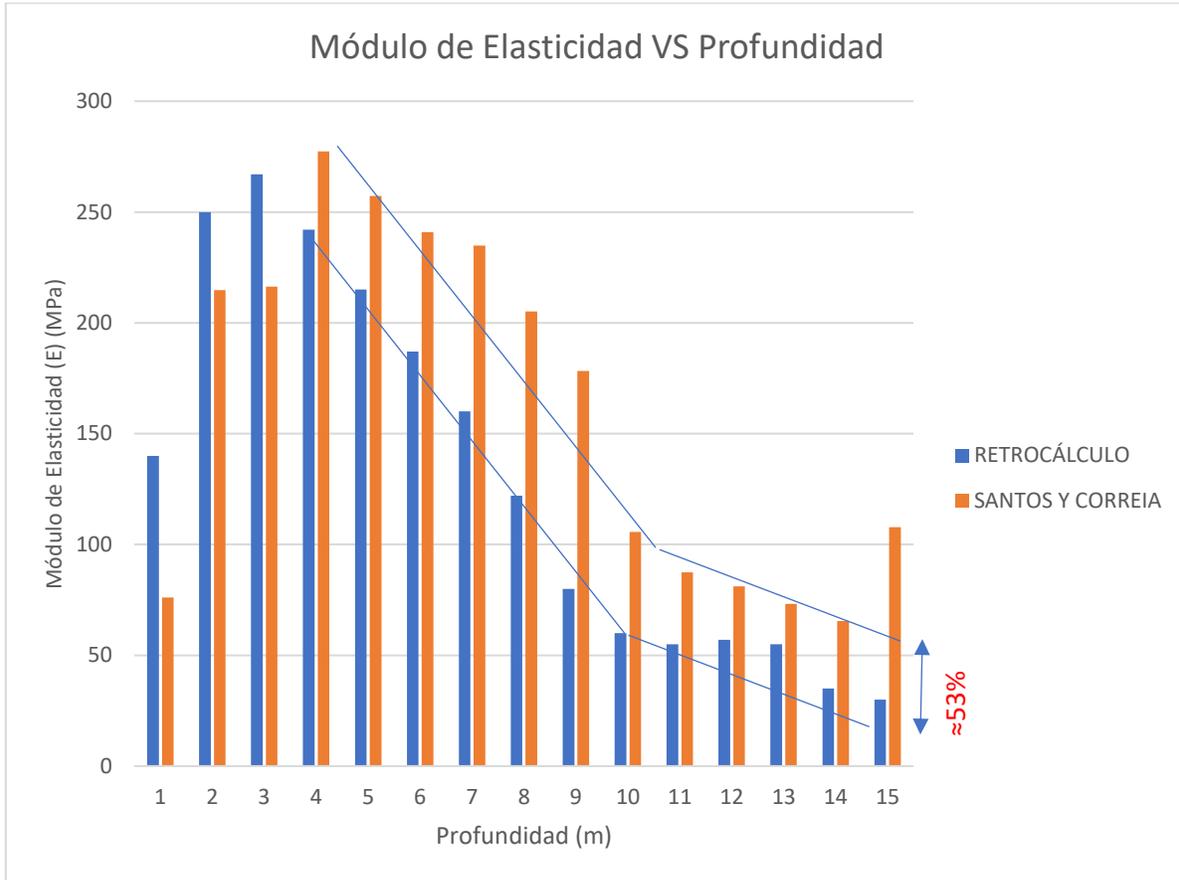


Figura 54. Diagrama de Barras del módulo de elasticidad obtenido por Método de Santos y Correia VS módulo de elasticidad obtenido por retrocálculo

Se puede observar que el comportamiento de la variación del módulo de elasticidad calculado por el método de Santos y Correia se asemeja en gran parte a la variación con la profundidad del módulo estimado por retrocálculo de forma precisa a partir de los 4m, manteniendo una diferencia promedio de 53% por exceso.

Se presenta en la Tabla 36 los porcentajes de variación por metro de profundidad. Ver Anexo 3 apartado 3F-6

Tabla 36. Porcentaje (%) de variación del módulo de elasticidad obtenido por método de Kulhawy y Callanan VS el estimado por retrocálculo

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	-	-	-	-
1	76.01	63.99	Por Defecto	46%
2	214.82	35.18	Por Defecto	14%
3	216.33	50.67	Por Defecto	19%
4	277.38	35.38	Por Exceso	15%
5	257.31	42.31	Por Exceso	20%
6	240.88	53.88	Por Exceso	29%
7	234.87	74.87	Por Exceso	47%
8	205.11	83.11	Por Exceso	68%
9	178.27	98.27	Por Exceso	123%
10	105.65	45.65	Por Exceso	76%
11	87.44	32.44	Por Exceso	59%
12	81.14	24.14	Por Exceso	42%
13	73.25	18.25	Por Exceso	33%
14	65.47	30.47	Por Exceso	87%
15	107.78	77.78	Por Exceso	259%
16	-	-	-	-
17	-	-	-	-
18	-	-	-	-
19	-	-	-	-
20	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				62%

Finalmente se presenta en la Figura 55 un esquema de los módulos de elasticidad determinados por medio de las distintas metodologías y el estimado por medio del retrocálculo, en el cual se puede visualizar gráficamente las diferencias entre ellos. Ver Anexo 3 apartado 3F-6.

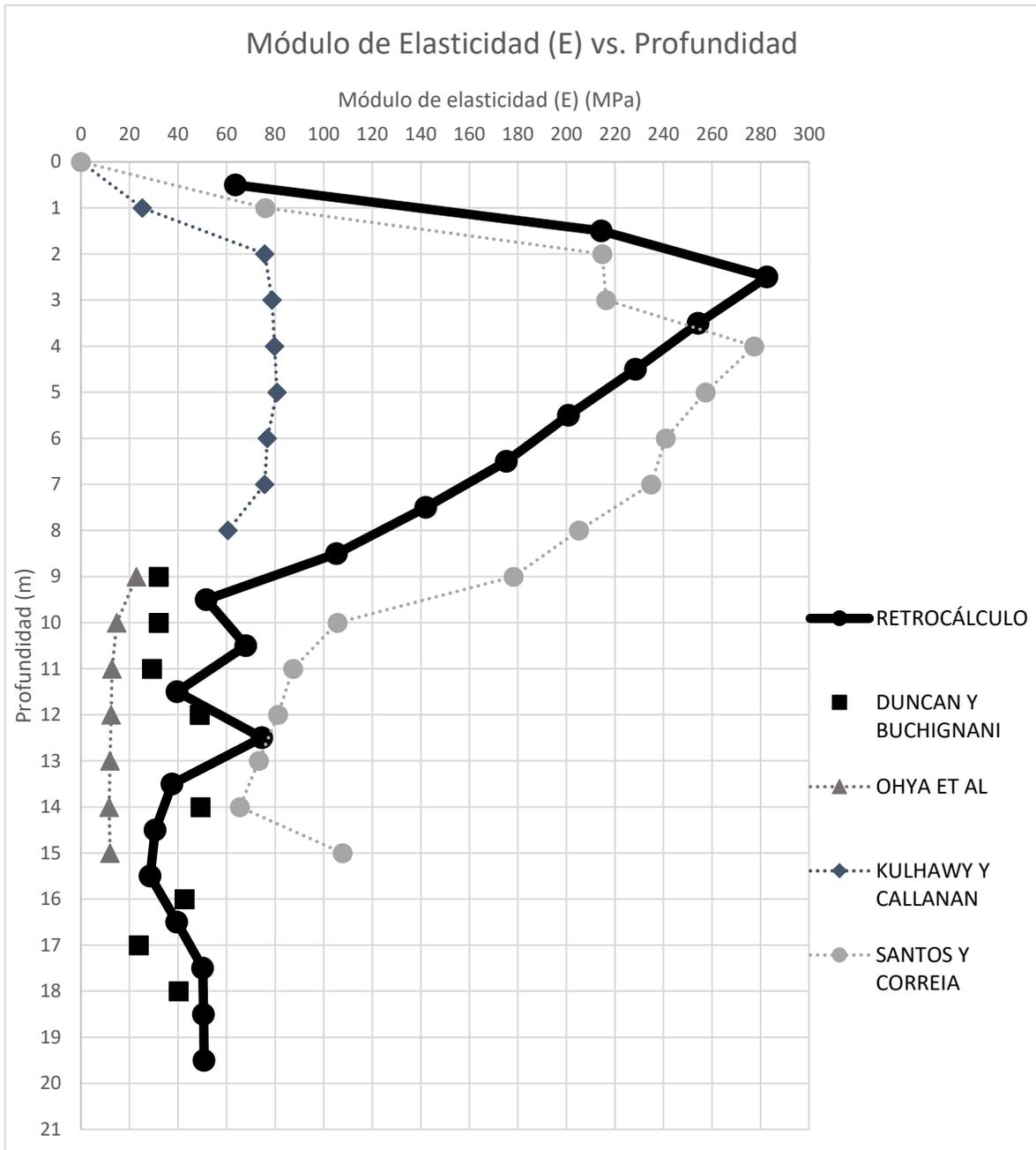


Figura 55. Módulos de elasticidad estimados por las distintas metodologías y estimado por Retrocálculo para Monumento de Washington

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se analizaron tres (3) casos reales, obteniendo de estos el módulo de elasticidad (E) por medio de retrocálculo a partir de la información publicada disponible. Esto se realizó con la finalidad de comparar los módulos de elasticidad obtenidos por al menos cuatro (4) metodologías con los estimados por retrocálculo, para conocer su precisión y confiabilidad de uso para el cálculo de este importante parámetro del terreno.

Entre los métodos comparados para la estimación del módulo de elasticidad se encuentran los siguientes:

- Ensayo del Dilatómetro
- Ensayo del Presurímetro
- Ensayo Triaxial
- Método geofísico propuesto por Santos y Correia
- Método propuesto por Duncan y Buchignani
- Método propuesto por Kulhawy y Callanan
- Método propuesto por Ohya Et Al
- Método propuesto por Schertmann

A continuación, se presentan las conclusiones derivadas del presente trabajo.

- Los resultados obtenidos por los ensayos estudiados presentan diferencias, variando su precisión respecto al módulo estimado por retrocálculo. El ensayo estudiado del cual se obtuvo mayor precisión fue el ensayo del dilatómetro, teniendo un 31% de diferencia aproximada por defecto respecto al módulo estimado por retrocálculo. No obstante, no se pudo observar una diferencia constante a lo largo de toda su profundidad respecto al retrocálculo, siendo esta mayor en los estratos superiores y menor en los inferiores. El ensayo del presurímetro al igual que el ensayo triaxial presentaron una diferencia aproximada del 79% y el 93% respectivamente por defecto, mostrándose

constante a lo largo de su profundidad, lo que indica que la variación del módulo es nula, por lo que estos consideran un terreno homogéneo donde el módulo de elasticidad no varía con la profundidad, algo que se aleja de la realidad.

- El método geofísico de Santos y Correia presentó una buena precisión principalmente en los estratos arcillosos, logrando tener diferencias de hasta un 2% respecto al módulo estimado por retrocálculo. Se puede observar que, en estratos de arenas, este método pierde precisión llegando a tener diferencias aproximadas del retrocálculo de hasta un 130%. Este método es particular ya que presentó en su mayoría, diferencias por exceso y no por defecto, a diferencia de las otras metodologías analizadas en el presente trabajo. También es importante resaltar que el método fue realizado considerando un módulo de corte estimado a partir de un nivel de deformación acorde a la profundidad del estrato compresible, lo que permite adaptarse mejor al valor estimado por retrocálculo. En la práctica esto implica la necesidad de estimar un asentamiento conociendo las propiedades del suelo para así poder obtener un valor mucho más confiable
- Los resultados obtenidos mediante correlaciones utilizadas arrojaron un patrón de variación diferente para cada una de estas metodologías en relación al módulo de elasticidad estimado por retro cálculo, sin embargo, se observó que el comportamiento de la Correlación establecida por Kulhawy y Callanan se asemeja al comportamiento del retrocálculo, en cuanto a variación de módulo de elasticidad con profundidad, estando desfasado un 42 % uno con respecto al otro, respectivamente.
- En la aplicación de la metodología de Schmertmann no ocurren semejanzas como en la metodología anterior, no se observan similitudes de los módulos obtenidos con relación a los módulos obtenidos por retrocálculo, y además la variación del comportamiento módulo de elasticidad – profundidad ocurre sin patrón definido y con desfases no similares.
- Para la metodología establecida por Duncan y Buchignani y basada en la resistencia al corte no drenado de campo (S_u), los módulos obtenidos varían linealmente de manera significativa con la profundidad comportándose de forma

distinta a la variación de los módulos obtenidos por medio de retrocálculo y para la metodología establecida por Duncan y Buchignani y basada en la capacidad de carga de punta (q_c), varían de forma desordenada con relación a los estimados por retrocálculo. Para el caso de la Catedral de St. Isaac Se puede observar una gran diferencia aproximada de más de 800%, lo que llega a suponer un posible error en el parámetro publicado en la información disponible.

- Por último, en la aplicación de la metodología basada en Ohya Et Al se obtienen módulos de elasticidad constantes con la profundidad diferenciándose de los obtenidos por retrocálculo que disminuye de forma lineal con la profundidad.
- Finalmente puede verse que ninguno de los ensayos o modelos empíricos estudiados en el presente trabajo, es idealmente preciso para el descarte de otro, ya que no existe el caso, en este estudio, que algún ensayo o modelo precise el módulo de elasticidad estimado por retrocálculo para todos los casos estudiados. La precisión en la obtención de este valor se obtiene al promediar los valores estimados por las metodologías por exceso y por defecto, logrando obtener valores de módulo de elasticidad con diferencias aproximadas de hasta un 16%

Partiendo de los análisis realizados, y las conclusiones precedentes, se proponen las siguientes recomendaciones:

- Uso de al menos un (1) ensayo de campo o de laboratorio, una (1) metodología indirecta la cual aplique algún parámetro del terreno representativo de éste y un (1) modelo geofísico para la determinación del módulo de elasticidad, esto con el fin de obtener un promedio de las tres (3) metodologías que precise correctamente el módulo de elasticidad del terreno en estudio.
- Realizar un estudio comparativo con mayor cantidad de información que permita comparar diferentes metodologías en todos los casos de estudio, con el fin de precisar mejor las diferencias no solo entre diferentes metodologías, sino también en el comportamiento de una misma.
- En este estudio comparativo, realizar los análisis empleando un método basado en elementos finitos para la estimación de módulo de elasticidad, que permita

conocer de forma más precisa el parámetro real del terreno en estudio, a partir de los valores obtenidos en el presente trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anbazhagan, P., Parihar, A. & Rashmi, H.N. (2012), Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Indian Institute of Science. Bangalore
- Atkinson, J. H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design, *Geotechnique* 50, No. 5, 487 – 508.
- Berry, P.L and Reid D. (1993). Non-linear soil stiffness in routine design, *Geotechnique* 50, No. 5, 487 – 508.
- Boiero, A. y Rosales, C. (2016). Sociedad Venezolana de Ingeniería Geotecnia - Estimación de Parámetros Elásticos para el Cálculo de Asentamientos Inmediatos en Suelos Friccionantes y Cohesivos. Caracas, Venezuela.
- Briaud, J.L and Gibbens, R. (1997). Large Scale load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand. Publication No. FHWA-RD-97-068.
- Briaud J.L., Smith B., Rhee K-Y., Lacy H., Nicks J., (2009). The Washington Monument Case History. *International Journal of Geoengineering Case histories*, Vol.1, Issue 3, p.170-188.
- Cox, M., and Mayne, P. (1992). Soil Stiffness Constitutive Model Parameters for Geotechnical Problems: A dilatometer Testing Approach.
- Diaz, R. (2005). *Dinámica de los Suelos* 1nd ed. Mexico
- Das, B.M (2009). *Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement* 2nd ed. Vol. 2, Taylor & Francis Group. Boca Raton.
- Das, B.M (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* ed. 7, Cengage Learning. Mexico, D.F.
- Das, B.M (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* ed. 7, Cengage Learning. Mexico, D.F.
- EUROCODE 7 (1997-2) *Geotechnical design - Ground properties*.

Kulhawy F.H, and Mayne P.W. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design., Electric Power Research Institute. California.

Lambe, W.T and Whitman, R.V. (1969). Mecánica de Suelos 1st ed., LIMUSA, S.A. Mexico, D.F.

Matthews, M.C , V.S. Hope and C.R.I. Clayton (1996). The use of Surface Waves in the Determination of Ground Stiffness Profiles., pp 84-95, paper: 10818

Shidlovskaya, A., Briaud, J.L. and Mohammadrajabi, M. (2017). St. Isaac Cathedral (St. Petersburg, Russia): A Case History. International Journal of Geoenvironment Case histories, Vol. 4, Issue 2, p.113-133. doi: 10.4417/IJGCH-04-02-03

Shoorijeh M.B., and Briaud J. L. (2020). Settlement of Shallow Foundations on Sand – A Database Study. International Journal of Geoenvironment Case Histories, Volume 6, Issue 2, pp. 1-17, doi: 10.4417/IJGCH-06-02-01

Simons, N.E and Bruce, M.K. (1975). A short Source in Foundation Engineering 2nd ed., Thomas Telford Publishing. London.

ANEXOS

ANEXO 1A	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		2 DE 9	11/6/2021	
	Retrocálculo del módulo de elasticidad (E) carga Universidad de Texas A&M	Ensayos de	AUTOR:	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[ENSAYO DMT](#)
[ENSAYO PMT](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)
[MÉTODO SCHMERTMANN](#)
[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

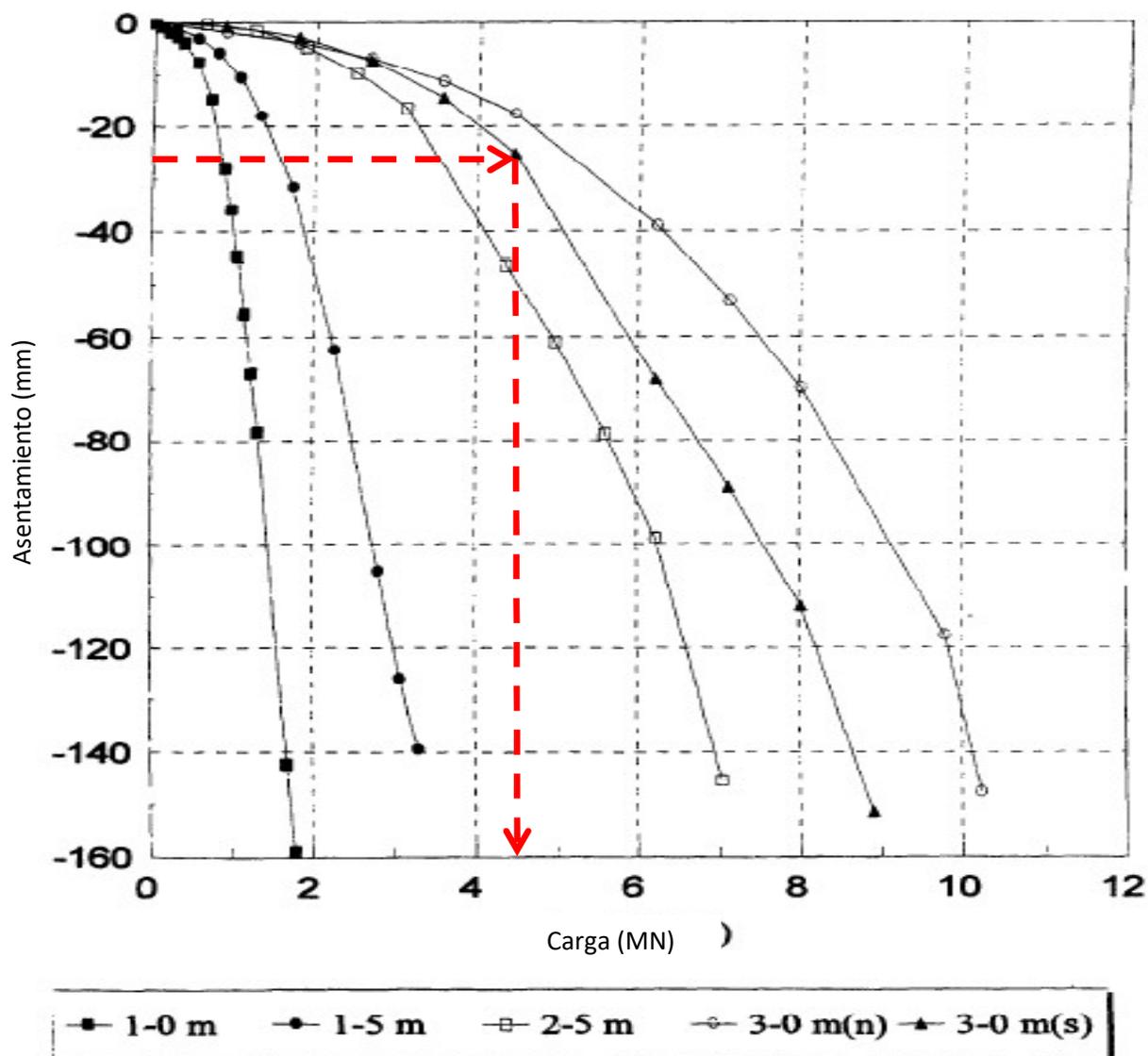
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

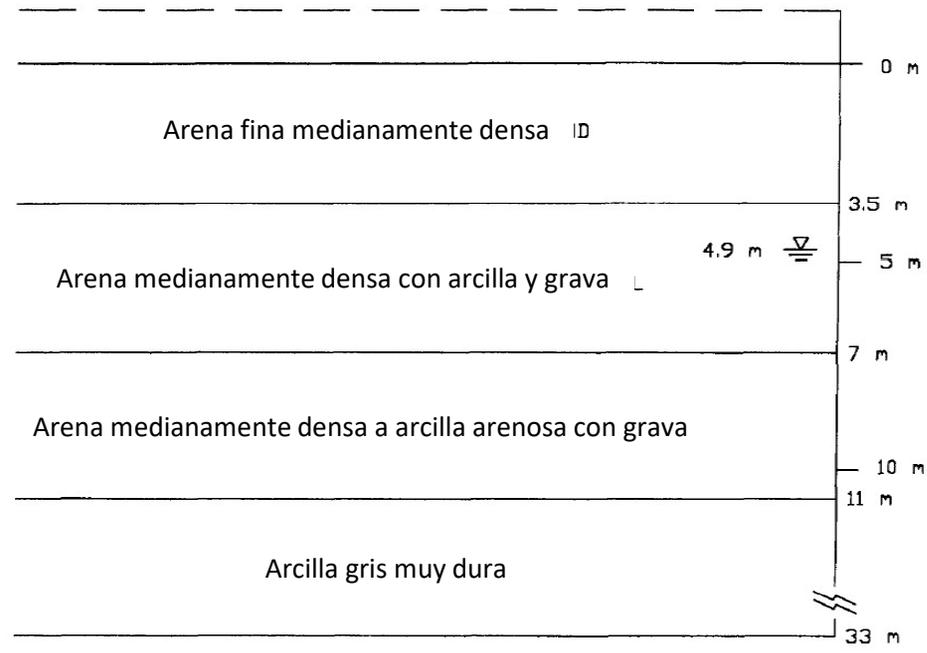
DATOS

Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Peso de est.	4.50	MN
Peso específico	0.015	MN/m ³
Esfuerzo base	0.500	MPa
Esfuerzo ef. Base	0.012	MPa
S total	0.025	m

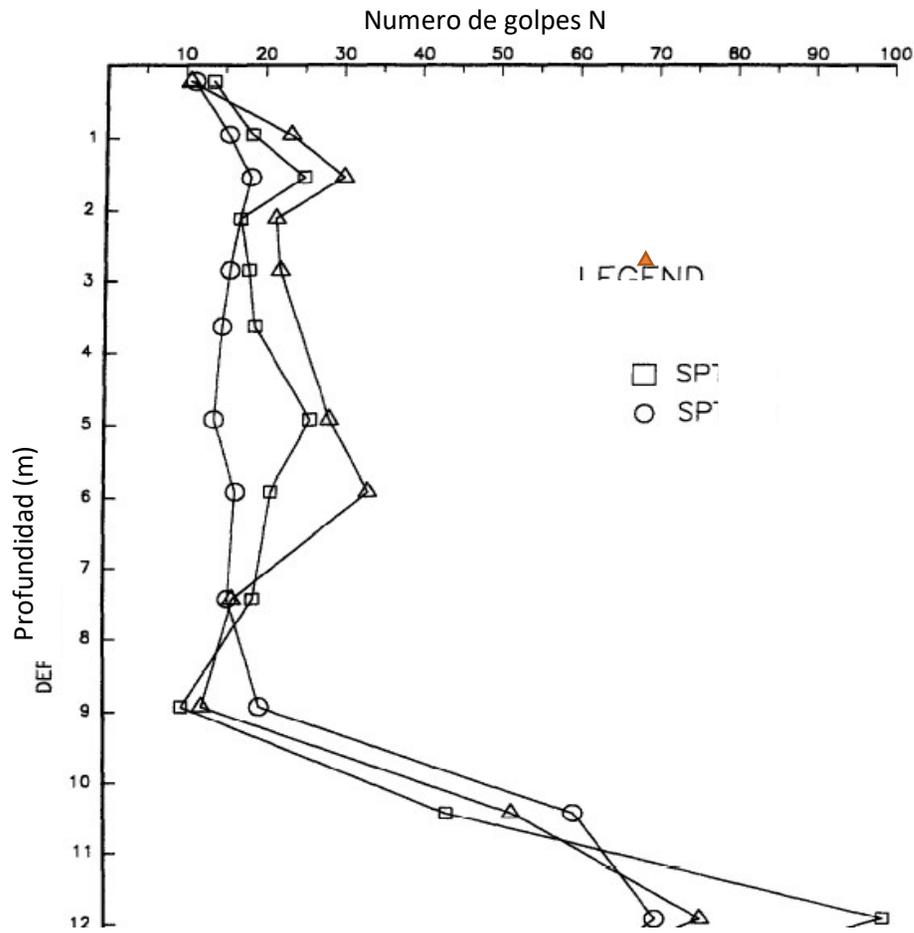
Curva de carga - asentamiento de todas las fundaciones



Perfil del Terreno



Ensayo SPT



Z (m)	N
0.0	26
0.5	30
1.0	21
1.5	23
2.0	25
2.5	26
3.0	28
3.5	30
4.0	32
4.5	34
5.0	28
5.5	27
6.0	19
6.5	16
7.0	17

1 - CÁLCULO DE FACTOR DE INFLUENCIA PARA ASENTAMIENTOS

I_z para $Z=0$

$$I_z = 0.1 + 0.0111 \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2$$

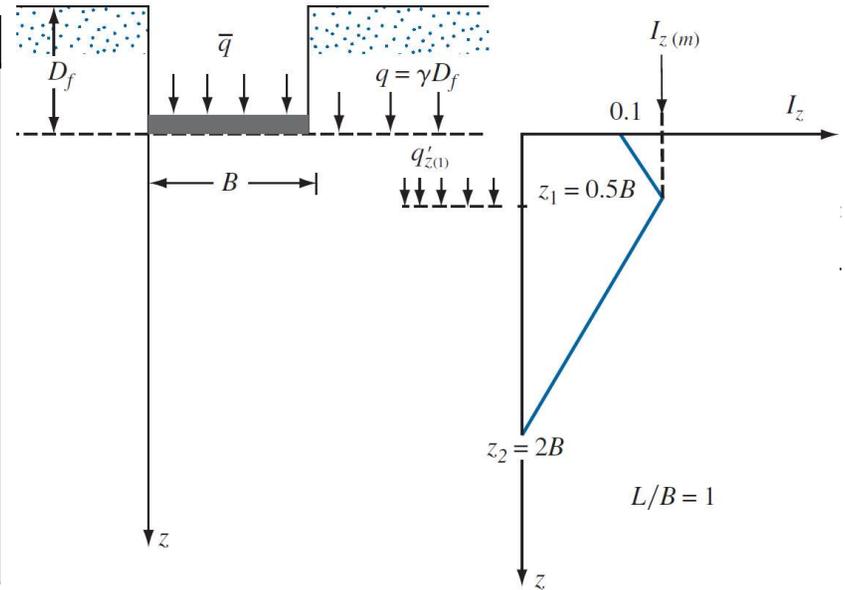
I_z máx $Z=0.5*B = 1.5$ m

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}}$$

I_z máx $Z = 2*B = 6$ m

$$I_z = 0$$

Z (m)	I_z (m)
0.0	0.1
0.5	0.23
1.0	0.37
1.5	0.50
2.0	0.44
2.5	0.39
3.0	0.33
3.5	0.28
4.0	0.22
4.5	0.17
5.0	0.11
5.5	0.06
6.0	0



2 - CALCULO DE ASENTAMIENTOS POR ESTRATOS

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$\Delta z = 1$$

$$C_1 = 1 - 0.5 * \left(\frac{q'}{q - q'} \right)$$

Capa	Z (m)	N_{60}	X' (m)	F	S_i (m)
1	0.5	23	0.010	12.81%	0.003
2	1.5	17	0.029	35.82%	0.009
3	2.5	20	0.020	24.64%	0.006
4	3.5	23	0.012	15.26%	0.004
5	4.5	26	0.007	8.08%	0.002
6	5.5	20	0.003	3.39%	0.001
Σ			0.081	100.00%	0.025

X' = Numerador del Factor de asentamiento

S_i = Asentamiento total por estratos de un (1) metro

$$N_{60} = 0.75 * N$$

3 - CALCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD POR ESTRATOS

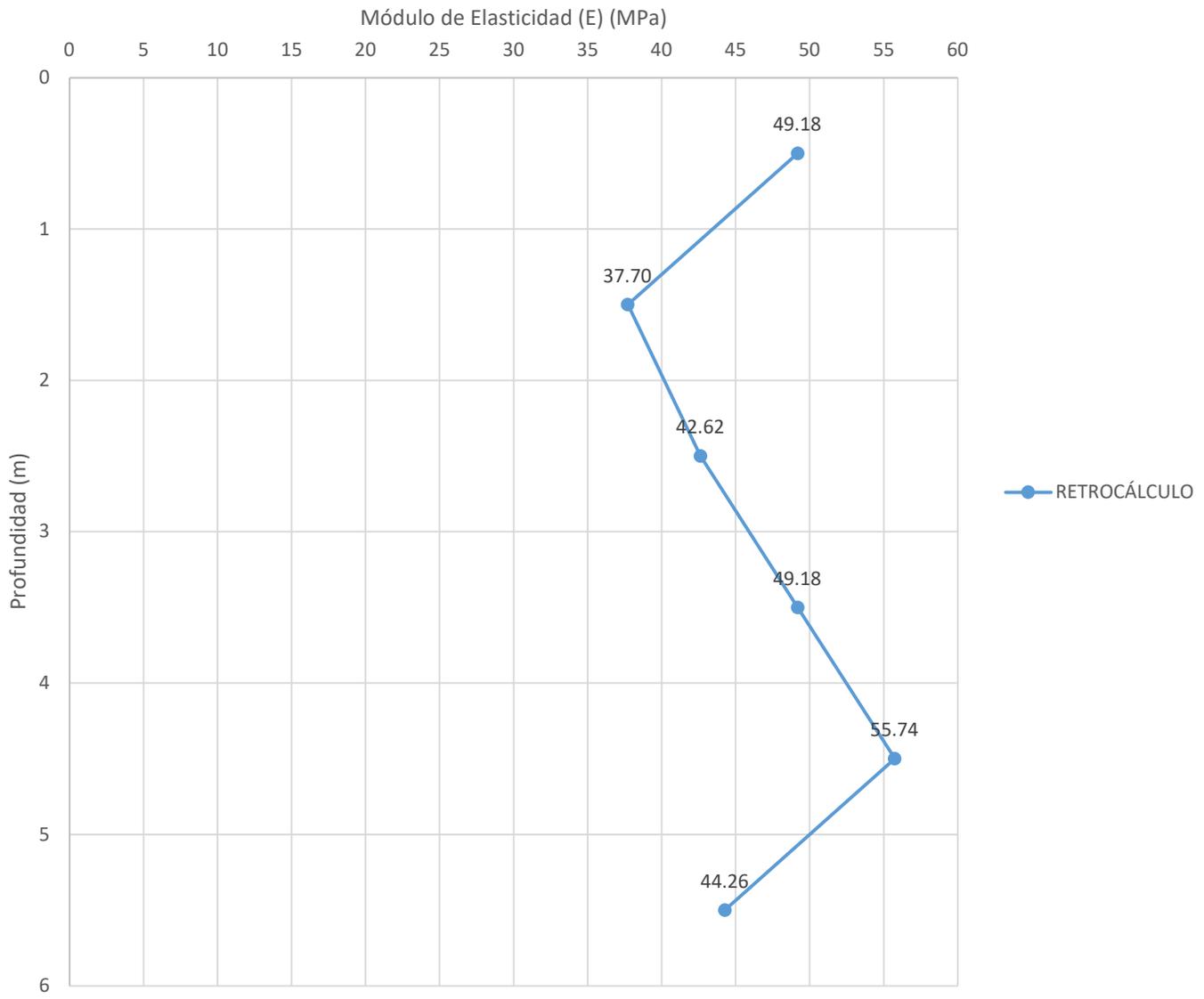
Z (m)	S_i (m)	E_d (MPa)
0.50	0.003	49.18
1.50	0.009	37.70
2.50	0.006	42.62
3.50	0.004	49.18
4.50	0.002	55.74
5.50	0.001	44.26

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

$$C_1 = 0.99$$

$$C_2 = 1.40$$

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



ANEXO 1B	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		3 DE 9	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por ensayo del dilatometro (DMT) Ensayos de carga Universidad de Texas A&M	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[ENSAYO DMT](#)
[ENSAYO PMT](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)
[MÉTODO SCHMERTMANN](#)
[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

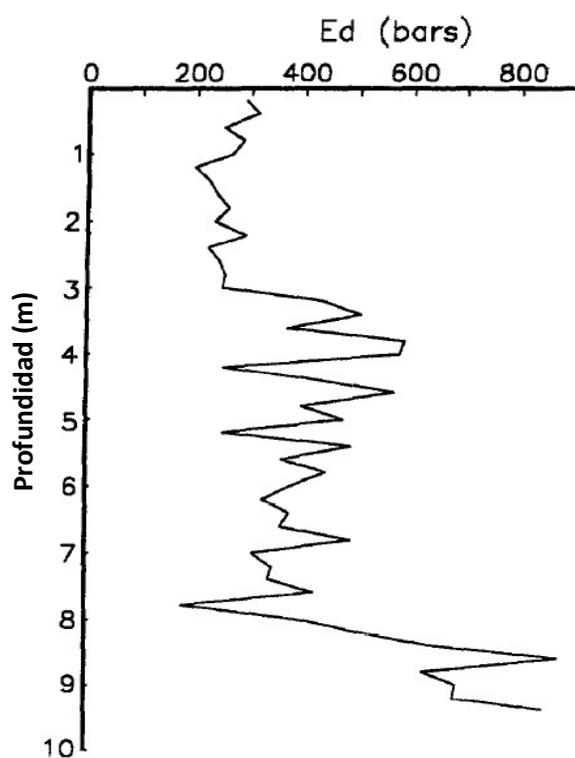
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

DATOS

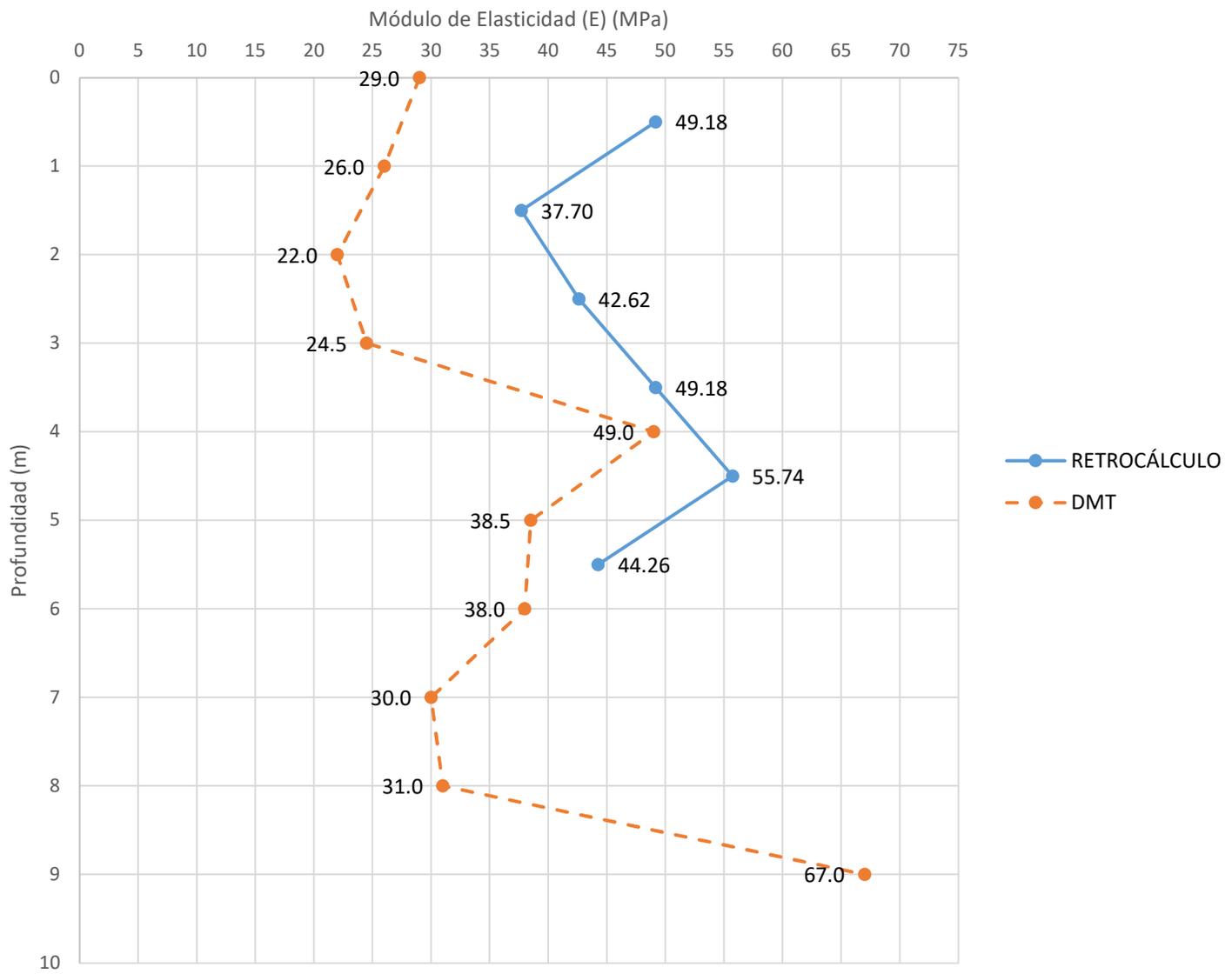
Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Peso de est.	4.50	MN
Peso específico	0.015	MN/m ³
Esfuerzo base	0.500	Mpa
Esfuerzo ef. Base	0.012	MPa
S total	0.025	m

1 - ENSAYO DEL DINAMÓMETRO



Z (m)	E (MPa)
0	29.0
1	26.0
2	22.0
3	24.5
4	49.0
5	38.5
6	38.0
7	30.0
8	31.0
9	67.0

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



ANEXO 1C	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		4 DE 9	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por ensayo presiométrico (PMT) Ensayos de carga Universidad de Texas A&M	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[ENSAYO DMT](#)
[ENSAYO PMT](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)
[MÉTODO SCHMERTMANN](#)
[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

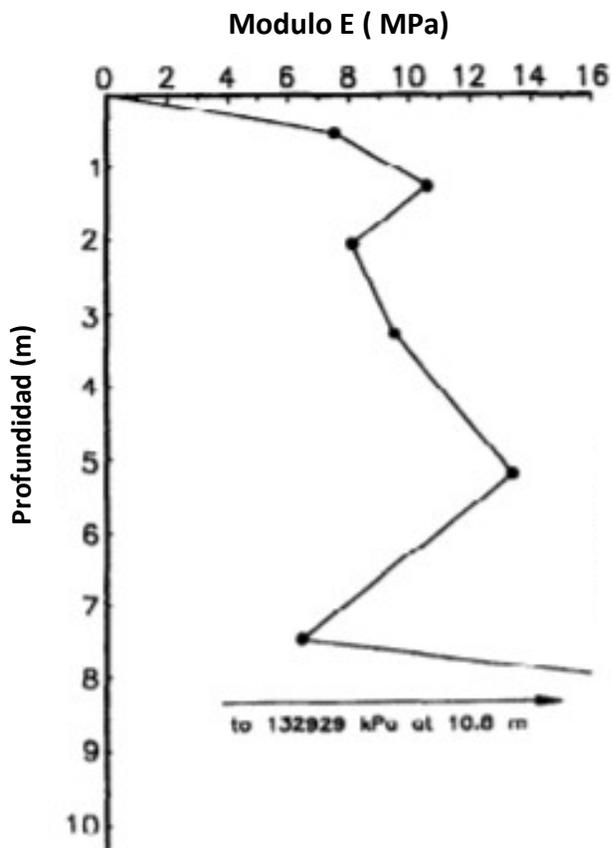
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

DATOS

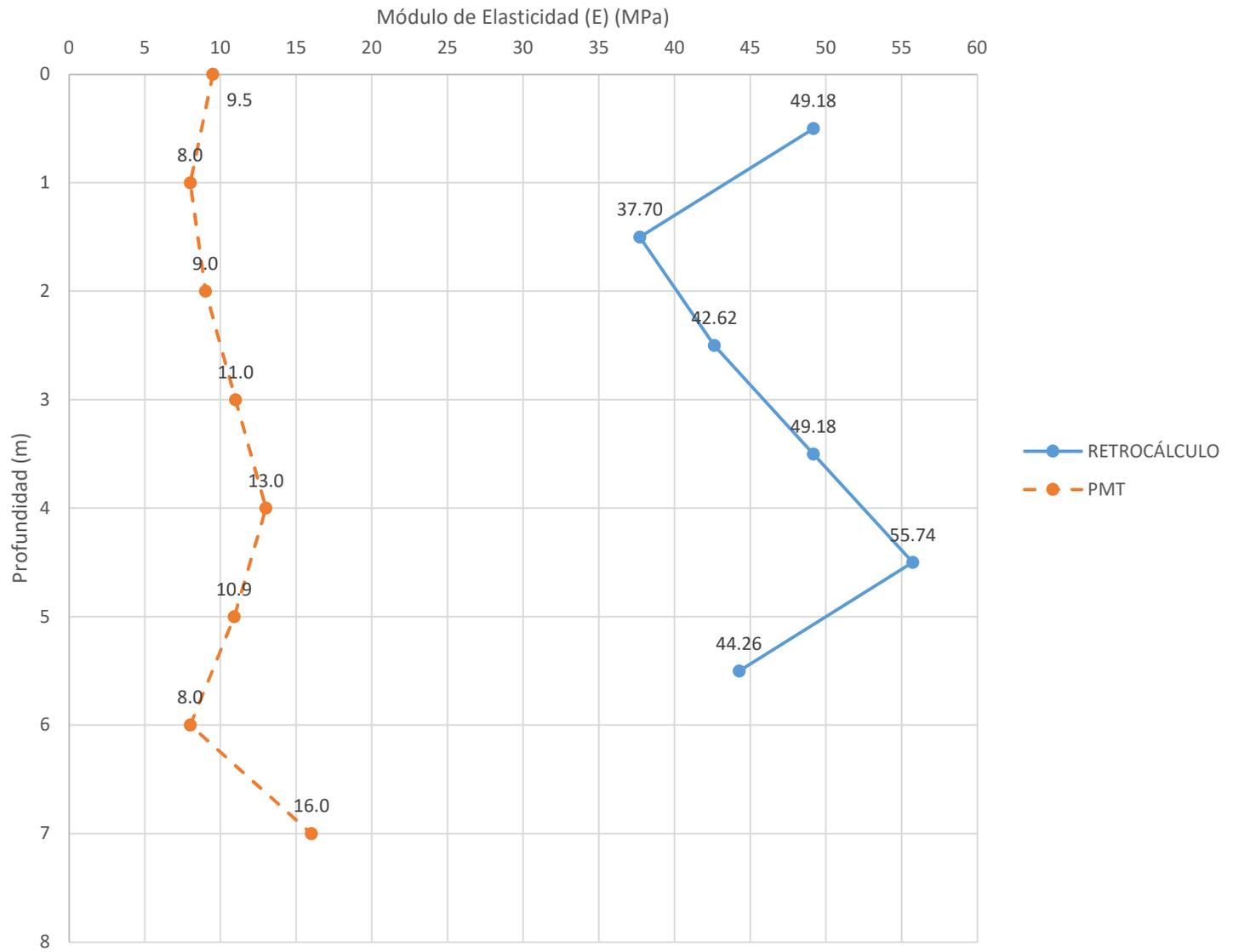
Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Peso de est.	4.50	MN
Peso específico	0.015	MN/m ³
Esfuerzo base	0.500	Mpa
Esfuerzo ef. Base	0.012	MPa
S total	0.025	m

1 - ENSAYO DEL PRESURÍMETRO (PMT)



Z (m)	E (MPa)
0	9.5
1	8.0
2	9.0
3	11.0
4	13.0
5	10.9
6	8.0
7	16.0

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



ANEXO 1D	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:		
		5 DE 9	11/6/2021		
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método de Kulhawy y Callanan		AUTOR:		LA y JR
	Ensayos de carga Universidad de Texas A&M		REV:		AB

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[ENSAYO DMT](#)
[ENSAYO PMT](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)
[MÉTODO SCHMERTMANN](#)
[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

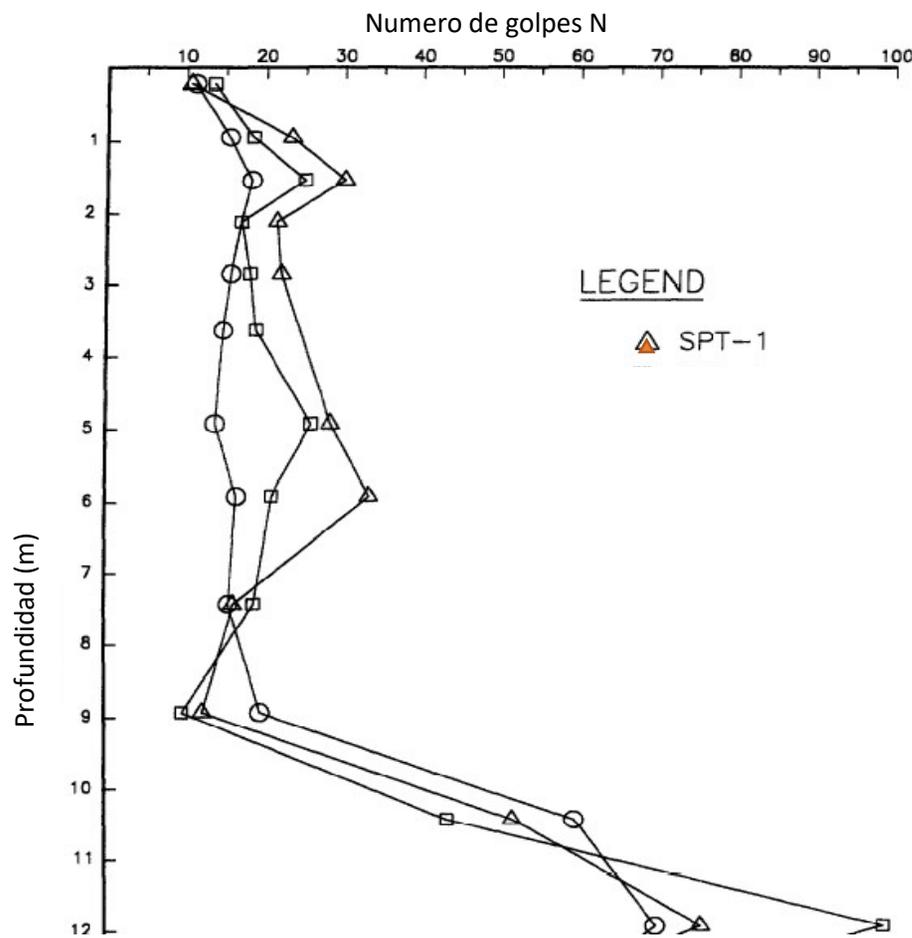
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

DATOS

Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Peso de est.	9.00	MN
Peso específico	0.015	MN/m ³
Esfuerzo base	1.000	Mpa
Esfuerzo ef. Base	0.012	MPa
S total	0.025	m

Ensayo SPT

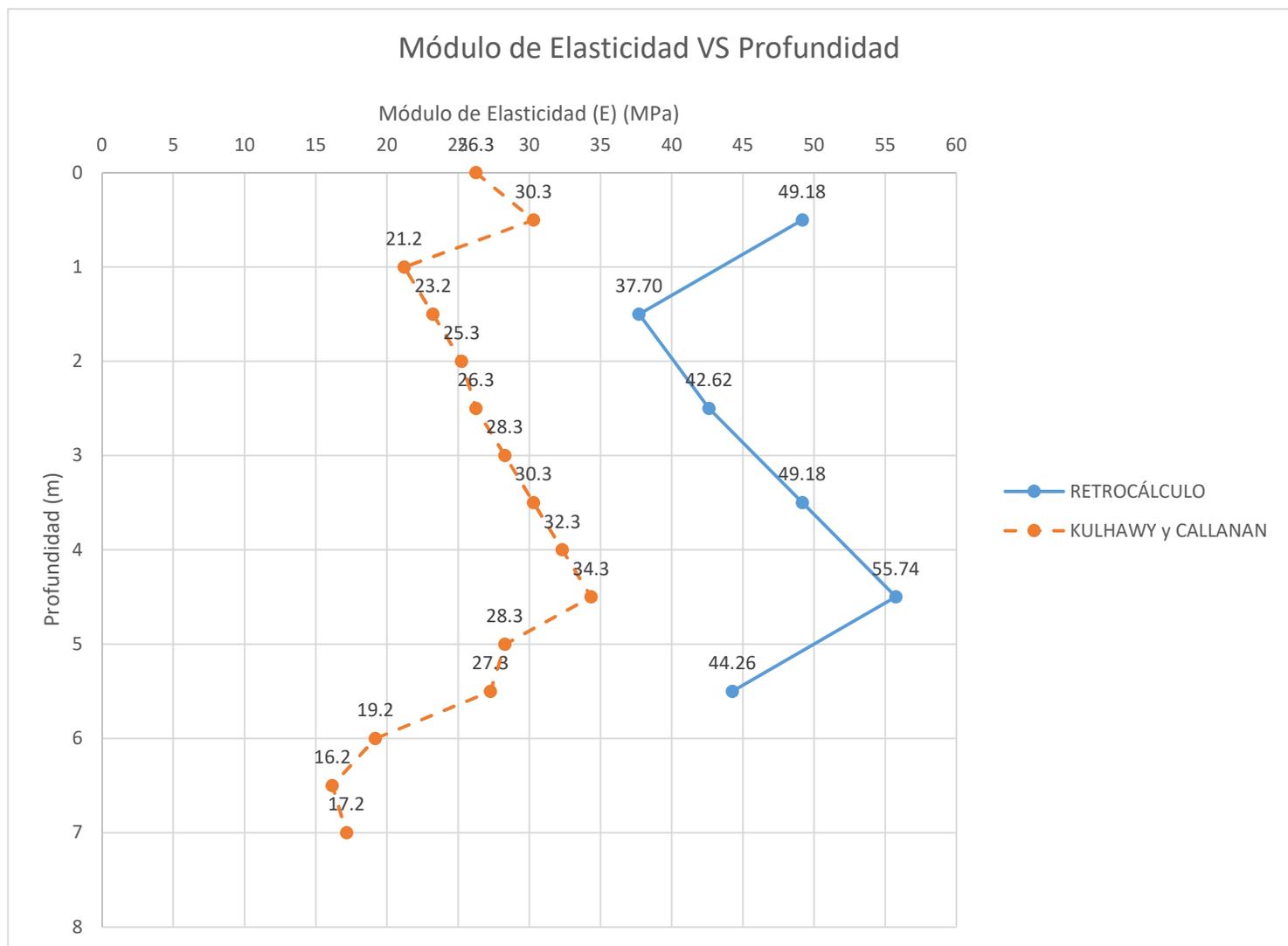


Z (m)	N ₆₀
0	26
0.5	30
1	21
1.5	23
2	25
2.5	26
3	28
3.5	30
4	32
4.5	34
5	28
5.5	27
6	19
6.5	16
7	17

1 - CALCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD POR ESTRATOS

Z (m)	E (MPa)
0	26.3
0.5	30.3
1	21.2
1.5	23.2
2	25.3
2.5	26.3
3	28.3
3.5	30.3
4	32.3
4.5	34.3
5	28.3
5.5	27.3
6	19.2
6.5	16.2
7	17.2

$$E = 10N_{60}P_a$$



ANEXO 1E	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		6 DE 9	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método de Shmertmann Ensayos de carga Universidad de Texas A&M	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO DMT](#)

[ENSAYO PMT](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)

[MÉTODO SCHMERTMANN](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

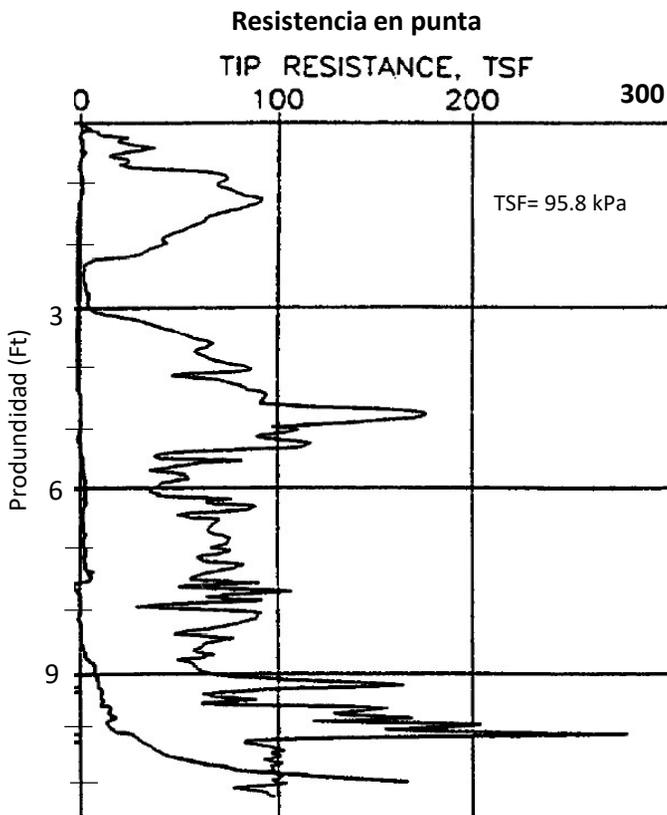
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

DATOS

Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Peso de est.	9.00	MN
Peso específico	0.015	MN/m ³
Esfuerzo base	1.000	Mpa
Esfuerzo ef. Base	0.012	MPa
S total	0.025	m

Ensayo CPT



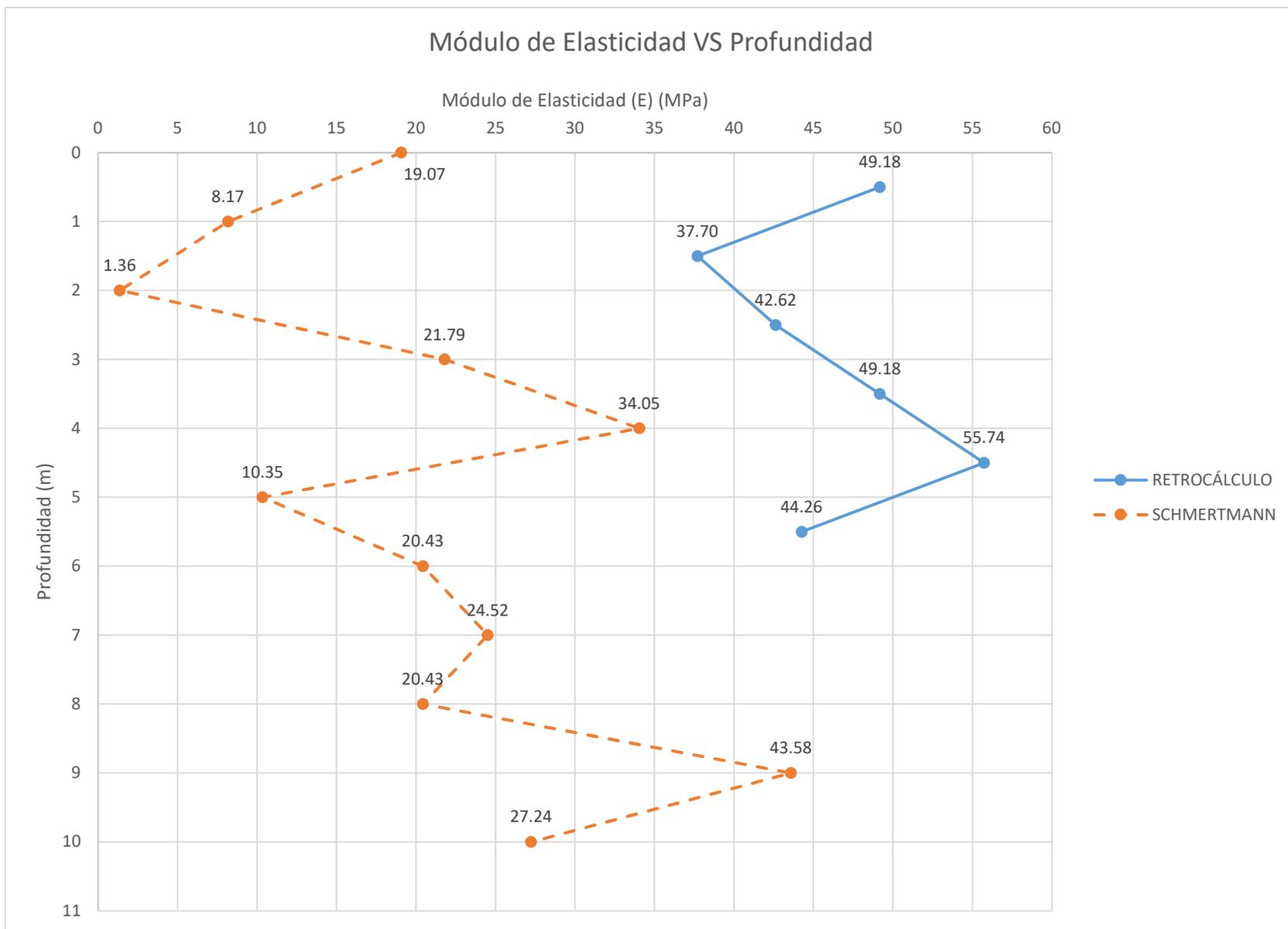
Z (m)	q _c (TSF)
0	70.0
1	30.0
2	5.0
3	80.0
4	125.0
5	38.0
6	75.0
7	90.0
8	75.0
9	160.0
10	100.0

Z (m)	q _c (kPa)
0	7627.2
1	3268.8
2	544.8
3	8716.8
4	13620.0
5	4140.5
6	8172.0
7	9806.4
8	8172.0
9	17433.6
10	10896.0

1 - CÁLCULO DE MODULO DE ELASTICIDAD

$E = 2,5q_c$

Z (m)	q _c (kPa)	E (MPa)
0	7627.20	19.07
1	3268.80	8.17
2	544.80	1.36
3	8716.80	21.79
4	13620.00	34.05
5	4140.48	10.35
6	8172.00	20.43
7	9806.40	24.52
8	8172.00	20.43
9	17433.60	43.58
10	10896.00	27.24



ANEXO 1F	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		7 DE 9	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por el método de Santos y Correia Ensayos de carga Universidad de Texas A&M	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO DMT](#)

[ENSAYO PMT](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)

[MÉTODO SCHMERTMANN](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

DATOS

Ancho	3.00	m
Largo	3.00	m
Relación L/B	1.00	
Area	9.00	m ²
Profundidad	0.76	m
Peso de est.	9.00	MN
Coef. Poisson	0.30	
Peso específico	0.015	MN/m ³
Esfuerzo base	1.000	MN/m ²
Esfuerzo ef. Base	0.012	MN/m ²
S total	0.151	m

Ensayo Cross-Hole

Z (m)	G _o (Mpa)
0	
2	104
3	140
4	162
5	160
6	142
7	100
8	71
9	80
10	102

1 - DEFORMACIÓN POR CORTE DE REFERENCIA BASADO EN MÉTODO DE VARDENEGA Y BOLTON (2013)

Z (m)	γ _{ref} (%)
0	0.0020
2	0.0573
3	0.0580
4	0.0600
5	0.0700
6	0.0730
7	0.0410
8	0.0200
9	0.0500
10	0.1000

2 - CURVAS MÓDULO DE CORTE VS DEFORMACIÓN CORTANTE

$$\frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \right)}$$

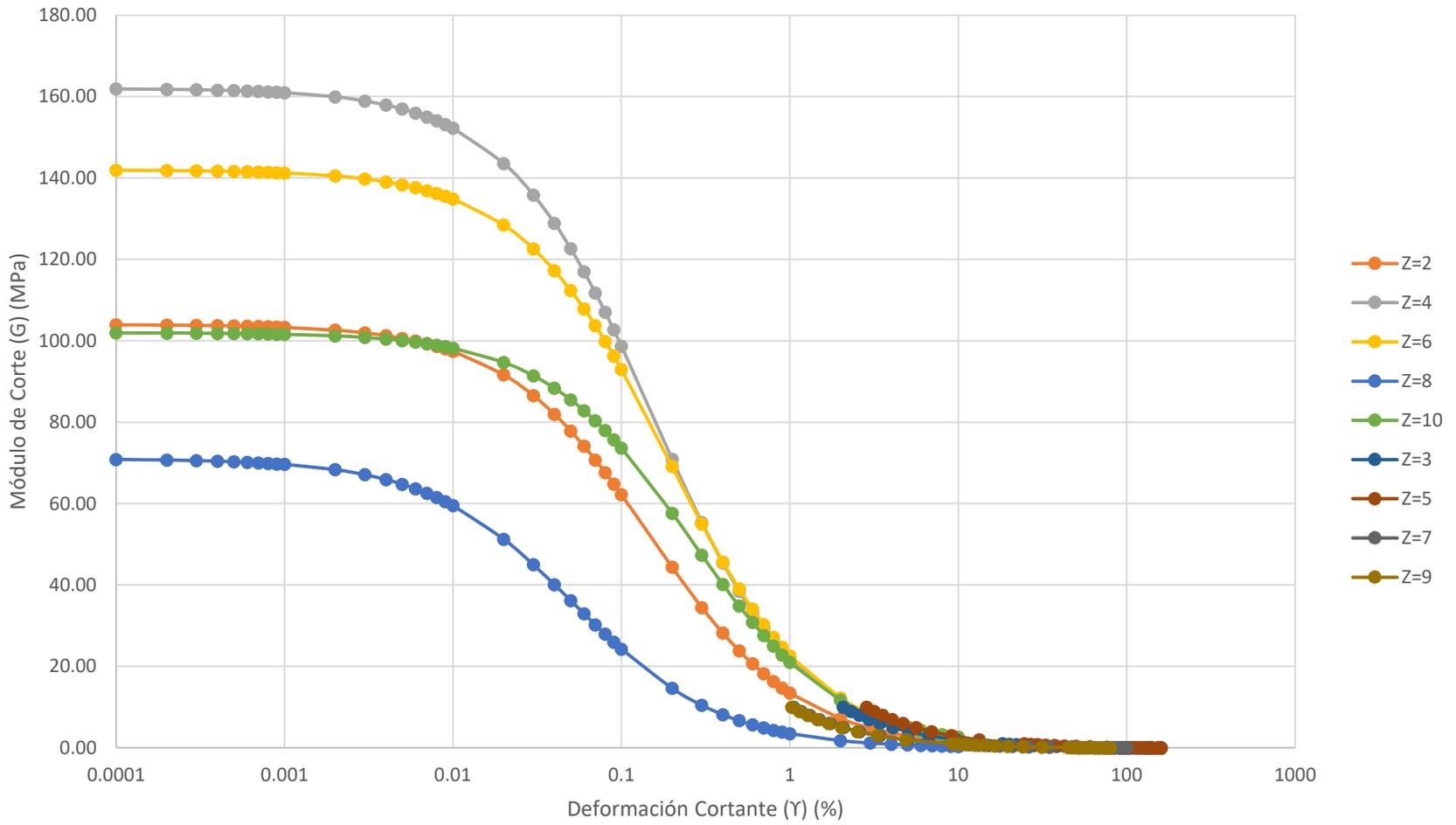
a= 0.385

Z= 0		Z= 2		Z= 3	
γ (%)	G (Mpa)	γ (%)	G (Mpa)	γ (%)	G (Mpa)
0.0001	0.00	0.0001	103.93	0.0001	139.91
0.0002	0.00	0.0002	103.86	0.0002	139.81
0.0003	0.00	0.0003	103.79	0.0003	139.72
0.0004	0.00	0.0004	103.72	0.0004	139.63
0.0005	0.00	0.0005	103.65	0.0005	139.54
0.0006	0.00	0.0006	103.58	0.0006	139.44
0.0007	0.00	0.0007	103.51	0.0007	139.35
0.0008	0.00	0.0008	103.44	0.0008	139.26
0.0009	0.00	0.0009	103.37	0.0009	139.17
0.001	0.00	0.001	103.31	0.001	139.08
0.002	0.00	0.002	102.62	0.002	138.17
0.003	0.00	0.003	101.95	0.003	137.27
0.004	0.00	0.004	101.28	0.004	136.38
0.005	0.00	0.005	100.62	0.005	135.50
0.006	0.00	0.006	99.97	0.006	134.64
0.007	0.00	0.007	99.33	0.007	133.78
0.008	0.00	0.008	98.69	0.008	132.94
0.009	0.00	0.009	98.07	0.009	132.11
0.01	0.00	0.01	97.45	0.01	131.29
0.02	0.00	0.02	91.68	0.02	123.59
0.03	0.00	0.03	86.55	0.03	116.75
0.04	0.00	0.04	81.97	0.04	110.63
0.05	0.00	0.05	77.85	0.05	105.11
0.06	0.00	0.06	74.12	0.06	100.12
0.07	0.00	0.07	70.73	0.07	95.59
0.08	0.00	0.08	67.64	0.08	91.44
0.09	0.00	0.09	64.81	0.09	87.64
0.1	0.00	0.1	62.20	0.1	84.15
0.2	0.00	0.2	44.37	0.2	60.15
0.3	0.00	0.3	34.49	0.3	46.80
0.4	0.00	0.4	28.20	0.4	38.30
0.5	0.00	0.5	23.86	0.5	32.42
0.6	0.00	0.6	20.67	0.6	28.10
0.7	0.00	0.7	18.24	0.7	24.79
0.8	0.00	0.8	16.31	0.8	22.19
0.9	0.00	0.9	14.76	0.9	20.07
1	0.00	1	13.47	1	18.33
2	0.00	2	7.20	2	9.81
3	0.00	3	4.92	3	6.69
4	0.00	4	3.73	4	5.08
5	0.00	5	3.01	5	4.09
6	0.00	6	2.52	6	3.43
7	0.00	7	2.17	7	2.95
8	0.00	8	1.90	8	2.59
9	0.00	9	1.69	9	2.30
10	0.00	10	1.53	10	2.08

Z= 4		Z= 5		Z= 6	
Y (%)	G (Mpa)	Y (%)	G (Mpa)	Y (%)	G (Mpa)
0.0001	161.90	0.0001	159.91	0.0001	141.93
0.0002	161.79	0.0002	159.82	0.0002	141.85
0.0003	161.69	0.0003	159.74	0.0003	141.78
0.0004	161.59	0.0004	159.65	0.0004	141.70
0.0005	161.48	0.0005	159.56	0.0005	141.63
0.0006	161.38	0.0006	159.47	0.0006	141.55
0.0007	161.28	0.0007	159.39	0.0007	141.48
0.0008	161.17	0.0008	159.30	0.0008	141.40
0.0009	161.07	0.0009	159.21	0.0009	141.33
0.001	160.97	0.001	159.12	0.001	141.26
0.002	159.95	0.002	158.26	0.002	140.52
0.003	158.94	0.003	157.40	0.003	139.79
0.004	157.95	0.004	156.56	0.004	139.07
0.005	156.96	0.005	155.72	0.005	138.35
0.006	155.99	0.006	154.89	0.006	137.64
0.007	155.04	0.007	154.07	0.007	136.94
0.008	154.09	0.008	153.26	0.008	136.25
0.009	153.16	0.009	152.45	0.009	135.57
0.01	152.23	0.01	151.66	0.01	134.89
0.02	143.57	0.02	144.14	0.02	128.45
0.03	135.85	0.03	137.34	0.03	122.60
0.04	128.91	0.04	131.15	0.04	117.26
0.05	122.65	0.05	125.49	0.05	112.37
0.06	116.97	0.06	120.30	0.06	107.87
0.07	111.79	0.07	115.52	0.07	103.71
0.08	107.05	0.08	111.11	0.08	99.87
0.09	102.69	0.09	107.02	0.09	96.29
0.1	98.68	0.1	103.23	0.1	92.97
0.2	70.95	0.2	76.19	0.2	69.11
0.3	55.38	0.3	60.38	0.3	54.99
0.4	45.42	0.4	50.00	0.4	45.67
0.5	38.50	0.5	42.67	0.5	39.04
0.6	33.40	0.6	37.21	0.6	34.10
0.7	29.50	0.7	32.99	0.7	30.27
0.8	26.41	0.8	29.63	0.8	27.21
0.9	23.91	0.9	26.89	0.9	24.71
1	21.84	1	24.62	1	22.63
2	11.71	2	13.33	2	12.30
3	8.00	3	9.14	3	8.44
4	6.08	4	6.96	4	6.43
5	4.90	5	5.61	5	5.19
6	4.10	6	4.71	6	4.35
7	3.53	7	4.05	7	3.74
8	3.10	8	3.56	8	3.29
9	2.76	9	3.17	9	2.93
10	2.49	10	2.86	10	2.64

Z= 7		Z= 8		Z= 9		Z= 10	
Y (%)	G (Mpa)						
0.0001	99.91	0.0001	70.86	0.0001	79.94	0.0001	101.96
0.0002	99.81	0.0002	70.73	0.0002	79.88	0.0002	101.92
0.0003	99.72	0.0003	70.59	0.0003	79.82	0.0003	101.88
0.0004	99.63	0.0004	70.46	0.0004	79.75	0.0004	101.84
0.0005	99.53	0.0005	70.32	0.0005	79.69	0.0005	101.80
0.0006	99.44	0.0006	70.19	0.0006	79.63	0.0006	101.76
0.0007	99.35	0.0007	70.06	0.0007	79.57	0.0007	101.73
0.0008	99.25	0.0008	69.92	0.0008	79.51	0.0008	101.69
0.0009	99.16	0.0009	69.79	0.0009	79.45	0.0009	101.65
0.001	99.07	0.001	69.66	0.001	79.39	0.001	101.61
0.002	98.16	0.002	68.37	0.002	78.79	0.002	101.22
0.003	97.26	0.003	67.12	0.003	78.19	0.003	100.84
0.004	96.38	0.004	65.92	0.004	77.61	0.004	100.45
0.005	95.52	0.005	64.77	0.005	77.03	0.005	100.07
0.006	94.67	0.006	63.65	0.006	76.47	0.006	99.70
0.007	93.83	0.007	62.57	0.007	75.91	0.007	99.32
0.008	93.01	0.008	61.53	0.008	75.36	0.008	98.95
0.009	92.21	0.009	60.52	0.009	74.82	0.009	98.58
0.01	91.42	0.01	59.54	0.01	74.28	0.01	98.22
0.02	84.19	0.02	51.26	0.02	69.32	0.02	94.71
0.03	78.02	0.03	45.01	0.03	64.99	0.03	91.44
0.04	72.70	0.04	40.11	0.04	61.16	0.04	88.39
0.05	68.05	0.05	36.18	0.05	57.76	0.05	85.53
0.06	63.96	0.06	32.95	0.06	54.72	0.06	82.86
0.07	60.34	0.07	30.24	0.07	51.98	0.07	80.35
0.08	57.10	0.08	27.95	0.08	49.50	0.08	77.98
0.09	54.20	0.09	25.98	0.09	47.25	0.09	75.75
0.1	51.57	0.1	24.27	0.1	45.20	0.1	73.65
0.2	34.75	0.2	14.64	0.2	31.50	0.2	57.63
0.3	26.20	0.3	10.48	0.3	24.17	0.3	47.33
0.4	21.03	0.4	8.16	0.4	19.61	0.4	40.16
0.5	17.56	0.5	6.68	0.5	16.49	0.5	34.87
0.6	15.07	0.6	5.66	0.6	14.23	0.6	30.82
0.7	13.20	0.7	4.91	0.7	12.52	0.7	27.60
0.8	11.75	0.8	4.33	0.8	11.17	0.8	25.00
0.9	10.58	0.9	3.87	0.9	10.09	0.9	22.84
1	9.62	1	3.51	1	9.20	1	21.03
2	5.06	2	1.80	2	4.88	2	11.72
3	3.43	3	1.21	3	3.32	3	8.13
4	2.59	4	0.91	4	2.52	4	6.22
5	2.09	5	0.73	5	2.03	5	5.04
6	1.74	6	0.61	6	1.69	6	4.23
7	1.50	7	0.52	7	1.46	7	3.65
8	1.31	8	0.46	8	1.28	8	3.21
9	1.17	9	0.41	9	1.14	9	2.86
10	1.05	10	0.37	10	1.03	10	2.58

Módulo de Corte VS Deformación Cortante



3 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

$$E = 2G(1 + \nu)$$

$\gamma(\%) = 0.1$

Z (m)	E (Mpa)
0	0.00
2	161.73
3	218.78
4	256.57
5	268.39
6	241.72
7	134.09
8	63.11
9	117.51
10	191.48

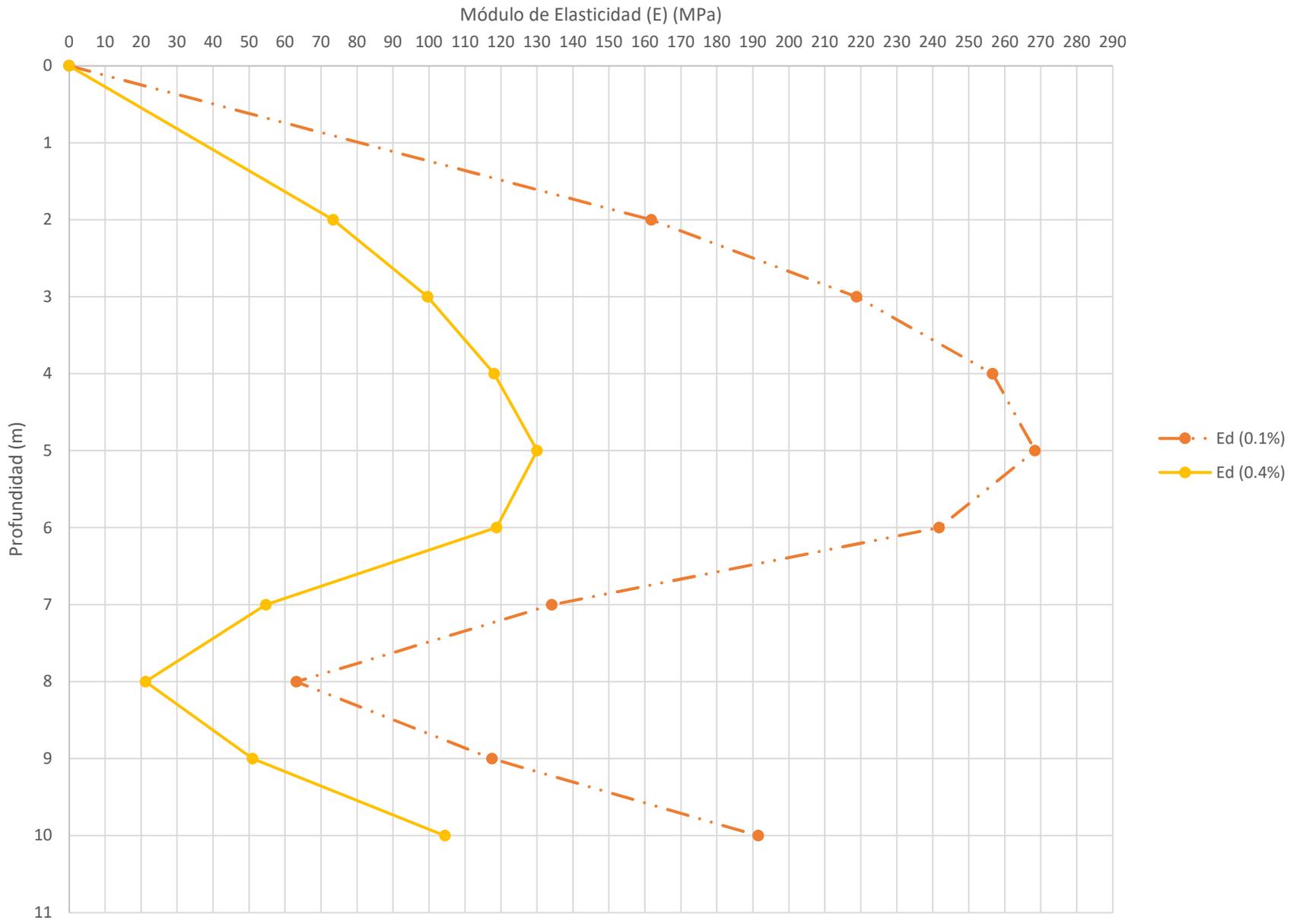
$\gamma(\%) = 0.1$ (Atkinson y Salfors)

$\gamma(\%) = 0.4$

Z (m)	E (Mpa)
0	0.00
2	73.33
3	99.58
4	118.09
5	130.00
6	118.73
7	54.67
8	21.22
9	50.98
10	104.41

$$\gamma(\%) = \frac{\text{Asentamiento total}}{\text{estrato compresible}}$$

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



ANEXO 1G	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		8 DE 9	11/6/2021	
	Comparaciones del módulo de elasticidad (E)	Ensayos de carga	AUTOR:	
	Universidad de Texas A&M		REV:	AB

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[ENSAYO DMT](#)
[ENSAYO PMT](#)

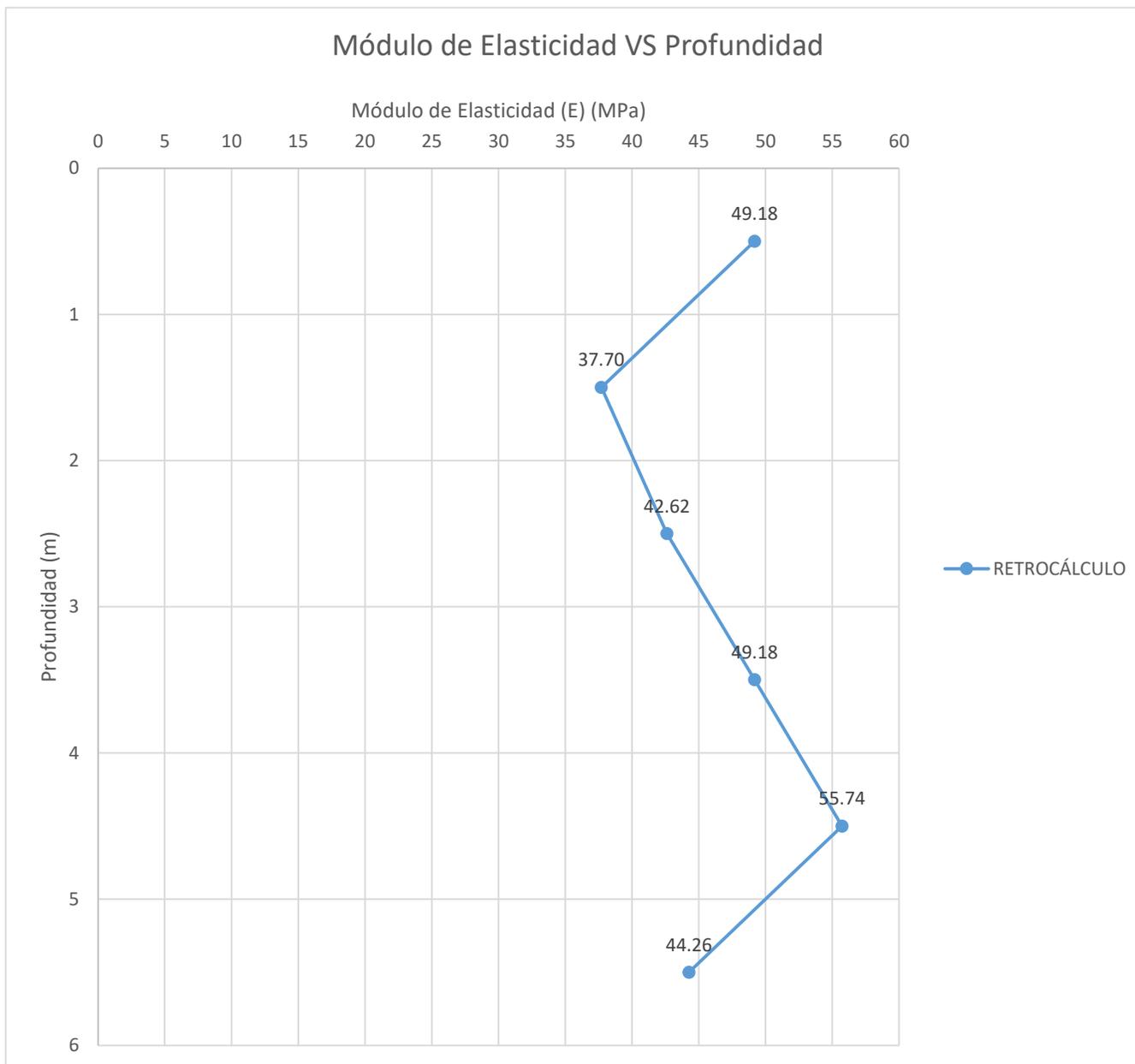
[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)
[MÉTODO SCHMERTMANN](#)
[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

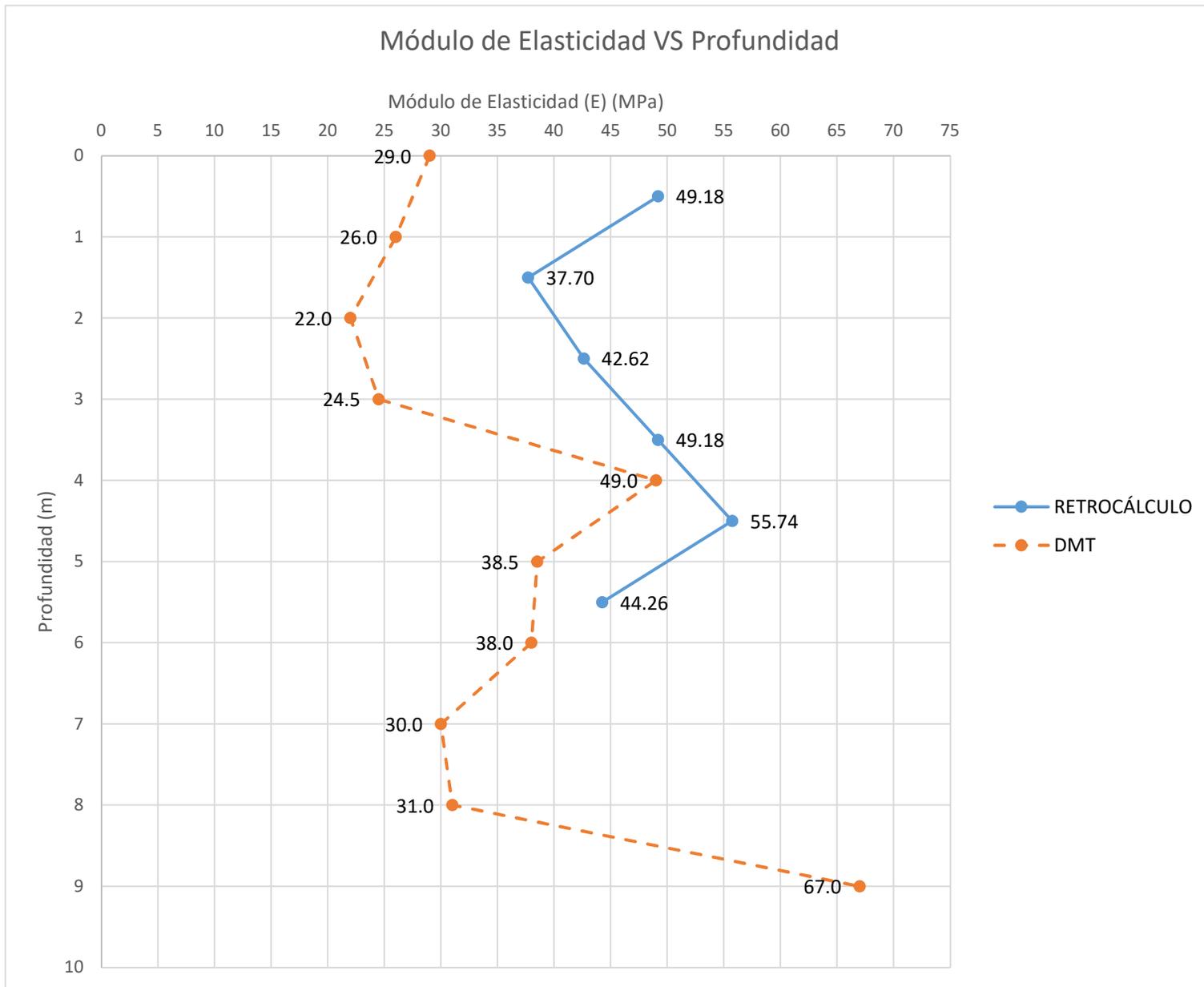
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se encuentran medidas a partir de la base de la fundación

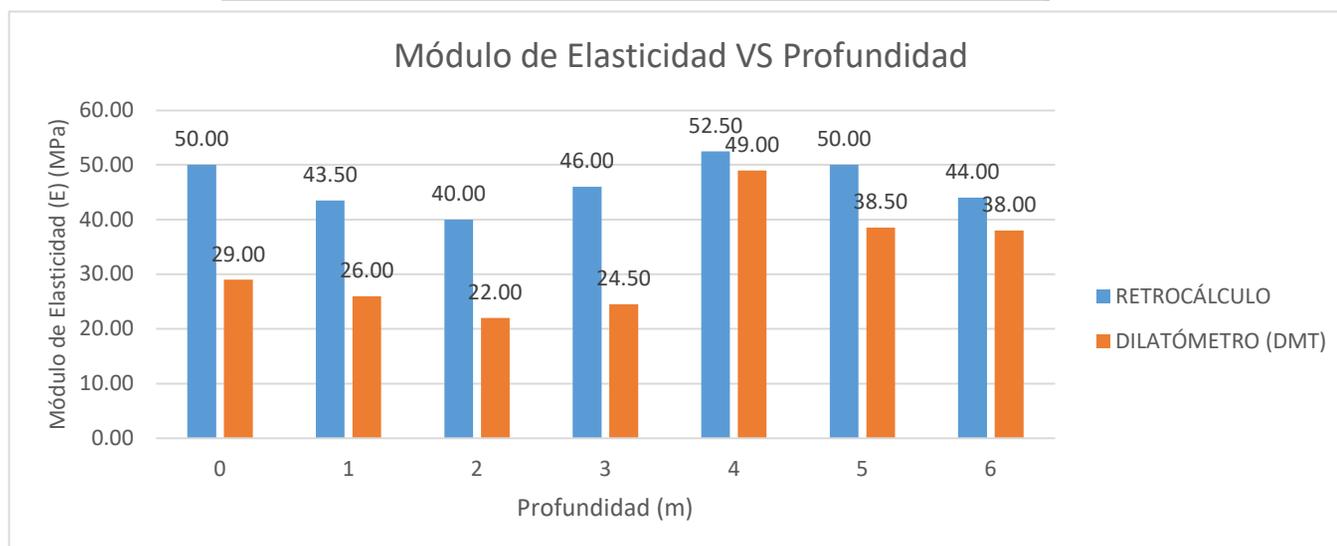
1 - RETROCÁLCULO



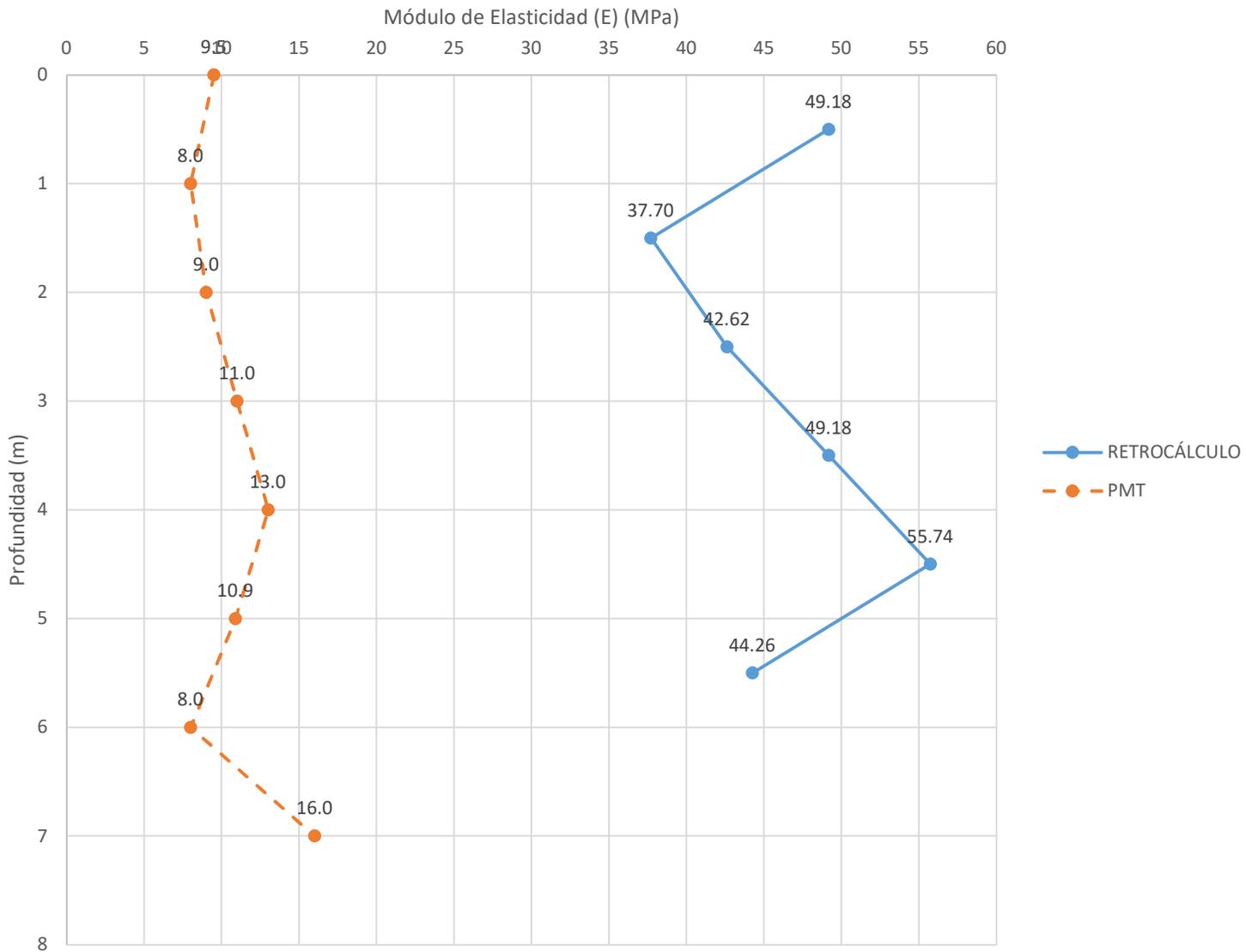
Z (m)	E _d (MPa)
0	50.00
1	43.50
2	40.00
3	46.00
4	52.50
5	50.00
6	44.00



Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% Δe_d
0	29.00	21.00	Por Defecto	42%
1	26.00	17.50	Por Defecto	40%
2	22.00	18.00	Por Defecto	45%
3	24.50	21.50	Por Defecto	47%
4	49.00	3.50	Por Defecto	7%
5	38.50	11.50	Por Defecto	23%
6	38.00	6.00	Por Defecto	14%
7	30.00	-	-	-
8	31.00	-	-	-
9	67.00	-	-	-
% Promedio de diferencia				31%

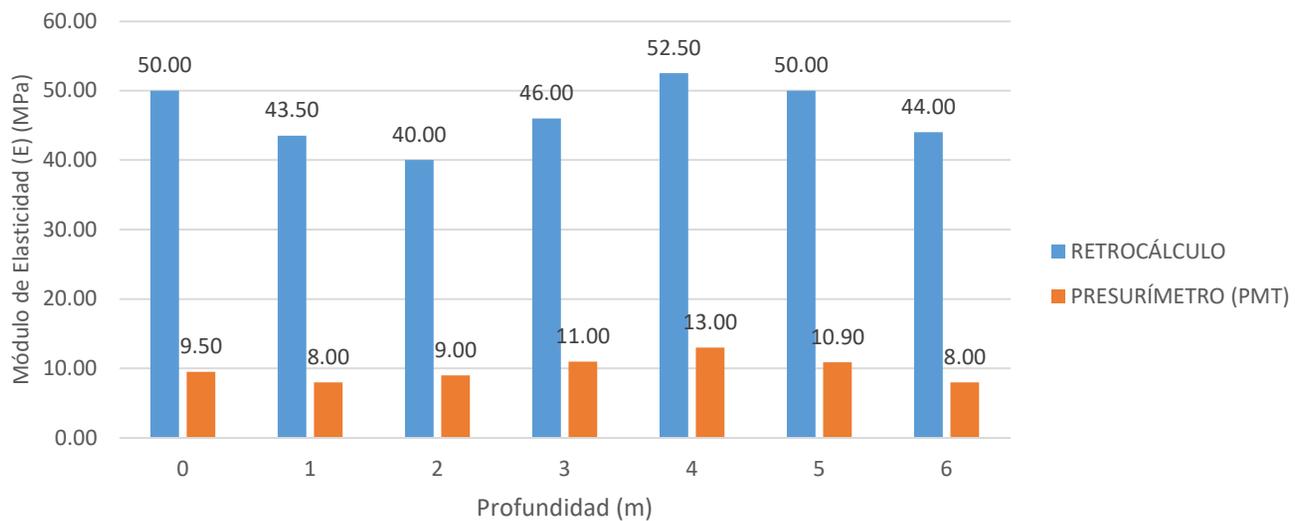


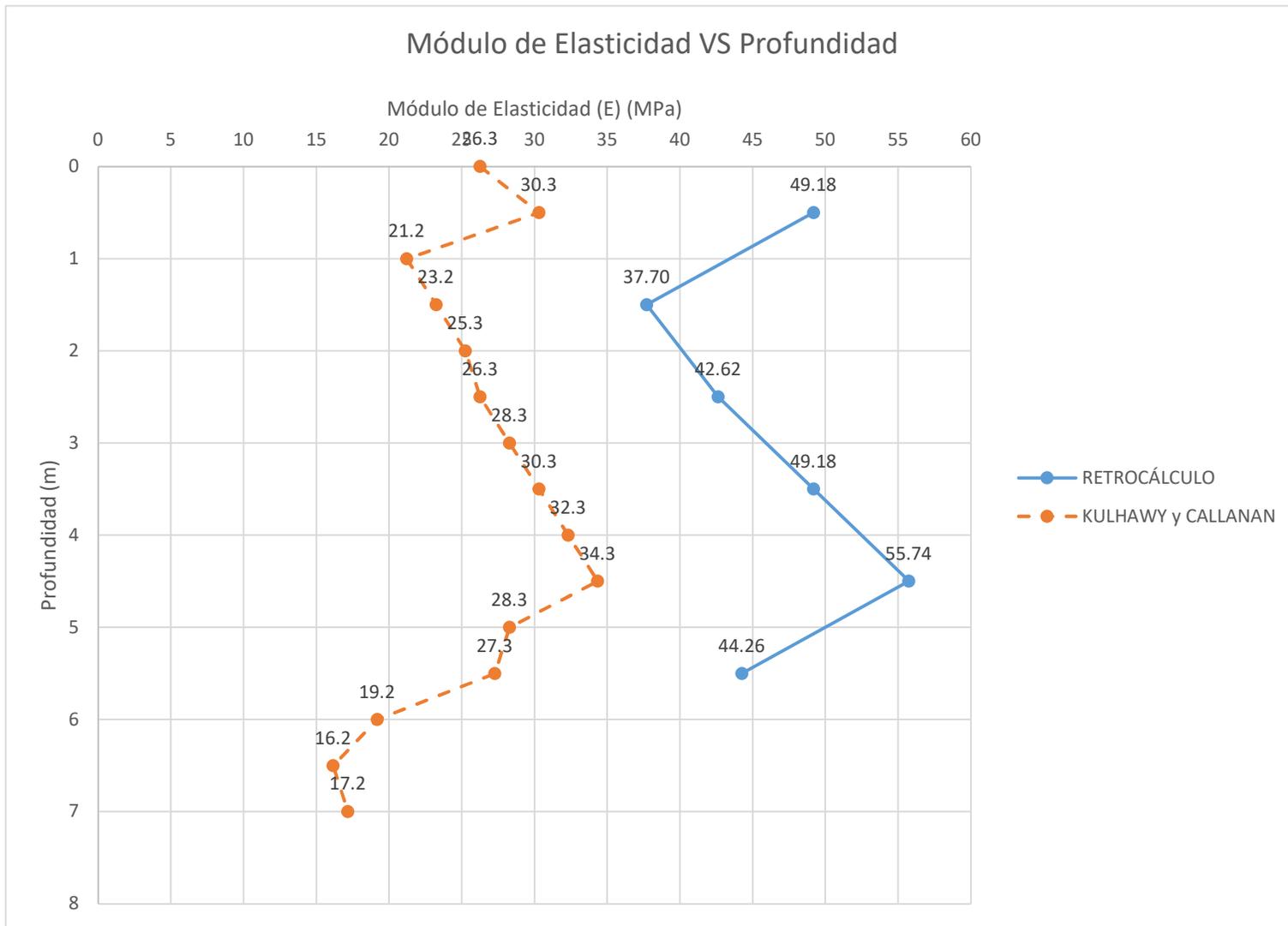
Módulo de Elasticidad VS Profundidad



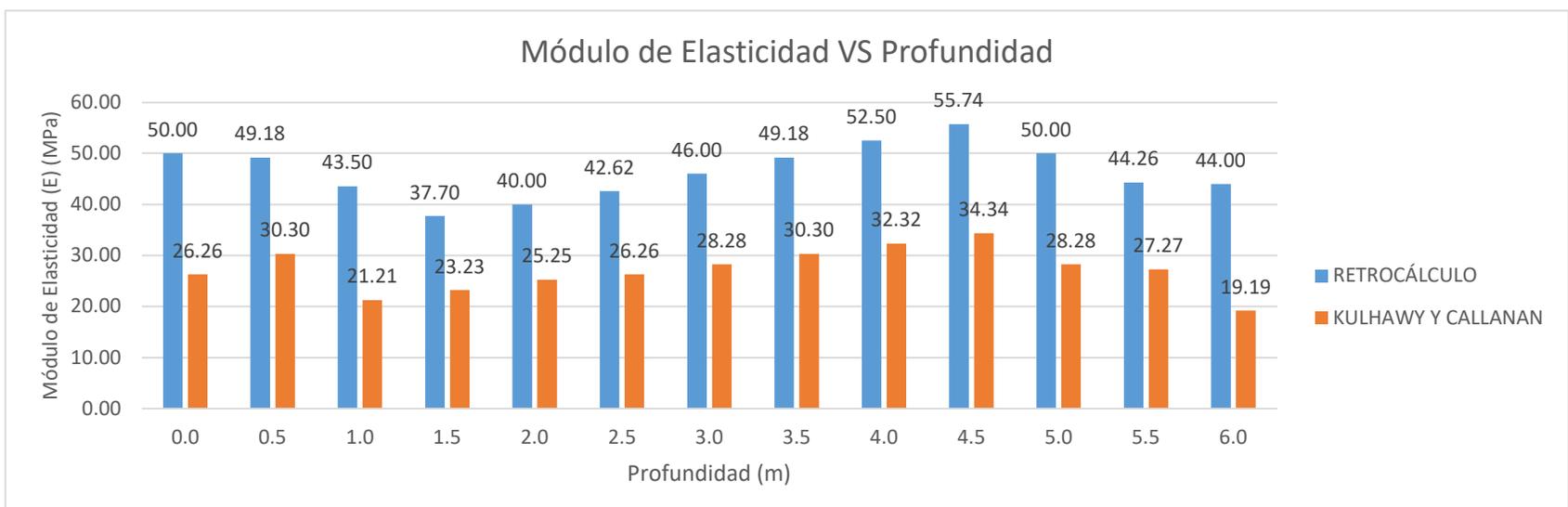
Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	9.50	40.50	Por Defecto	81%
1	8.00	35.50	Por Defecto	82%
2	9.00	31.00	Por Defecto	78%
3	11.00	35.00	Por Defecto	76%
4	13.00	39.50	Por Defecto	75%
5	10.90	39.10	Por Defecto	78%
6	8.00	36.00	Por Defecto	82%
7	16.00	-	-	-
% Promedio de diferencia				79%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad

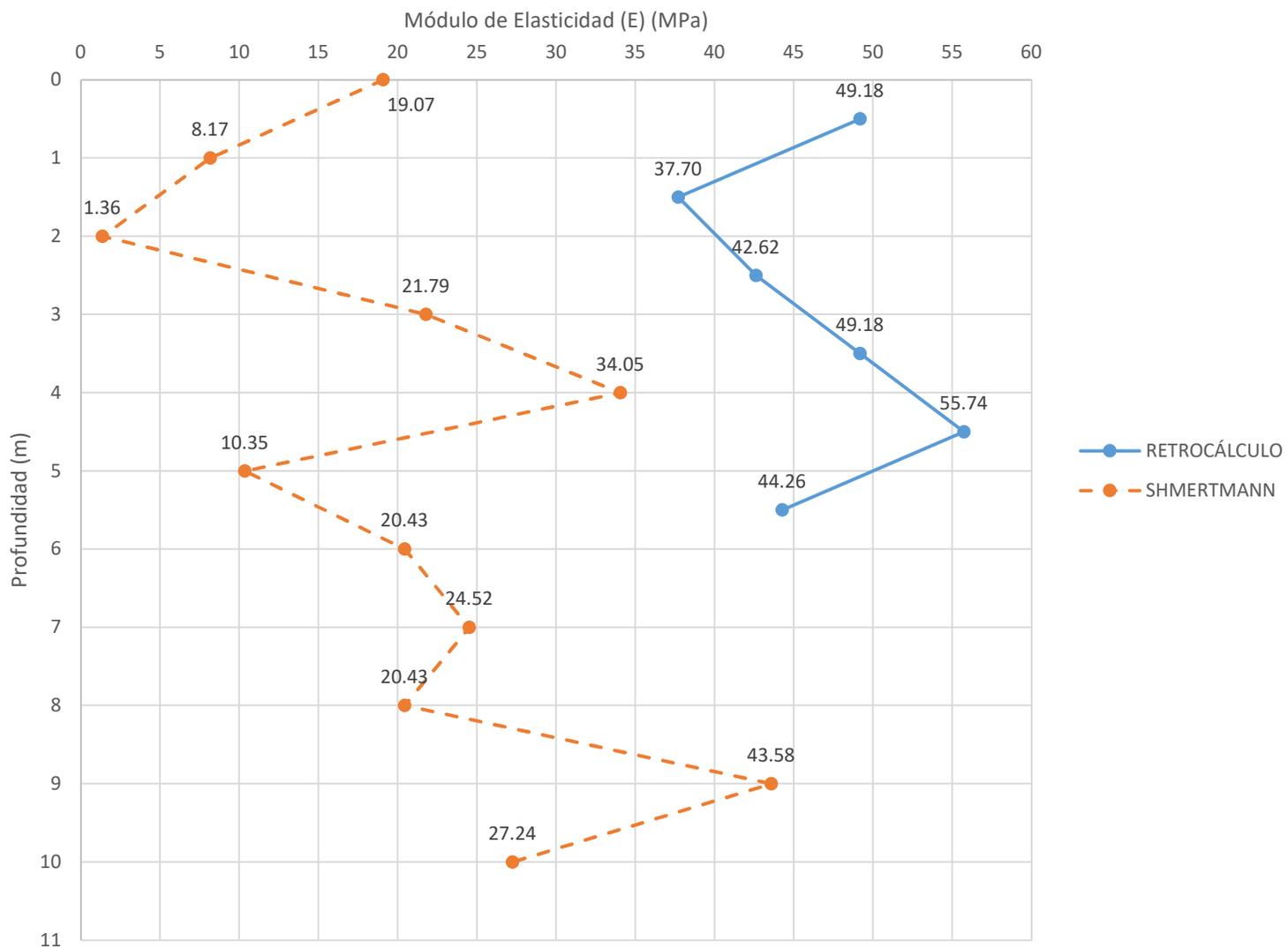




Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0.0	26.26	23.74	Por Defecto	47%
0.5	30.30	18.88	Por Defecto	38%
1.0	21.21	13.20	Por Defecto	30%
1.5	23.23	14.47	Por Defecto	38%
2.0	25.25	18.79	Por Defecto	47%
2.5	26.26	16.36	Por Defecto	38%
3.0	28.28	22.77	Por Defecto	50%
3.5	30.30	18.88	Por Defecto	38%
4.0	32.32	20.18	Por Defecto	38%
4.5	34.34	21.40	Por Defecto	38%
5.0	28.28	21.72	Por Defecto	43%
5.5	27.27	16.99	Por Defecto	38%
6.0	19.19	24.81	Por Defecto	56%
6.5	16.16	-	-	-
7.0	17.17	-	-	-
% Promedio de diferencia				42%

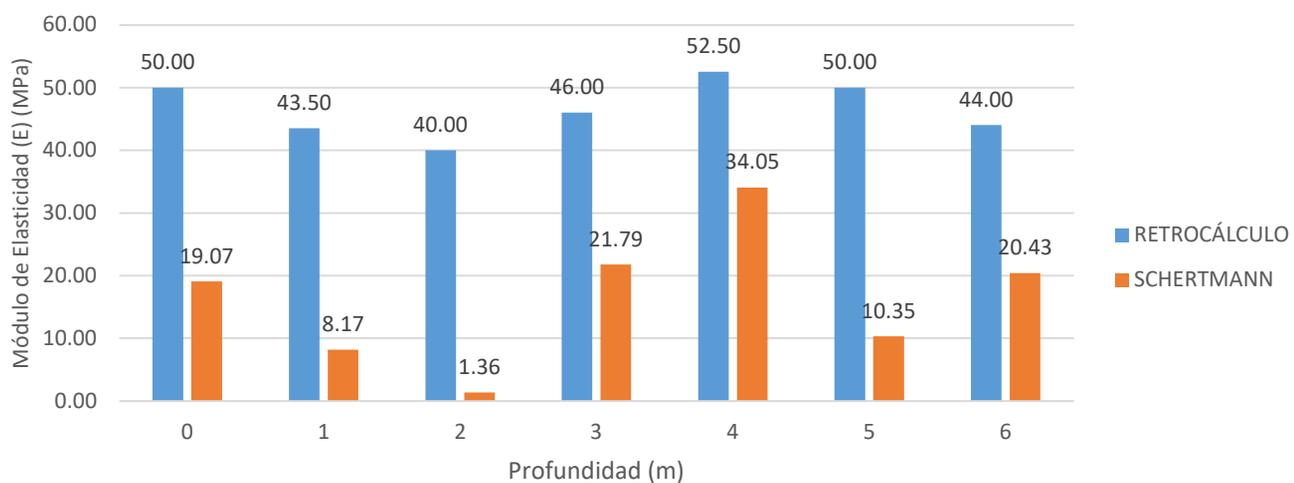


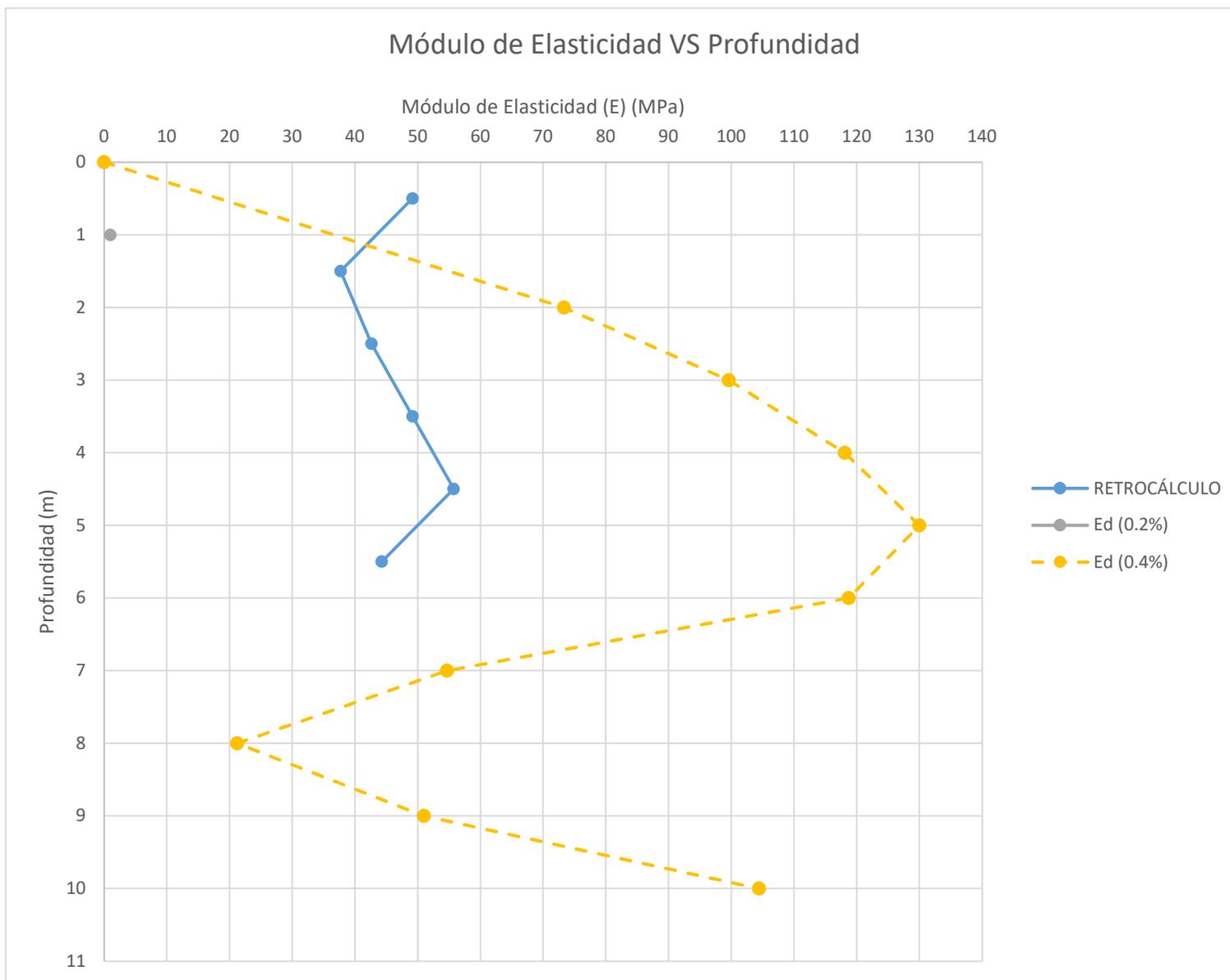
Módulo de Elasticidad VS Profundidad



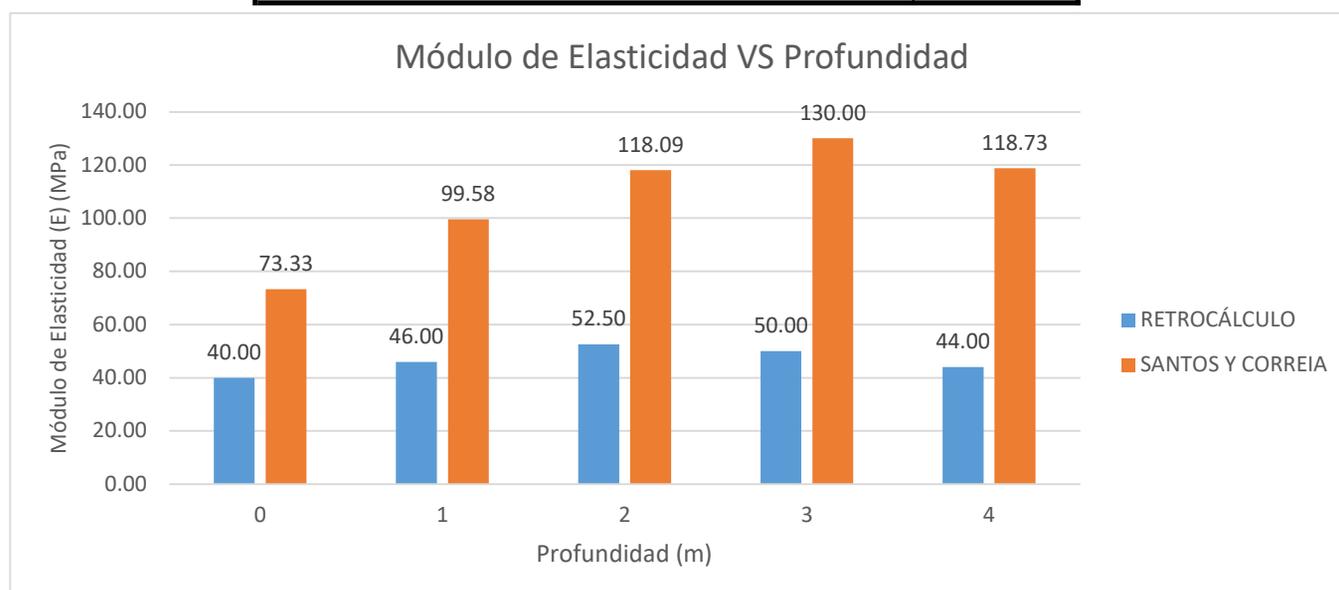
Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	19.07	30.93	Por Defecto	62%
1	8.17	35.33	Por Defecto	81%
2	1.36	38.64	Por Defecto	97%
3	21.79	24.21	Por Defecto	53%
4	34.05	18.45	Por Defecto	35%
5	10.35	39.65	Por Defecto	79%
6	20.43	23.57	Por Defecto	54%
7	24.52	-	-	-
8	20.43	-	-	-
9	43.58	-	-	-
10	27.24	-	-	-
% Promedio de diferencia				66%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



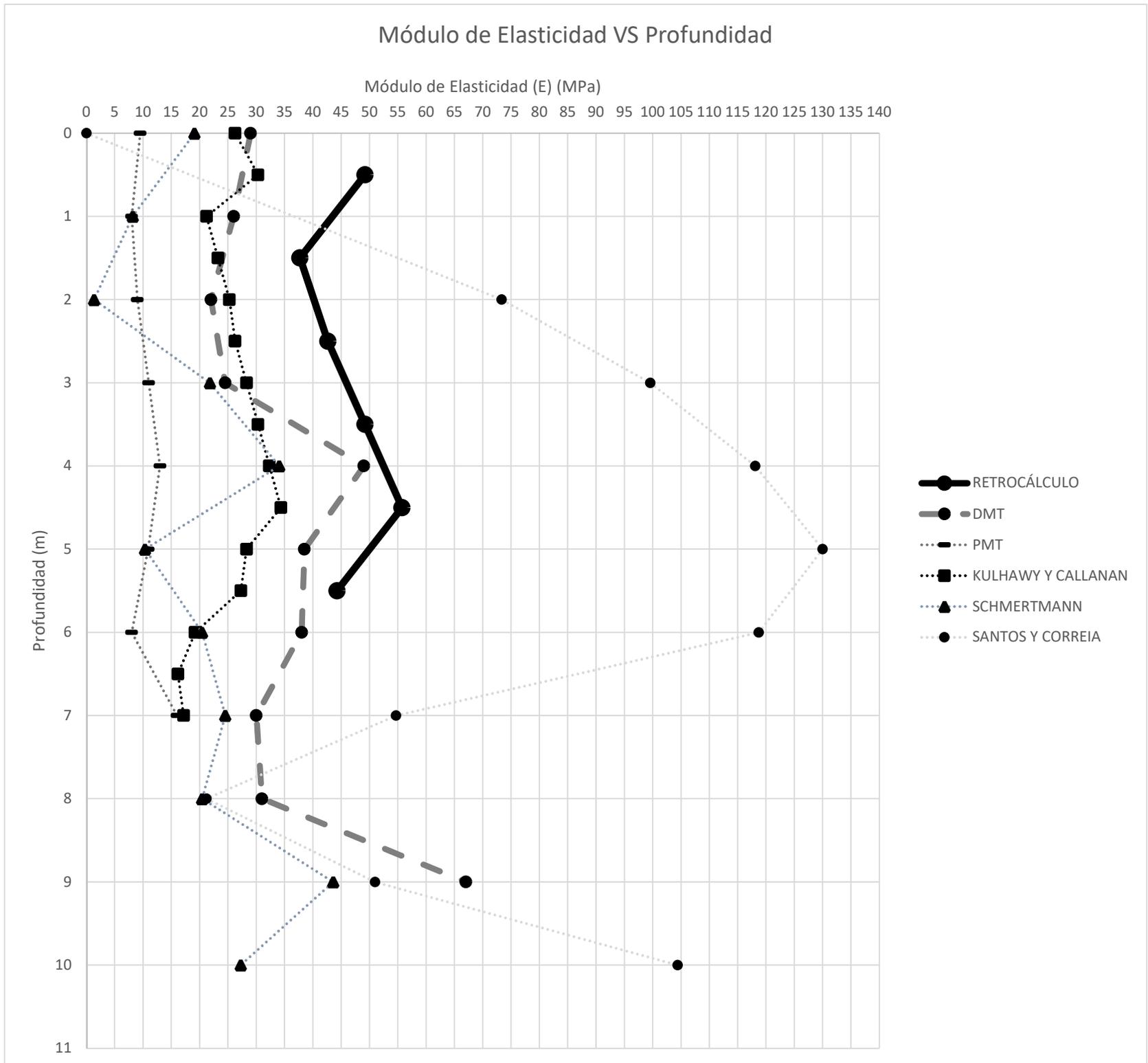


Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	-	-	-	-
1	-	-	-	-
2	73.33	33.33	Por Exceso	83%
3	99.58	53.58	Por Exceso	116%
4	118.09	65.59	Por Exceso	125%
5	130.00	80.00	Por Exceso	160%
6	118.73	74.73	Por Exceso	170%
7	54.67	-	-	-
8	21.22	-	-	-
9	50.98	-	-	-
10	104.41	-	-	-
% Promedio de Error				131%



7 - TABLA RESUMEN

Ensayo o Metodología	E Promedio (MPa)	Diferencia promedio	Tipo de Diferencia
Retrocálculo	46.57	-	-
Dilatómetro	35.50	31%	Por Defecto
Presiómetro	10.68	79%	Por Defecto
Kulhawy y Callanan	25.72	42%	Por Defecto
Schmertmann	21.00	66%	Por Defecto
Santos y Correia	85.67	131%	Por Exceso



Z	Duncan y Buchignani	Ohya At Al	Schertmann	Kulhawy y Callanan	Santos y Correia	Promedio	Retrocálculo	ΔE	% ΔE
2	22.00	9.00	1.36	25.25	73.33	26.19	40	13.81	35%
3	24.50	11.00	21.79	28.28	99.58	37.03	46	8.97	19%
4	49.00	13.00	34.05	32.32	118.09	49.29	52.5	3.21	6%
5	38.50	10.90	10.35	28.28	130.00	43.61	50	6.39	13%
6	38.00	8.00	20.43	19.19	118.73	40.87	44	3.13	7%
% Promedio de diferencia									16%

ANEXO 2A	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		2 DE 8	11/6/2021	
	Retrocálculo del módulo de elasticidad (E) Catedral de St. Isaac	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO TRIAXIAL \(TXT\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(Su\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(qc\)](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

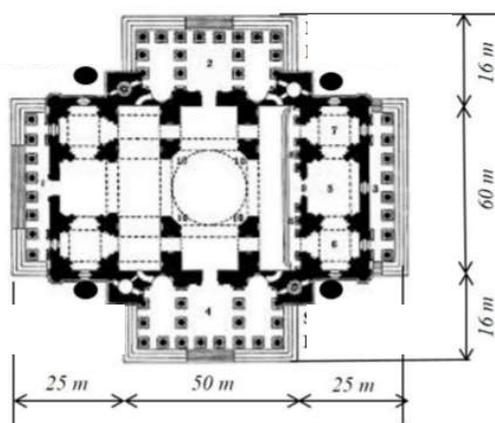
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

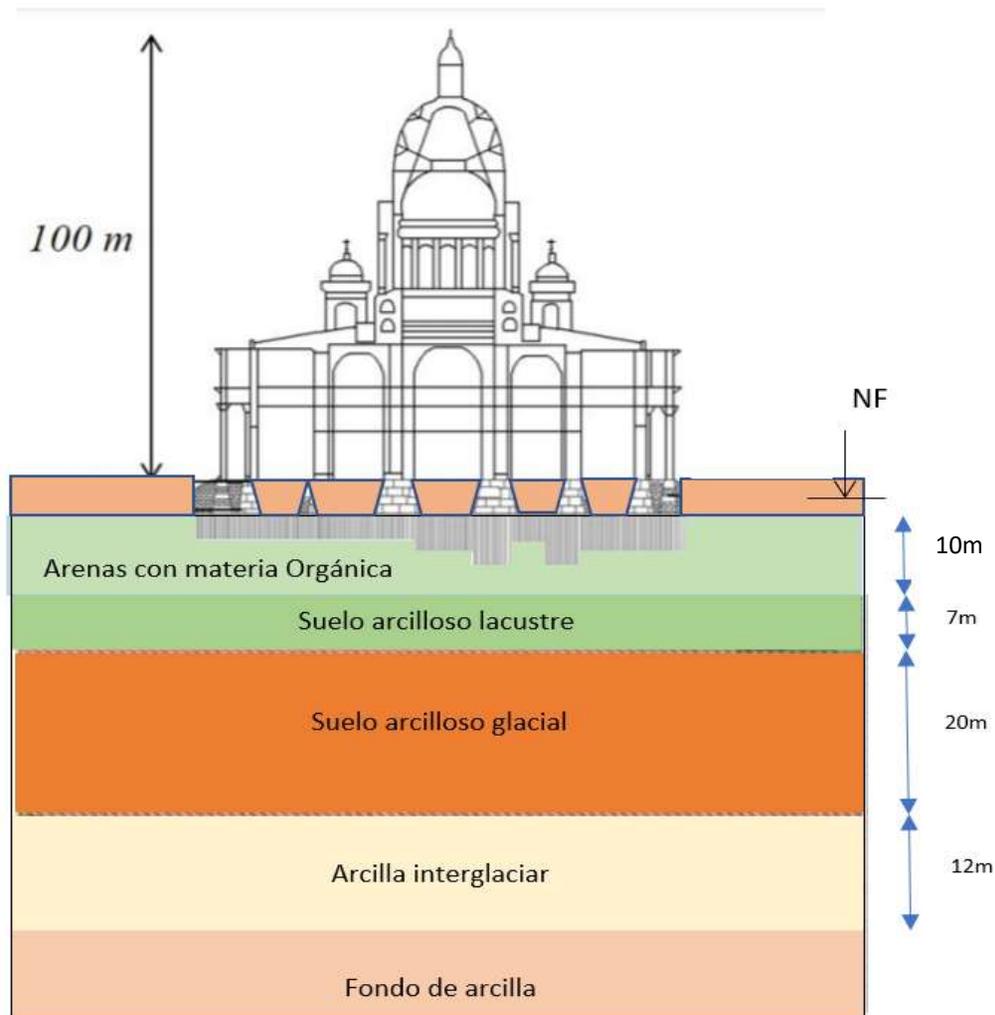
DATOS

Fundaciones del monumento

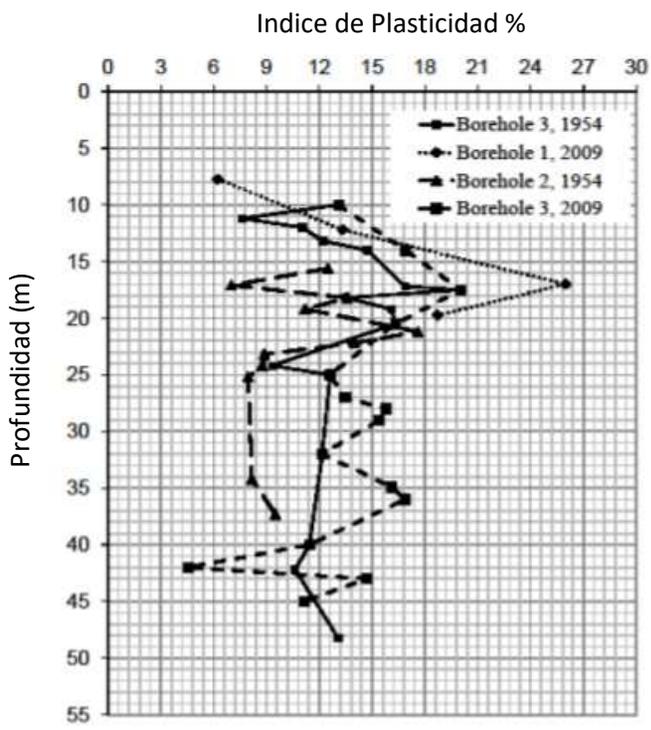
Ancho	92.00	m
Largo	100.00	m
Area	7600.00	m ²
Profundidad	7.50	m
Peso de est.	3155.00	MN
Esfuerzo base	0.315	MPa
Peso específico	0.020	MN/m ³
S total	1.000	m
D ₅₀	0.100	mm



Perfil del Terreno

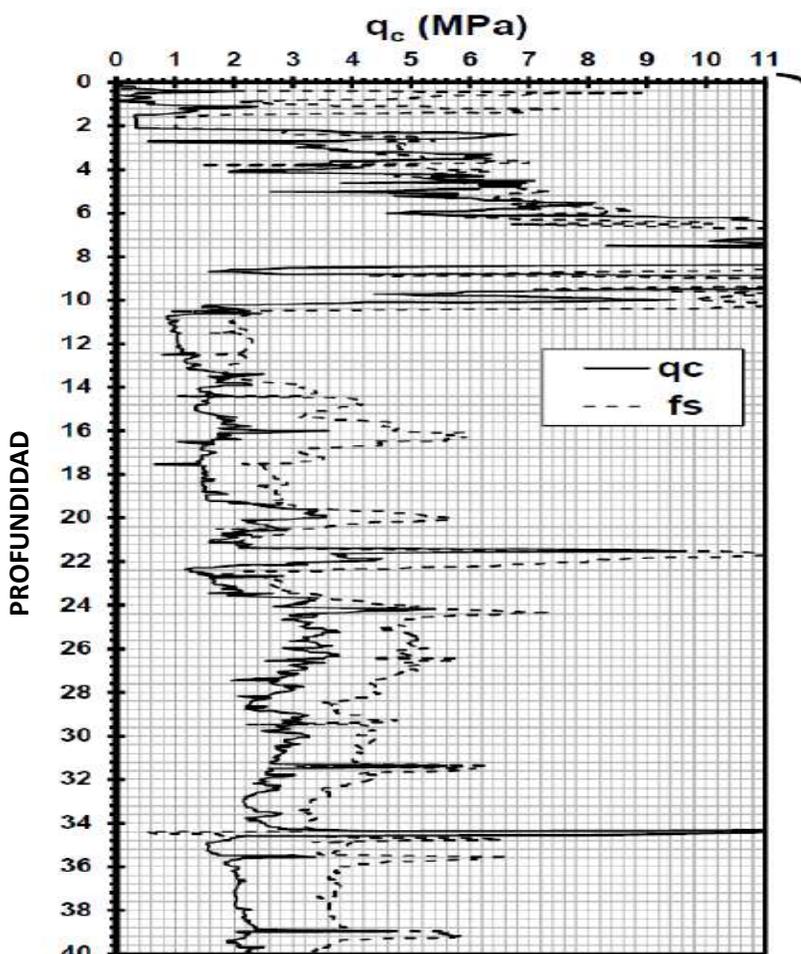


Indice de Plasticidad (IP)



Z (m)	IP %
10	13.2
11	13.5
12	13.6
13	14.0
14	14.8
15	15.2
16	15.1
17	14.9
18	14.9
19	15.5
20	15.6
21	15.0
22	13.8
23	12.7
24	11.8
25	11.2
26	11.2
27	11.5
28	11.6
29	11.5
30	11.4
31	11.0
32	10.5
33	10.7
34	11.5
35	12.2
36	12.2
37	12.0
38	11.8
39	11.5
40	11.3

Ensayo de Cono de Penetración (CPT)



Z (m)	qc (MPa)
0	1.998
1	2.030
2	6.320
3	6.070
4	5.520
5	7.468
6	8.800
7	10.690
8	8.892
9	9.120
10	1.864

1 - CÁLCULO DE INDICES DE COMPRESIBILIDAD (Cc) y Número de Golpes (N)

$$C_c \approx PI/74$$

Z (m)	IP %	Cc
10	13.2	0.178
11	13.5	0.182
12	13.6	0.184
13	14.0	0.189
14	14.8	0.200
15	15.2	0.205
16	15.1	0.204
17	14.9	0.201
18	14.9	0.201
19	15.5	0.209
20	15.6	0.211
21	15.0	0.203
22	13.8	0.186
23	12.7	0.172
24	11.8	0.159
25	11.2	0.151
26	11.2	0.151
27	11.5	0.155
28	11.6	0.157
29	11.5	0.155
30	11.4	0.154
31	11.0	0.149
32	10.5	0.142
33	10.7	0.145
34	11.5	0.155
35	12.2	0.165
36	12.2	0.165
37	12.0	0.162
38	11.8	0.159
39	11.5	0.155
40	11.3	0.153

Z (m)	qc (MPa)	N
0	1.998	5
1	2.030	5
2	6.320	17
3	6.070	16
4	5.520	15
5	7.468	20
6	8.800	23
7	10.690	28
8	8.892	23
9	9.120	24
10	1.864	5

$$N = ((qc/Pa)) / (8.67 D_{50}^{0.362})$$

2 - CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

$$m_1 = \frac{L}{B}$$

$$n_1 = \frac{z}{\frac{B}{2}}$$

$$\Delta\sigma_c = qI_c$$

Z (m)	m_i	n_i	I_c	$\Delta\sigma_i$ (MPa)
0	0.9200	0.0000	1.0000	0.3150
1	0.9200	0.0217	1.0000	0.3150
2	0.9200	0.0435	0.9999	0.3150
3	0.9200	0.0652	0.9998	0.3149
4	0.9200	0.0870	0.9994	0.3148
5	0.9200	0.1087	0.9989	0.3147
6	0.9200	0.1304	0.9981	0.3144
7	0.9200	0.1522	0.9971	0.3141
8	0.9200	0.1739	0.9957	0.3136
9	0.9200	0.1957	0.9939	0.3131
10	0.9200	0.2174	0.9917	0.3124
11	0.9200	0.2391	0.9892	0.3116
12	0.9200	0.2609	0.9861	0.3106
13	0.9200	0.2826	0.9826	0.3095
14	0.9200	0.3043	0.9787	0.3083
15	0.9200	0.3261	0.9742	0.3069
16	0.9200	0.3478	0.9693	0.3053
17	0.9200	0.3696	0.9639	0.3036
18	0.9200	0.3913	0.9580	0.3018
19	0.9200	0.4130	0.9516	0.2998
20	0.9200	0.4348	0.9448	0.2976
21	0.9200	0.4565	0.9376	0.2953
22	0.9200	0.4783	0.9299	0.2929
23	0.9200	0.5000	0.9218	0.2904
24	0.9200	0.5217	0.9134	0.2877
25	0.9200	0.5435	0.9046	0.2849
26	0.9200	0.5652	0.8954	0.2821
27	0.9200	0.5870	0.8860	0.2791
28	0.9200	0.6087	0.8762	0.2760
29	0.9200	0.6304	0.8662	0.2729
30	0.9200	0.6522	0.8560	0.2696
31	0.9200	0.6739	0.8456	0.2664
32	0.9200	0.6957	0.8350	0.2630
33	0.9200	0.7174	0.8242	0.2596
34	0.9200	0.7391	0.8133	0.2562
35	0.9200	0.7609	0.8023	0.2527
36	0.9200	0.7826	0.7912	0.2492
37	0.9200	0.8043	0.7800	0.2457
38	0.9200	0.8261	0.7688	0.2422
39	0.9200	0.8478	0.7576	0.2386
40	0.9200	0.8696	0.7463	0.2351

3 - CÁLCULO DE FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE ASENTAMIENTO

$$S_c = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_i} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

Z (m)	I _z (m)
0.5	0.1043
1.5	0.1130
2.5	0.1217
3.5	0.1304
4.5	0.1391
5.5	0.1478
6.5	0.1565
7.5	0.1652
8.5	0.1739
9.5	0.1826

Capa	Z (m)	N	X'	F	S _i (m)
1	0.5	5	0.020	21.05%	0.0105
2	1.5	11	0.010	11.00%	0.0055
3	2.5	16	0.007	7.98%	0.0040
4	3.5	15	0.009	9.14%	0.0046
5	4.5	17	0.008	8.70%	0.0044
6	5.5	21	0.007	7.38%	0.0037
7	6.5	26	0.006	6.53%	0.0033
8	7.5	26	0.006	6.86%	0.0034
9	8.5	24	0.007	7.85%	0.0039
10	9.5	14	0.013	13.51%	0.0068
Σ			0.094	100.00%	0.050

$$S_{(consolidación i)} = [C_c]_i \cdot \log(1 + q)$$

m (10% del asentamiento total en el estrato de arena)

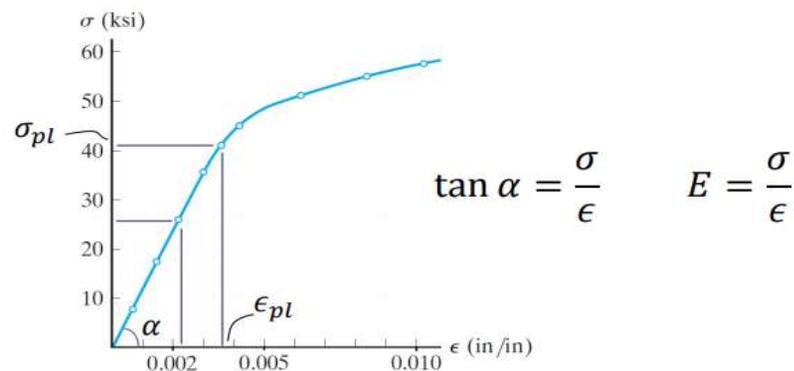
ST (capa 1) = **0.050**

Capa	Z (m)	C _c _i	Δσ _i (MPa)	X'	F
1	0.5		0.3150	0.0000	0.00%
2	1.5		0.3150	0.0000	0.00%
3	2.5		0.3149	0.0000	0.00%
4	3.5		0.3148	0.0000	0.00%
5	4.5		0.3147	0.0000	0.00%
6	5.5		0.3144	0.0000	0.00%
7	6.5		0.3141	0.0000	0.00%
8	7.5		0.3136	0.0000	0.00%
9	8.5		0.3131	0.0000	0.00%
10	9.5		0.3124	0.0000	0.00%

11	10.5	0.1824	0.3116	0.0703	5.14%
12	11.5	0.1838	0.3106	0.0686	5.01%
13	12.5	0.1892	0.3095	0.0684	4.99%
14	13.5	0.2000	0.3083	0.0701	5.12%
15	14.5	0.2054	0.3069	0.0698	5.09%
16	15.5	0.2041	0.3053	0.0672	4.91%
17	16.5	0.2014	0.3036	0.0644	4.70%
18	17.5	0.2014	0.3018	0.0625	4.56%
19	18.5	0.2095	0.2998	0.0631	4.61%
20	19.5	0.2108	0.2976	0.0617	4.50%
21	20.5	0.2027	0.2953	0.0576	4.20%
22	21.5	0.1865	0.2929	0.0514	3.76%
23	22.5	0.1716	0.2904	0.0460	3.36%
24	23.5	0.1595	0.2877	0.0415	3.03%
25	24.5	0.1514	0.2849	0.0383	2.79%
26	25.5	0.1514	0.2821	0.0372	2.71%
27	26.5	0.1554	0.2791	0.0371	2.71%
28	27.5	0.1568	0.2760	0.0363	2.65%
29	28.5	0.1554	0.2729	0.0350	2.56%
30	29.5	0.1541	0.2696	0.0337	2.46%
31	30.5	0.1486	0.2664	0.0316	2.31%
32	31.5	0.1419	0.2630	0.0293	2.14%
33	32.5	0.1446	0.2596	0.0290	2.12%
34	33.5	0.1554	0.2562	0.0303	2.21%
35	34.5	0.1649	0.2527	0.0312	2.28%
36	35.5	0.1649	0.2492	0.0303	2.21%
37	36.5	0.1622	0.2457	0.0290	2.11%
38	37.5	0.1595	0.2422	0.0277	2.02%
39	38.5	0.1554	0.2386	0.0262	1.91%
40	39.5	0.1527	0.2351	0.0250	1.82%
ΣXi				1.370	100.00%

$$F = X_i / \Sigma X_i$$

X' = Numerador del factor de asentamiento
 Si = Asentamiento total por estratos de un (1) metro.



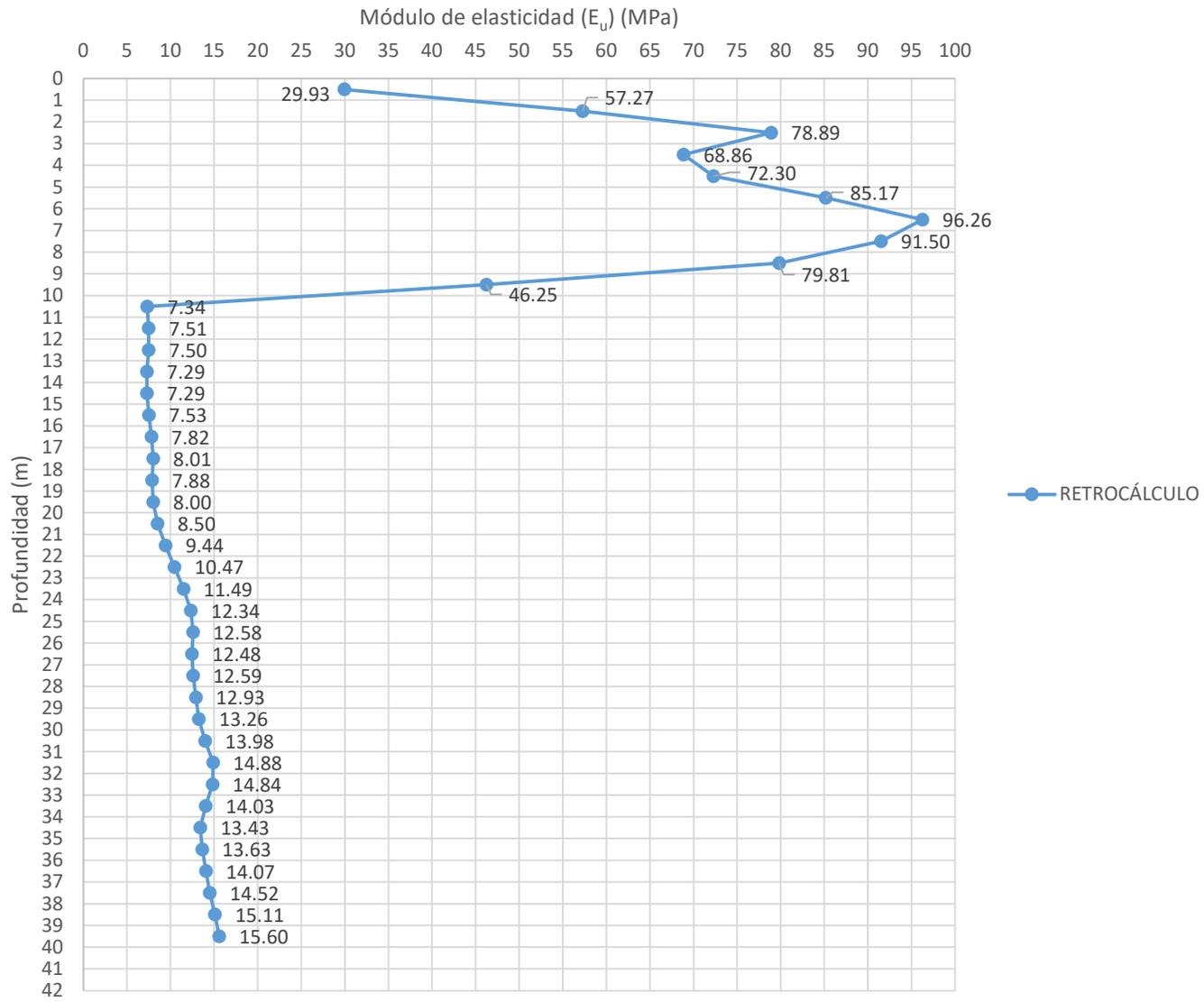
	Z (m)	Z/B	S_i (m)	ϵ_i	$\Delta\sigma_i$ (MPa)	E_d (MPa)
Estrato de Arena	0.5	0.01	0.0105	0.011	0.3150	29.93
	1.5	0.02	0.0055	0.006	0.3150	57.27
	2.5	0.03	0.0040	0.004	0.3149	78.89
	3.5	0.04	0.0046	0.005	0.3148	68.86
	4.5	0.05	0.0044	0.004	0.3147	72.30
	5.5	0.06	0.0037	0.004	0.3144	85.17
	6.5	0.07	0.0033	0.003	0.3141	96.26
	7.5	0.08	0.0034	0.003	0.3136	91.50
	8.5	0.09	0.0039	0.004	0.3131	79.81
	9.5	0.10	0.0068	0.007	0.3124	46.25
Estrato de Arcilla	10.5	0.11	0.0488	0.049	0.3116	6.39
	11.5	0.13	0.0476	0.048	0.3106	6.53
	12.5	0.14	0.0474	0.047	0.3095	6.52
	13.5	0.15	0.0486	0.049	0.3083	6.34
	14.5	0.16	0.0484	0.048	0.3069	6.34
	15.5	0.17	0.0466	0.047	0.3053	6.55
	16.5	0.18	0.0447	0.045	0.3036	6.80
	17.5	0.19	0.0433	0.043	0.3018	6.96
	18.5	0.20	0.0438	0.044	0.2998	6.85
	19.5	0.21	0.0428	0.043	0.2976	6.96
	20.5	0.22	0.0399	0.040	0.2953	7.40
	21.5	0.23	0.0357	0.036	0.2929	8.21
	22.5	0.24	0.0319	0.032	0.2904	9.10
	23.5	0.26	0.0288	0.029	0.2877	9.99
	24.5	0.27	0.0265	0.027	0.2849	10.73
	25.5	0.28	0.0258	0.026	0.2821	10.94
	26.5	0.29	0.0257	0.026	0.2791	10.85
	27.5	0.30	0.0252	0.025	0.2760	10.95
	28.5	0.31	0.0243	0.024	0.2729	11.24
	29.5	0.32	0.0234	0.023	0.2696	11.53
	30.5	0.33	0.0219	0.022	0.2664	12.15
	31.5	0.34	0.0203	0.020	0.2630	12.94
	32.5	0.35	0.0201	0.020	0.2596	12.91
	33.5	0.36	0.0210	0.021	0.2562	12.20
	34.5	0.38	0.0216	0.022	0.2527	11.68
	35.5	0.39	0.0210	0.021	0.2492	11.85
	36.5	0.40	0.0201	0.020	0.2457	12.23
	37.5	0.41	0.0192	0.019	0.2422	12.62
	38.5	0.42	0.0182	0.018	0.2386	13.14
	39.5	0.43	0.0173	0.017	0.2351	13.56
		ΣS_i	1.000			

5 - CALCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO POR ESTRATOS

$E_u = 1.15E_d$

	Z (m)	E_u (MPa)
Estrato de Arena	0.5	29.93
	1.5	57.27
	2.5	78.89
	3.5	68.86
	4.5	72.30
	5.5	85.17
	6.5	96.26
	7.5	91.50
	8.5	79.81
	9.5	46.25
Estrato de Arcilla	10.5	7.34
	11.5	7.51
	12.5	7.50
	13.5	7.29
	14.5	7.29
	15.5	7.53
	16.5	7.82
	17.5	8.01
	18.5	7.88
	19.5	8.00
	20.5	8.50
	21.5	9.44
	22.5	10.47
	23.5	11.49
	24.5	12.34
	25.5	12.58
	26.5	12.48
	27.5	12.59
	28.5	12.93
	29.5	13.26
30.5	13.98	
31.5	14.88	
32.5	14.84	
33.5	14.03	
34.5	13.43	
35.5	13.63	
36.5	14.07	
37.5	14.52	
38.5	15.11	
39.5	15.60	

Módulo de Elasticidad (E_u) vs. Profundidad



ANEXO 2B	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		3 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por Ensayo Triaxial (TxT) Catedral de St. Isaac	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

- | | |
|---|---|
| RETROCÁLCULO | MÉTODO SANTOS Y CORREIA |
| ENSAYO TRIAXIAL (TXT) | COMPARACIÓN DE RESULTADOS |
| MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI (Su) | VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO |
| MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI (qc) | INICIO |

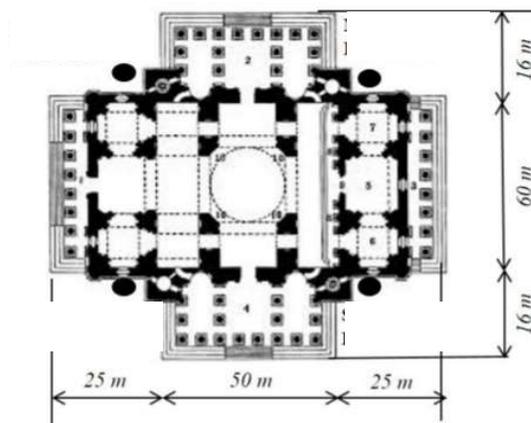
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

DATOS

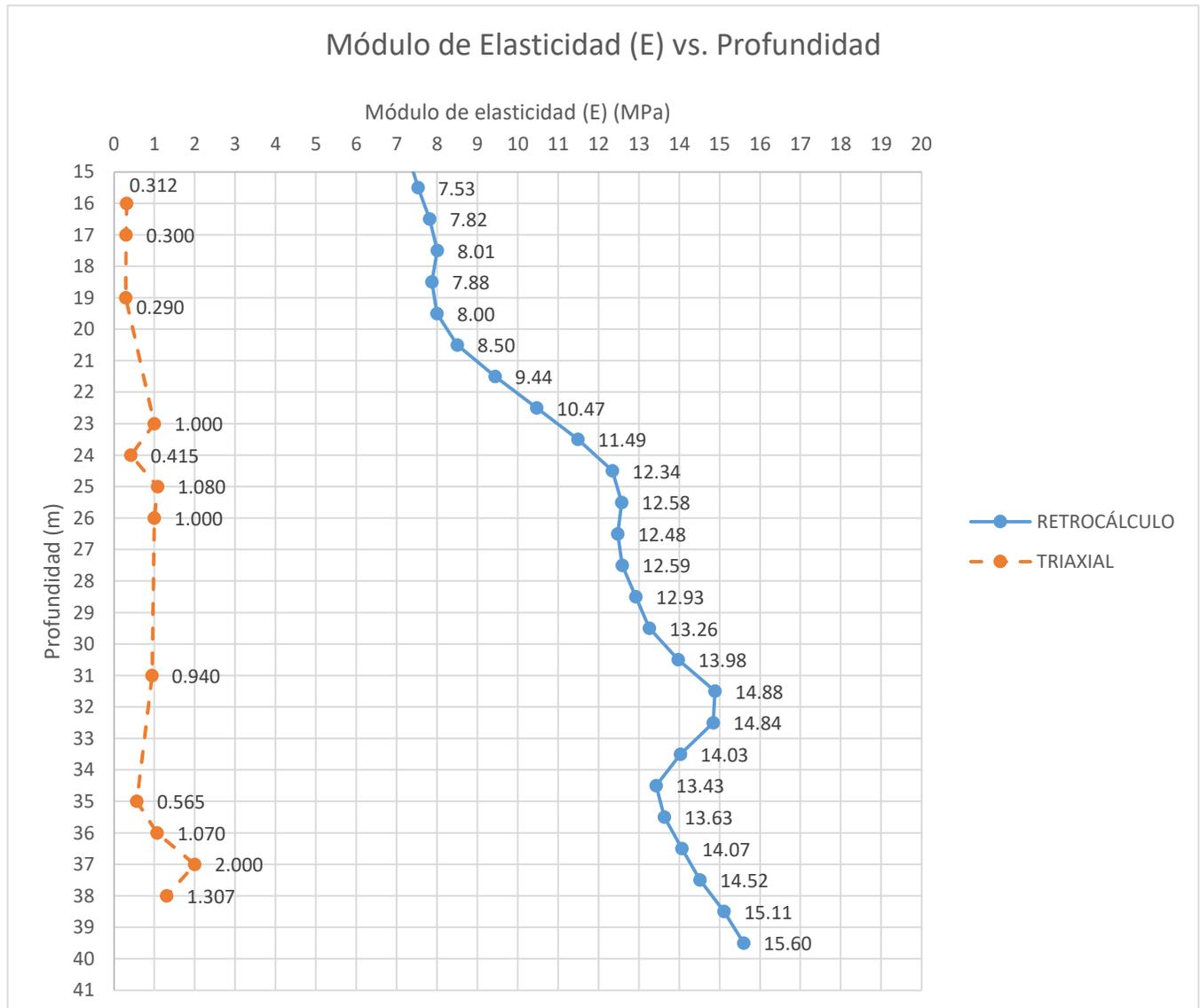
Fundaciones del monumento

Ancho	92.00	m
Largo	100.00	m
Area	7600.00	m ²
Profundidad	7.50	m
Peso de est.	3155.00	MN
Esfuerzo base	0.315	MPa
S total	1.000	m



1 - ENSAYOS TRIAXIALES

Z (m)	E (MPa)
16	0.312
17	0.300
19	0.290
23	1.000
24	0.415
25	1.080
26	1.000
31	0.940
35	0.565
36	1.070
37	2.000
38	1.307



ANEXO 2C	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		4 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Duncan y Buchignani Catedral de St. Isaac	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO TRIAXIAL \(TXT\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(Su\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(qc\)](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

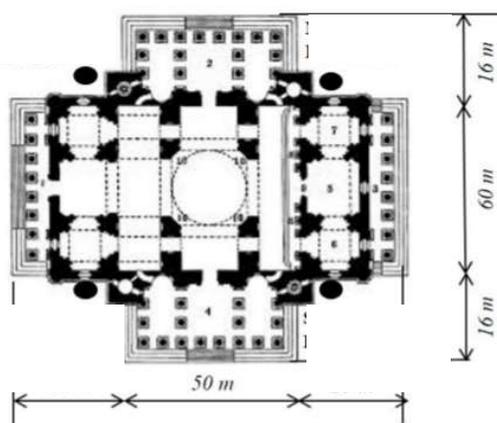
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

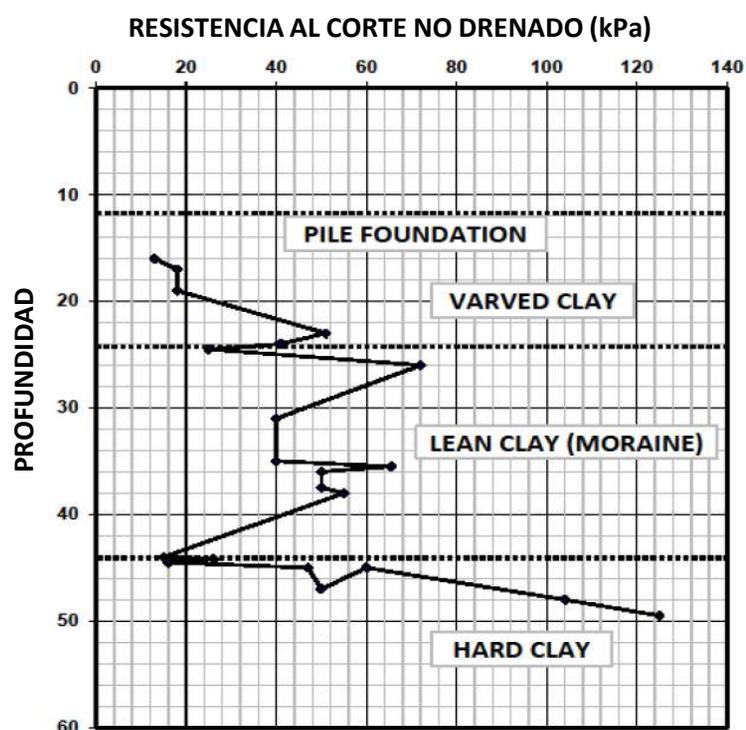
DATOS

Fundaciones del monumento

Ancho	92.00	m
Largo	100.00	m
Area	7600.00	m ²
Profundidad	7.50	m
Peso de est.	3155.00	MN
Esfuerzo base	0.315	MPa
S total	1.000	m
Peso específico	0.020	MN/m ³

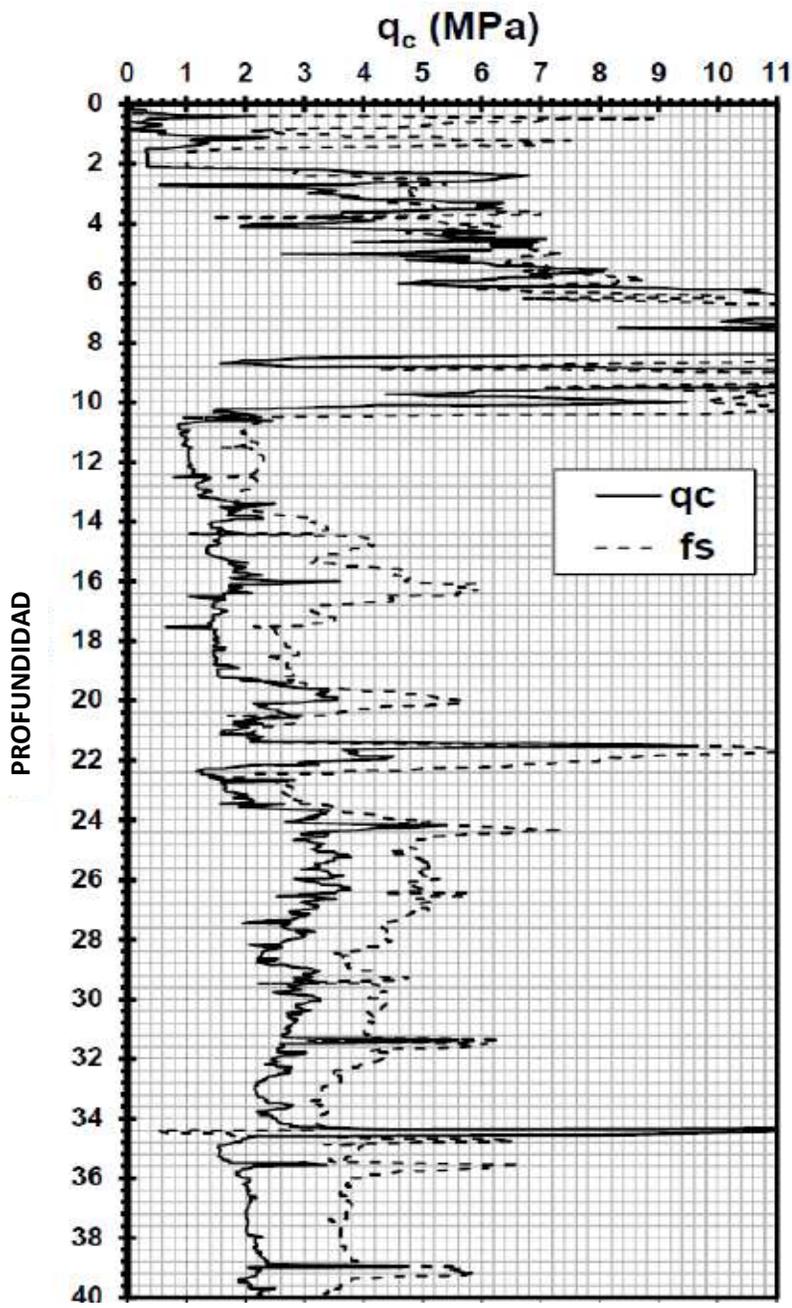


Resistencia al corte no drenado



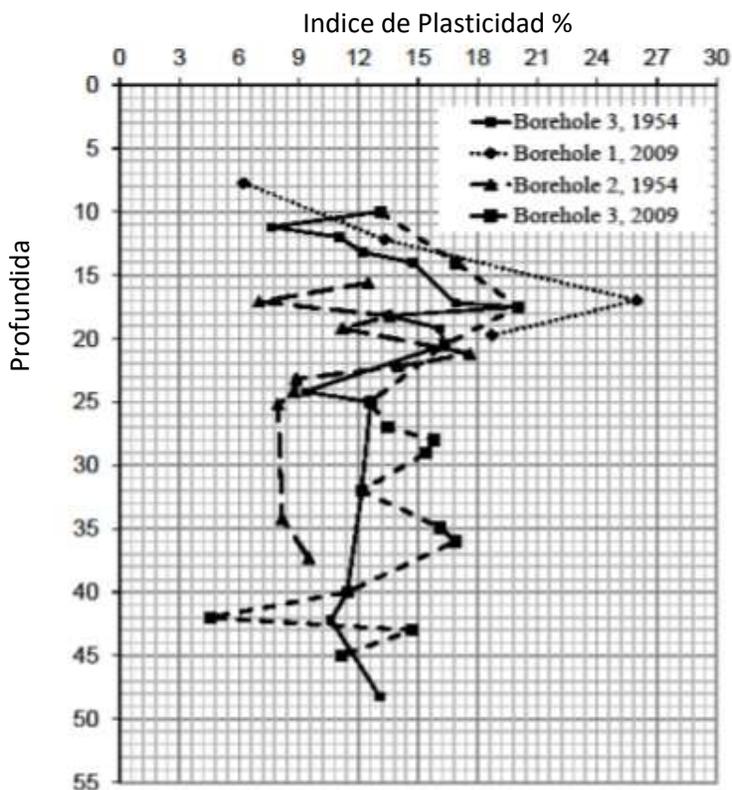
Z (m)	S _u (MPa)
10	-
11	-
12	-
13	-
14	-
15	-
16	0.013
17	0.018
19	0.018
23	0.051
24	0.041
24.5	0.025
26	0.072
31	0.040
35	0.040
35.5	0.066
36	0.050
37.5	0.050
38	0.055

Ensayo de Cono de Penetración (CPT)



Z (m)	qc (MPa)
10	1.864
11	0.997
12	1.057
13	1.279
14	1.434
15	1.362
16	3.395
17	1.701
18	1.534
19	1.537
20	3.210
21	1.630
22	3.663
23	1.665
24	2.835
25	3.246
26	2.956
27	3.026
28	2.745
29	3.223
30	3.274
31	2.737
32	2.437
33	2.175
34	2.529
35	1.575
36	2.081
37	2.008
38	2.174
39	2.124
40	2.171

Indice de Plasticidad (IP)



Z (m)	IP %
10	13.2
11	13.5
12	13.6
13	14.0
14	14.8
15	15.2
16	15.1
17	14.9
18	14.9
19	15.5
20	15.6
21	15.0
22	13.8
23	12.7
24	11.8
25	11.2
26	11.2
27	11.5
28	11.6
29	11.5
30	11.4
31	11.0
32	10.5
33	10.7
34	11.5
35	12.2
36	12.2
37	12.0
38	11.8
39	11.5
40	11.3

1 - CÁLCULO DEL RELACIÓN DE SOBRECONSOLIDACIÓN (OCR)

$$OCR = \sigma_p / \sigma'_v$$

Z (m)	σ'_p (MPa)	σ'_v (MPa)	OCR
10	0.54	0.2128	2.5
11	0.29	0.223	1.3
12	0.31	0.2332	1.3
13	0.37	0.2434	1.5
14	0.42	0.2536	1.6
15	0.39	0.2638	1.5
16	0.98	0.274	3.6
17	0.49	0.2842	1.7
18	0.44	0.2944	1.5
19	0.45	0.3046	1.5
20	0.93	0.3148	3.0
21	0.47	0.325	1.5
22	1.06	0.3352	3.2
23	0.48	0.3454	1.4
24	0.82	0.3556	2.3
25	0.94	0.3658	2.6
26	0.86	0.376	2.3
27	0.88	0.3862	2.3
28	0.80	0.3964	2.0
29	0.93	0.4066	2.3
30	0.95	0.4168	2.3
31	0.79	0.427	1.9
32	0.71	0.4372	1.6
33	0.63	0.4474	1.4
34	0.73	0.4576	1.6
35	0.46	0.4678	1.0
36	0.60	0.478	1.3
37	0.58	0.4882	1.2
38	0.63	0.4984	1.3
39	0.62	0.5086	1.2
40	0.63	0.5188	1.2

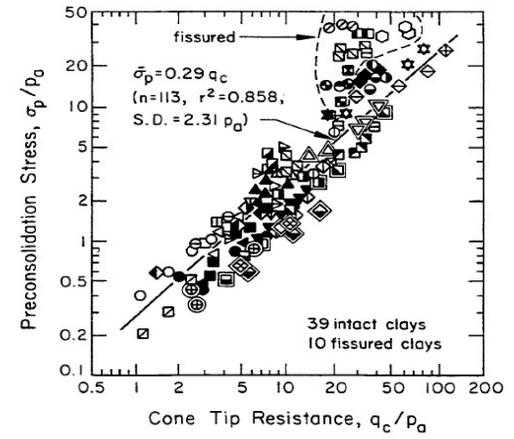
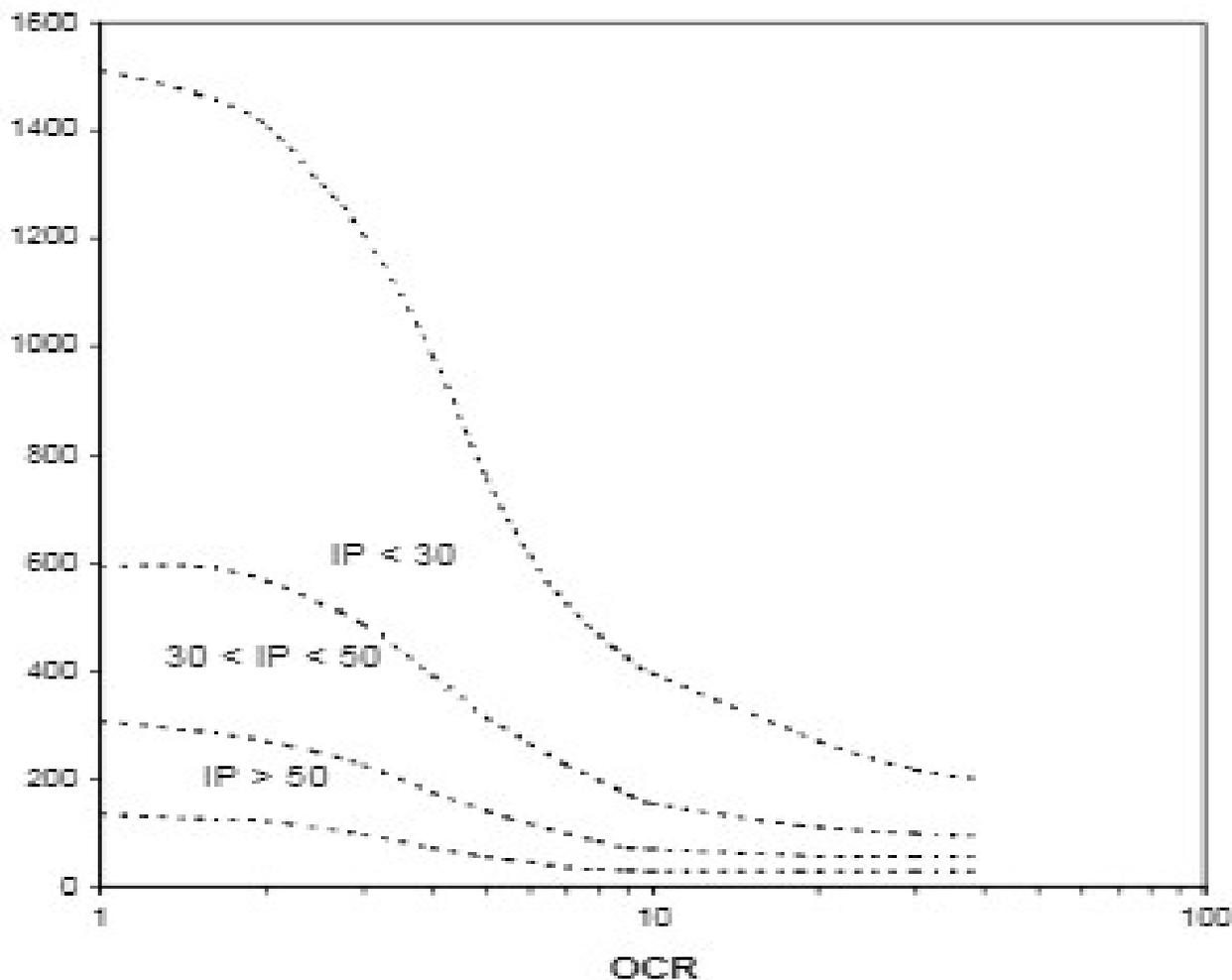


Figure 3-10. $\bar{\sigma}_p$ Correlated with CPT q_c

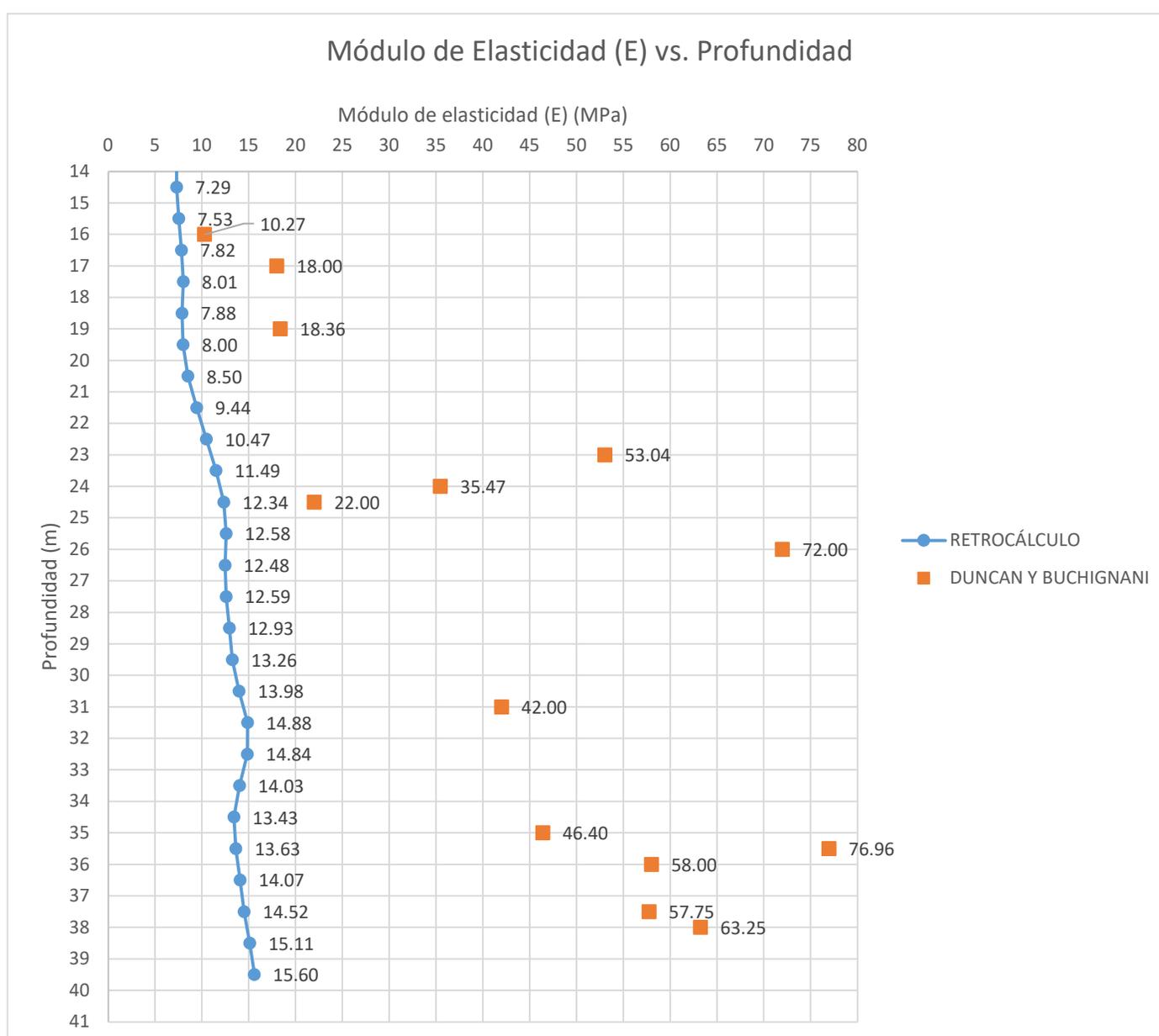
Source: Based on Mayne (13), p. 786, and others (14 - 19).

2 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (E_{25})

$$E_{25}/Su$$



Z (m)	S _u (MPa)	IP %	OCR	E ₂₅ /S _u	E (MPa)
10	-	13.2	2.5	950	-
11	-	13.5	1.3	1080	-
12	-	13.6	1.3	1070	-
13	-	14.0	1.5	1050	-
14	-	14.8	1.6	1020	-
15	-	15.2	1.5	1010	-
16	0.013	15.1	3.6	790	10.27
17	0.018	14.9	1.7	1000	18.00
19	0.018	14.9	1.5	1020	18.36
23	0.051	15.5	1.4	1040	53.04
24	0.041	15.6	2.3	865	35.47
24.5	0.025	15.0	2.4	880	22.00
26	0.072	13.8	2.3	1000	72.00
31	0.040	12.7	1.9	1050	42.00
35	0.040	11.8	1.0	1160	46.40
35.5	0.066	11.2	1.1	1175	76.96
36	0.050	11.2	1.3	1160	58.00
37.5	0.050	11.5	1.2	1155	57.75
38	0.055	11.6	1.3	1150	63.25



ANEXO 2D	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		5 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Duncan y Buchignani Catedral de St. Isaac	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO TRIAXIAL \(TXT\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(Su\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(qc\)](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

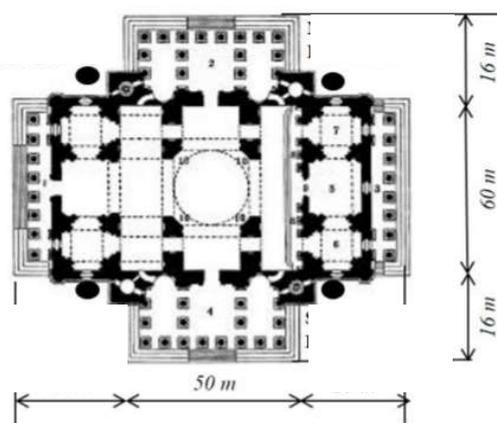
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

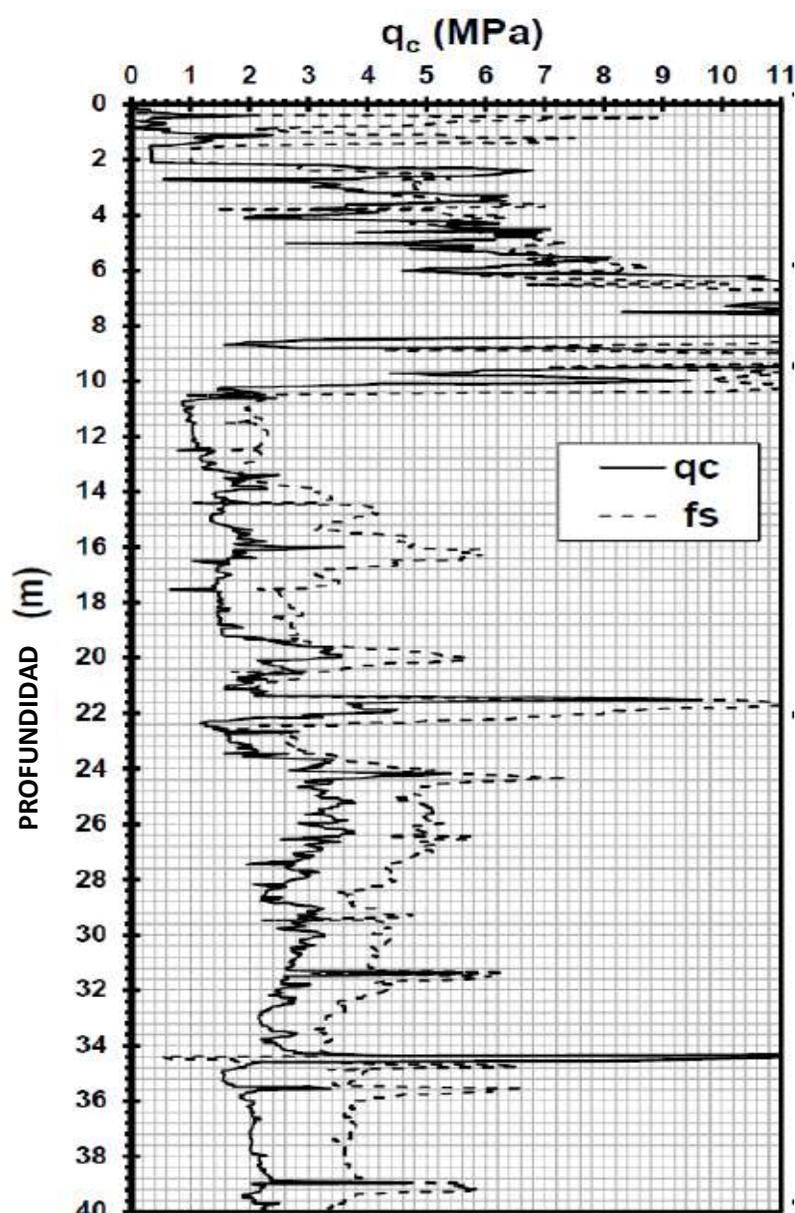
DATOS

Fundaciones del monumento

Ancho	100.00	m
Largo	92.00	m
Area	7600.00	m ²
Profundidad	7.50	m
Peso de est.	3155.00	MN
Esfuerzo base	0.315	MPa
S total	1.000	m
Peso específico	0.020	MN/m ³

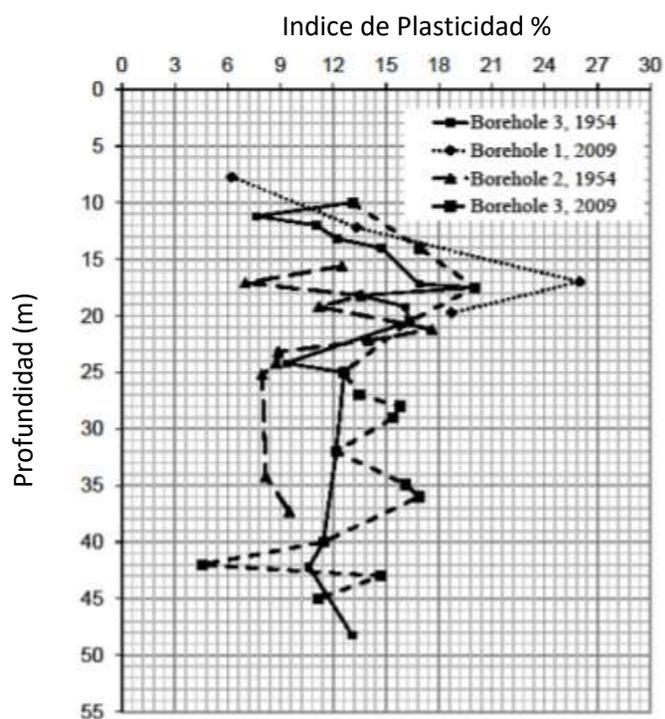


Ensayo de Cono de Penetración (CPT)



Z (m)	qc (MPa)
10	1.864
11	0.997
12	1.057
13	1.279
14	1.434
15	1.362
16	3.395
17	1.701
18	1.534
19	1.537
20	3.210
21	1.630
22	3.663
23	1.665
24	2.835
25	3.246
26	2.956
27	3.026
28	2.745
29	3.223
30	3.274
31	2.737
32	2.437
33	2.175
34	2.529
35	1.575
36	2.081
37	2.008
38	2.174
39	2.124
40	2.171

Indices de Plasticidad



Z (m)	IP %
10	13.2
11	13.5
12	13.6
13	14.0
14	14.8
15	15.2
16	15.1
17	14.9
18	14.9
19	15.5
20	15.6
21	15.0
22	13.8
23	12.7
24	11.8
25	11.2
26	11.2
27	11.5
28	11.6
29	11.5
30	11.4
31	11.0
32	10.5
33	10.7
34	11.5
35	12.2
36	12.2
37	12.0
38	11.8
39	11.5
40	11.3

1 - CÁLCULO DE RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

$$S_u = \frac{(q_c - \sigma_o)}{N_k}$$

$N_k = 40$

Z (m)	σ_o (MPa)	q_c (MPa)	S_u (MPa)
10	0.3500	1.864	0.038
11	0.3700	0.997	0.016
12	0.3900	1.057	0.017
13	0.4100	1.279	0.022
14	0.4300	1.434	0.025
15	0.4500	1.362	0.023
16	0.4700	3.395	0.073
17	0.4900	1.701	0.030
18	0.5100	1.534	0.026
19	0.5300	1.537	0.025
20	0.5500	3.210	0.066
21	0.5700	1.630	0.026
22	0.5900	3.663	0.077
23	0.6100	1.665	0.026
24	0.6300	2.835	0.055
25	0.6500	3.246	0.065
26	0.6700	2.956	0.057
27	0.6900	3.026	0.058
28	0.7100	2.745	0.051
29	0.7300	3.223	0.062
30	0.7500	3.274	0.063
31	0.7700	2.737	0.049
32	0.7900	2.437	0.041
33	0.8100	2.175	0.034
34	0.8300	2.529	0.042
35	0.8500	1.575	0.018
36	0.8700	2.081	0.030
37	0.8900	2.008	0.028
38	0.9100	2.174	0.032
39	0.9300	2.124	0.030
40	0.9500	2.171	0.031

2 - CÁLCULO DEL RELACIÓN DE SOBRECONSOLIDACIÓN (OCR)

$$OCR = \sigma_p / \sigma'_v$$

Z (m)	σ'_p	σ'_v	OCR
10	0.54	0.2128	2.5
11	0.29	0.223	1.3
12	0.31	0.2332	1.3
13	0.37	0.2434	1.5
14	0.42	0.2536	1.6
15	0.39	0.2638	1.5
16	0.98	0.274	3.6
17	0.49	0.2842	1.7
18	0.44	0.2944	1.5
19	0.45	0.3046	1.5
20	0.93	0.3148	3.0
21	0.47	0.325	1.5
22	1.06	0.3352	3.2
23	0.48	0.3454	1.4
24	0.82	0.3556	2.3
25	0.94	0.3658	2.6
26	0.86	0.376	2.3
27	0.88	0.3862	2.3
28	0.80	0.3964	2.0
29	0.93	0.4066	2.3
30	0.95	0.4168	2.3
31	0.79	0.427	1.9
32	0.71	0.4372	1.6
33	0.63	0.4474	1.4
34	0.73	0.4576	1.6
35	0.46	0.4678	1.0
36	0.60	0.478	1.3
37	0.58	0.4882	1.2
38	0.63	0.4984	1.3
39	0.62	0.5086	1.2
40	0.63	0.5188	1.2

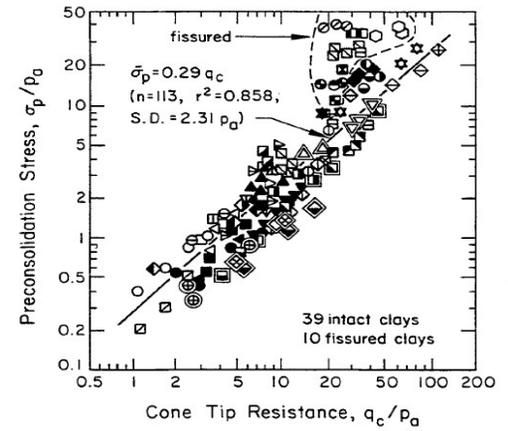
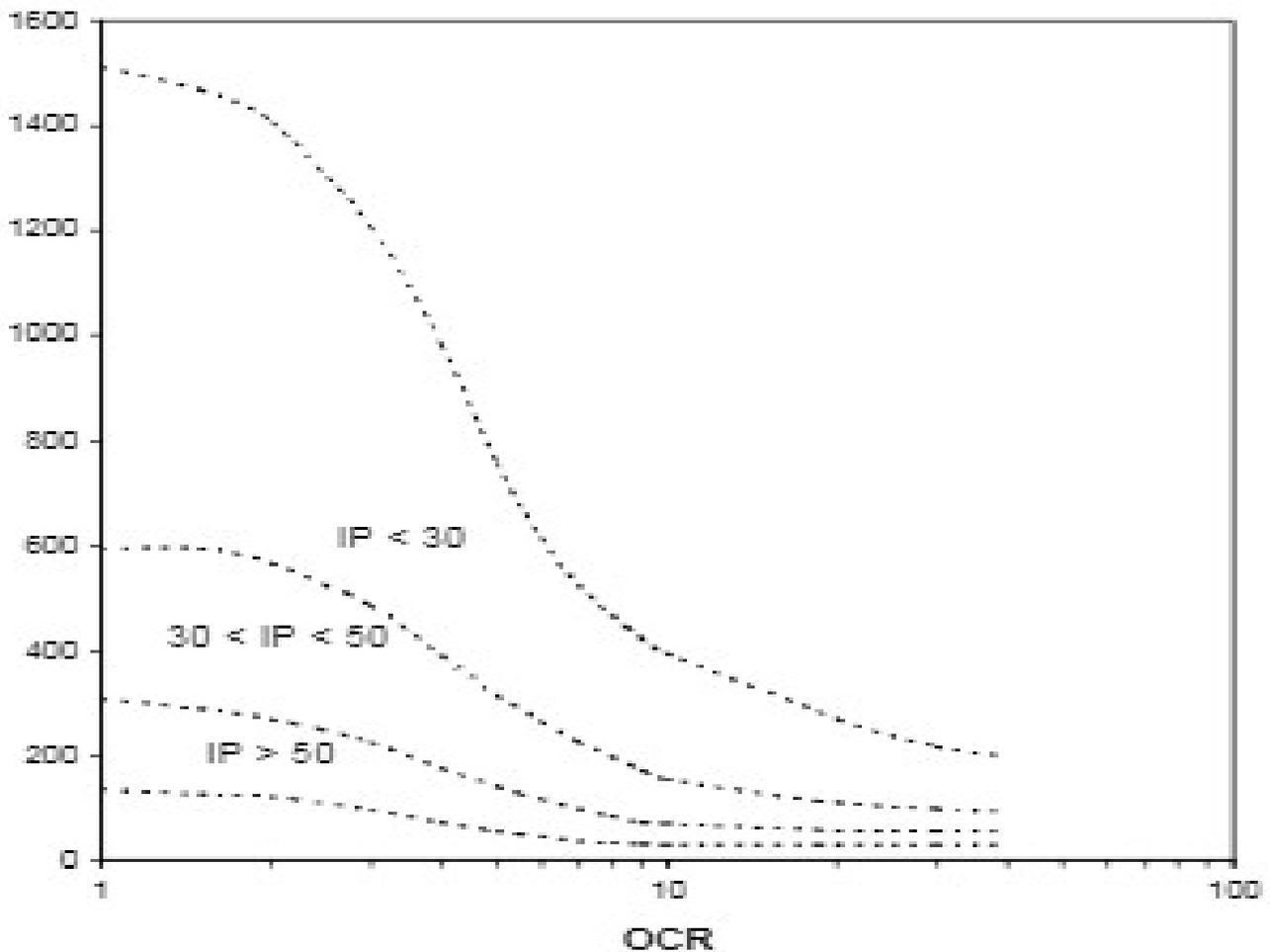


Figure 3-10. $\bar{\sigma}_p$ Correlated with CPT q_c

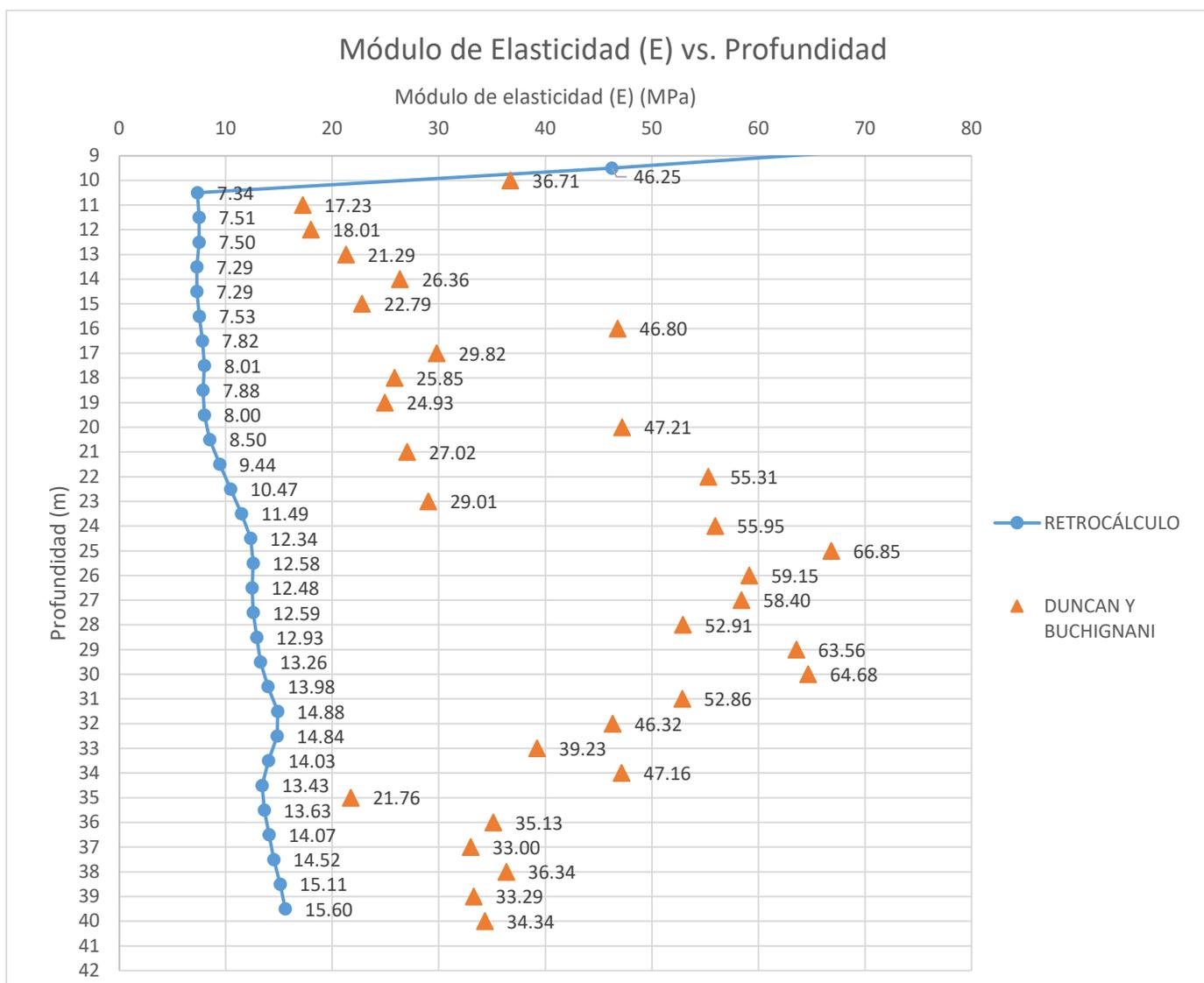
Source: Based on Mayne (13), p. 786, and others (14 - 19).

3 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (E_u)

$$E_{25}/Su$$



Z (m)	S _u (MPa)	IP %	OCR	E ₂₅ /S _u	E (MPa)
10	0.038	13.2	2.5	970	36.71
11	0.016	13.5	1.3	1100	17.23
12	0.017	13.6	1.3	1080	18.01
13	0.022	14.0	1.5	980	21.29
14	0.025	14.8	1.6	1050	26.36
15	0.023	15.2	1.5	1000	22.79
16	0.073	15.1	3.6	640	46.80
17	0.030	14.9	1.7	985	29.82
18	0.026	14.9	1.5	1010	25.85
19	0.025	15.5	1.5	990	24.93
20	0.066	15.6	3.0	710	47.21
21	0.026	15.0	1.5	1020	27.02
22	0.077	13.8	3.2	720	55.31
23	0.026	12.7	1.4	1100	29.01
24	0.055	11.8	2.3	1015	55.95
25	0.065	11.2	2.6	1030	66.85
26	0.057	11.2	2.3	1035	59.15
27	0.058	11.5	2.3	1000	58.40
28	0.051	11.6	2.0	1040	52.91
29	0.062	11.5	2.3	1020	63.56
30	0.063	11.4	2.3	1025	64.68
31	0.049	11.0	1.9	1075	52.86
32	0.041	10.5	1.6	1125	46.32
33	0.034	10.7	1.4	1150	39.23
34	0.042	11.5	1.6	1110	47.16
35	0.018	12.2	1.0	1200	21.76
36	0.030	12.2	1.3	1160	35.13
37	0.028	12.0	1.2	1180	33.00
38	0.032	11.8	1.3	1150	36.34
39	0.030	11.5	1.2	1115	33.29
40	0.031	11.3	1.2	1125	34.34



ANEXO 2E	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		6 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Santos y Correia Catedral de St. Isaac	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO TRIAXIAL \(TXT\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(Su\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(qc\)](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

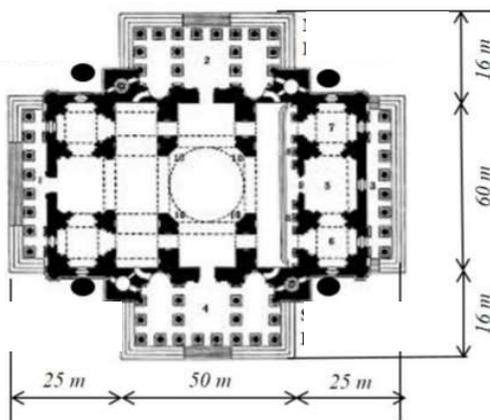
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

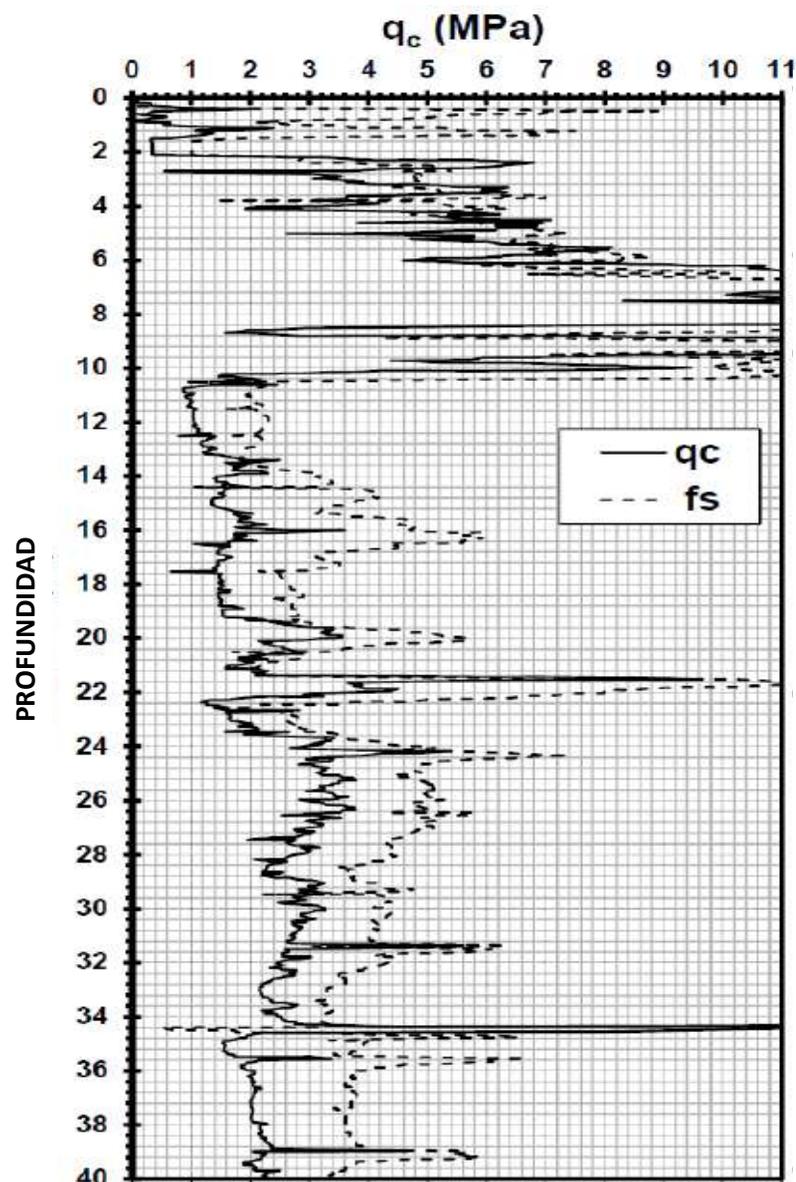
DATOS

Fundaciones del monumento

Ancho	100.00	m
Largo	92.00	m
Area	7600.00	m ²
Profundidad	7.50	m
Peso de est.	3155.00	MN
Esfuerzo base	0.315	MPa
S total	1.000	m

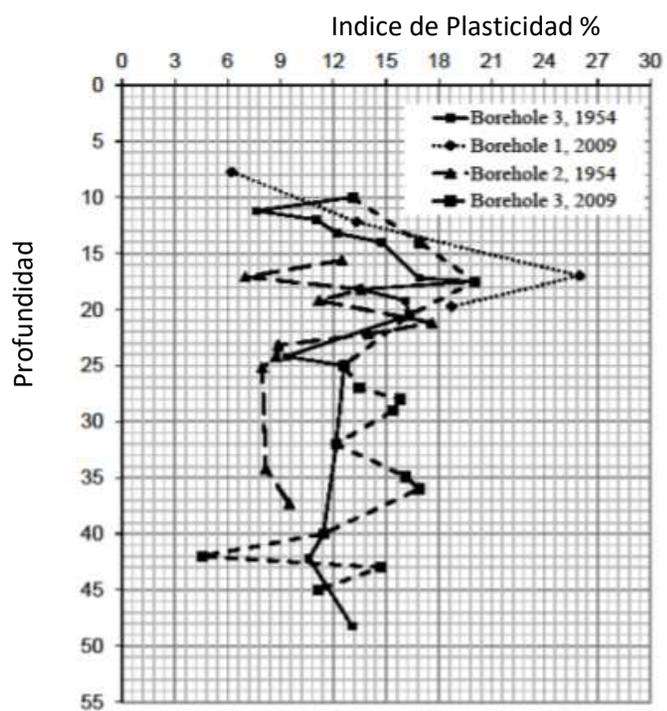


Ensayo de Cono de Penetración (CPT)



Z (m)	qc (MPa)
0	1.998
1	2.030
2	6.320
3	6.070
4	5.520
5	7.468
6	8.800
7	10.690
8	8.892
9	9.120
10	1.864
11	0.997
12	1.057
13	1.279
14	1.434
15	1.362
16	3.395
17	1.701
18	1.534
19	1.537
20	3.210
21	1.630
22	3.663
23	1.665
24	2.835
25	3.246
26	2.956
27	3.026
28	2.745
29	3.223
30	3.274
31	2.737
32	2.437
33	2.175
34	2.529
35	1.575
36	2.081
37	2.008
38	2.174
39	2.124
40	2.171

Indices de Plasticidad (IP%)



Z (m)	IP %
10	13.2
11	13.5
12	13.6
13	14.0
14	14.8
15	15.2
16	15.1
17	14.9
18	14.9
19	15.5
20	15.6
21	15.0
22	13.8
23	12.7
24	11.8
25	11.2
26	11.2
27	11.5
28	11.6
29	11.5
30	11.4
31	11.0
32	10.5
33	10.7
34	11.5
35	12.2
36	12.2
37	12.0
38	11.8
39	11.5
40	11.3

1 - DEFORMACIÓN POR CORTE DE REFERENCIA BASADO EN MÉTODO DE VARDENEGA Y BOLTON (2013)

Z (m)	γ_{ref} (%)
0	0.1000
1	0.0904
2	0.0816
3	0.0728
4	0.0640
5	0.0552
6	0.0464
7	0.0376
8	0.0288
9	0.0200
10	0.0290
11	0.0297
12	0.0299
13	0.0308
14	0.0326
15	0.0334
16	0.0332
17	0.0328
18	0.0328
19	0.0341
20	0.0343
21	0.0330
22	0.0304
23	0.0279
24	0.0260
25	0.0246
26	0.0246
27	0.0253
28	0.0255
29	0.0253
30	0.0251
31	0.0242
32	0.0231
33	0.0235
34	0.0253
35	0.0268
36	0.0268
37	0.0264
38	0.0260
39	0.0253
40	0.0249

$\gamma_{ref} = 0,0022(IP)$

2 - CÁLCULO DE MÓDULO DE CORTE (G_o)

$$G_o = 58q_c^{1.17}$$

Z (m)	G_o (MPa)
0	130.35
1	132.80
2	501.50
3	478.36
4	428.05
5	609.65
6	738.71
7	927.54
8	747.75
9	770.23
10	120.18
11	57.78
12	61.89
13	77.34
14	88.44
15	83.23
16	242.37
17	107.97
18	95.66
19	95.92
20	226.99
21	102.71
22	264.89
23	105.32
24	196.30
25	230.00
26	206.15
27	211.87
28	189.04
29	228.05
30	232.31
31	188.37
32	164.45
33	143.94
34	171.77
35	98.70
36	136.74
37	131.15
38	143.88
39	140.04
40	143.66

3 - CURVAS MÓDULO DE CORTE VS DEFORMACIÓN CORTANTE

$$\frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \right)}$$

a= 0.385

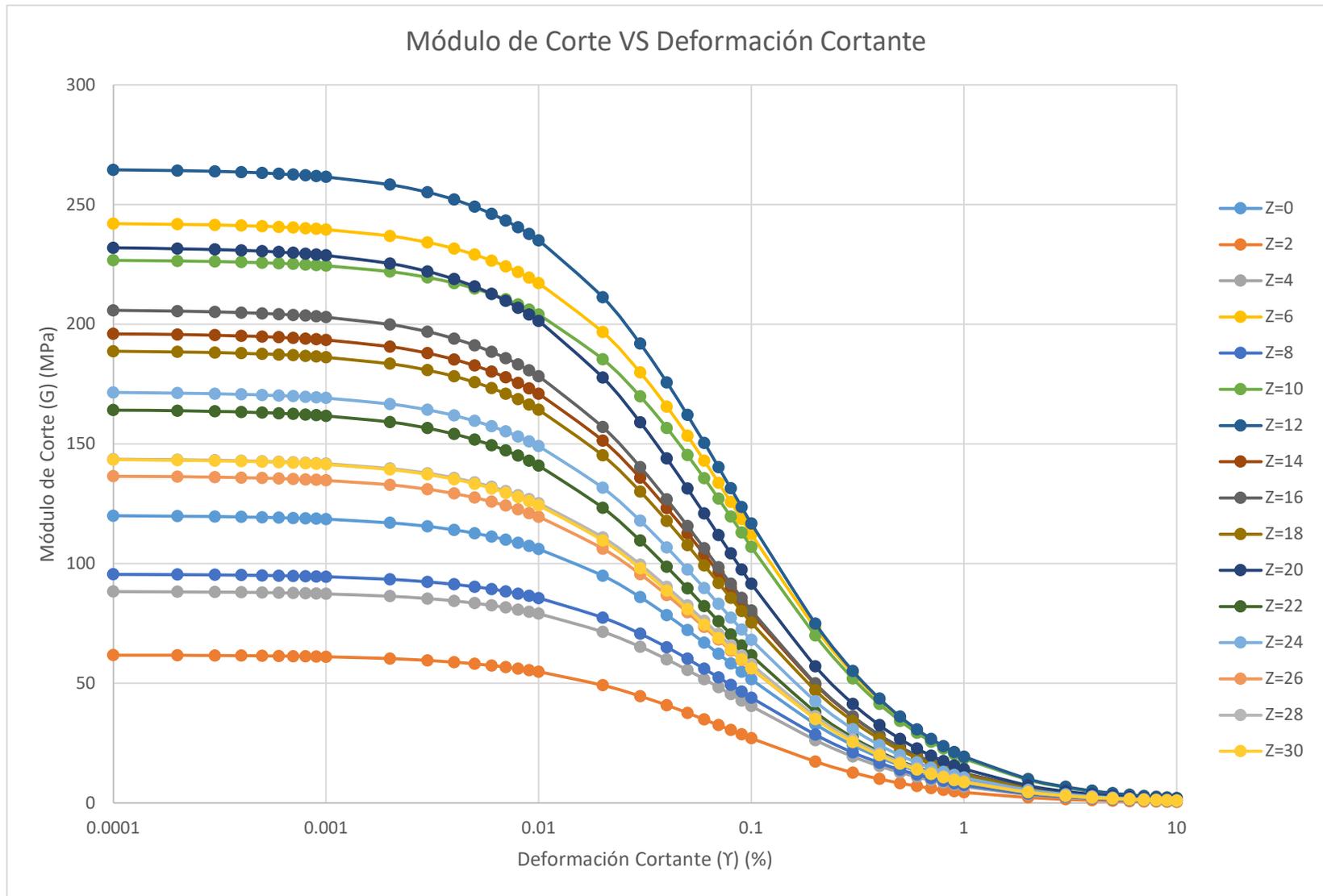
Z= 0		Z= 2		Z= 4	
γ (%)	G (MPa)	γ (%)	G (MPa)	γ (%)	G (MPa)
0.0001	130.30	0.0001	501.26	0.0001	427.79
0.0002	130.25	0.0002	501.02	0.0002	427.54
0.0003	130.20	0.0003	500.79	0.0003	427.28
0.0004	130.15	0.0004	500.55	0.0004	427.02
0.0005	130.10	0.0005	500.32	0.0005	426.77
0.0006	130.05	0.0006	500.08	0.0006	426.51
0.0007	130.00	0.0007	499.84	0.0007	426.26
0.0008	129.95	0.0008	499.61	0.0008	426.00
0.0009	129.90	0.0009	499.37	0.0009	425.75
0.001	129.85	0.001	499.14	0.001	425.49
0.002	129.36	0.002	496.81	0.002	422.96
0.003	128.87	0.003	494.50	0.003	420.46
0.004	128.38	0.004	492.21	0.004	417.99
0.005	127.89	0.005	489.94	0.005	415.55
0.006	127.41	0.006	487.69	0.006	413.14
0.007	126.93	0.007	485.46	0.007	410.76
0.008	126.46	0.008	483.25	0.008	408.40
0.009	125.99	0.009	481.07	0.009	406.07
0.01	125.52	0.01	478.90	0.01	403.76
0.02	121.03	0.02	458.25	0.02	382.08
0.03	116.86	0.03	439.31	0.03	362.61
0.04	112.96	0.04	421.88	0.04	345.03
0.05	109.31	0.05	405.77	0.05	329.07
0.06	105.89	0.06	390.85	0.06	314.53
0.07	102.68	0.07	376.99	0.07	301.21
0.08	99.66	0.08	364.07	0.08	288.98
0.09	96.81	0.09	352.02	0.09	277.70
0.1	94.12	0.1	340.73	0.1	267.27
0.2	73.65	0.2	258.02	0.2	194.29
0.3	60.49	0.3	207.62	0.3	152.62
0.4	51.32	0.4	173.69	0.4	125.67
0.5	44.57	0.5	149.30	0.5	106.80
0.6	39.38	0.6	130.91	0.6	92.87
0.7	35.28	0.7	116.55	0.7	82.14
0.8	31.95	0.8	105.04	0.8	73.64
0.9	29.19	0.9	95.59	0.9	66.74
1	26.88	1	87.70	1	61.01
2	14.98	2	48.05	2	32.85
3	10.39	3	33.09	3	22.47
4	7.95	4	25.24	4	17.08
5	6.44	5	20.39	5	13.77
6	5.41	6	17.11	6	11.54
7	4.66	7	14.74	7	9.93
8	4.10	8	12.94	8	8.71
9	3.66	9	11.54	9	7.76
10	3.30	10	10.41	10	7.00

Z= 6		Z= 8		Z= 10		Z= 12		Z= 14	
Y (%)	G (MPa)								
0.0001	738.10	0.0001	746.75	0.0001	120.03	0.0001	61.81	0.0001	88.34
0.0002	737.48	0.0002	745.76	0.0002	119.87	0.0002	61.73	0.0002	88.23
0.0003	736.87	0.0003	744.76	0.0003	119.71	0.0003	61.66	0.0003	88.13
0.0004	736.26	0.0004	743.77	0.0004	119.55	0.0004	61.58	0.0004	88.03
0.0005	735.66	0.0005	742.79	0.0005	119.39	0.0005	61.50	0.0005	87.92
0.0006	735.05	0.0006	741.80	0.0006	119.24	0.0006	61.42	0.0006	87.82
0.0007	734.44	0.0007	740.82	0.0007	119.08	0.0007	61.34	0.0007	87.72
0.0008	733.84	0.0008	739.84	0.0008	118.92	0.0008	61.26	0.0008	87.61
0.0009	733.23	0.0009	738.86	0.0009	118.77	0.0009	61.18	0.0009	87.51
0.001	732.63	0.001	737.89	0.001	118.61	0.001	61.11	0.001	87.41
0.002	726.65	0.002	728.28	0.002	117.08	0.002	60.34	0.002	86.40
0.003	720.77	0.003	718.92	0.003	115.59	0.003	59.59	0.003	85.41
0.004	714.98	0.004	709.80	0.004	114.13	0.004	58.86	0.004	84.45
0.005	709.28	0.005	700.90	0.005	112.71	0.005	58.15	0.005	83.50
0.006	703.68	0.006	692.23	0.006	111.33	0.006	57.46	0.006	82.58
0.007	698.16	0.007	683.77	0.007	109.98	0.007	56.78	0.007	81.68
0.008	692.73	0.008	675.51	0.008	108.66	0.008	56.12	0.008	80.80
0.009	687.38	0.009	667.45	0.009	107.37	0.009	55.47	0.009	79.93
0.01	682.11	0.01	659.58	0.01	106.12	0.01	54.84	0.01	79.09
0.02	633.57	0.02	590.01	0.02	95.00	0.02	49.22	0.02	71.53
0.03	591.48	0.03	533.71	0.03	85.99	0.03	44.65	0.03	65.28
0.04	554.63	0.04	487.22	0.04	78.54	0.04	40.86	0.04	60.04
0.05	522.10	0.05	448.18	0.05	72.28	0.05	37.66	0.05	55.58
0.06	493.18	0.06	414.94	0.06	66.94	0.06	34.93	0.06	51.74
0.07	467.29	0.07	386.28	0.07	62.34	0.07	32.56	0.07	48.39
0.08	443.99	0.08	361.33	0.08	58.32	0.08	30.50	0.08	45.45
0.09	422.90	0.09	339.40	0.09	54.80	0.09	28.68	0.09	42.85
0.1	403.72	0.1	319.99	0.1	51.68	0.1	27.07	0.1	40.52
0.2	277.76	0.2	203.55	0.2	32.91	0.2	17.32	0.2	26.28
0.3	211.71	0.3	149.24	0.3	24.15	0.3	12.73	0.3	19.45
0.4	171.04	0.4	117.81	0.4	19.07	0.4	10.07	0.4	15.44
0.5	143.47	0.5	97.31	0.5	15.75	0.5	8.33	0.5	12.80
0.6	123.56	0.6	82.89	0.6	13.42	0.6	7.10	0.6	10.93
0.7	108.50	0.7	72.19	0.7	11.69	0.7	6.18	0.7	9.53
0.8	96.72	0.8	63.94	0.8	10.36	0.8	5.48	0.8	8.46
0.9	87.24	0.9	57.38	0.9	9.29	0.9	4.92	0.9	7.60
1	79.45	1	52.04	1	8.43	1	4.46	1	6.90
2	41.98	2	26.96	2	4.37	2	2.32	2	3.59
3	28.53	3	18.19	3	2.95	3	1.56	3	2.42
4	21.61	4	13.73	4	2.22	4	1.18	4	1.83
5	17.39	5	11.02	5	1.79	5	0.95	5	1.47
6	14.55	6	9.21	6	1.49	6	0.79	6	1.23
7	12.50	7	7.91	7	1.28	7	0.68	7	1.06
8	10.96	8	6.93	8	1.12	8	0.60	8	0.93
9	9.76	9	6.16	9	1.00	9	0.53	9	0.82
10	8.80	10	5.55	10	0.90	10	0.48	10	0.74

Z= 16		Z= 18		Z= 20		Z= 22		Z= 24	
Y (%)	G (MPa)								
0.0001	242.08	0.0001	95.55	0.0001	226.74	0.0001	264.55	0.0001	196.01
0.0002	241.80	0.0002	95.44	0.0002	226.49	0.0002	264.22	0.0002	195.72
0.0003	241.53	0.0003	95.33	0.0003	226.23	0.0003	263.89	0.0003	195.43
0.0004	241.25	0.0004	95.21	0.0004	225.98	0.0004	263.55	0.0004	195.15
0.0005	240.97	0.0005	95.10	0.0005	225.73	0.0005	263.22	0.0005	194.86
0.0006	240.69	0.0006	94.99	0.0006	225.48	0.0006	262.89	0.0006	194.57
0.0007	240.41	0.0007	94.88	0.0007	225.23	0.0007	262.56	0.0007	194.29
0.0008	240.14	0.0008	94.77	0.0008	224.98	0.0008	262.23	0.0008	194.00
0.0009	239.86	0.0009	94.66	0.0009	224.73	0.0009	261.90	0.0009	193.72
0.001	239.59	0.001	94.55	0.001	224.48	0.001	261.57	0.001	193.44
0.002	236.87	0.002	93.47	0.002	222.01	0.002	258.34	0.002	190.65
0.003	234.22	0.003	92.41	0.003	219.60	0.003	255.18	0.003	187.94
0.004	231.63	0.004	91.37	0.004	217.25	0.004	252.10	0.004	185.31
0.005	229.09	0.005	90.36	0.005	214.94	0.005	249.10	0.005	182.75
0.006	226.61	0.006	89.36	0.006	212.68	0.006	246.16	0.006	180.26
0.007	224.18	0.007	88.39	0.007	210.47	0.007	243.29	0.007	177.84
0.008	221.80	0.008	87.45	0.008	208.30	0.008	240.49	0.008	175.48
0.009	219.47	0.009	86.52	0.009	206.18	0.009	237.76	0.009	173.19
0.01	217.19	0.01	85.61	0.01	204.10	0.01	235.08	0.01	170.95
0.02	196.76	0.02	77.47	0.02	185.40	0.02	211.30	0.02	151.40
0.03	179.84	0.03	70.74	0.03	169.84	0.03	191.89	0.03	135.86
0.04	165.60	0.04	65.09	0.04	156.69	0.04	175.74	0.04	123.21
0.05	153.45	0.05	60.27	0.05	145.43	0.05	162.11	0.05	112.72
0.06	142.96	0.06	56.12	0.06	135.67	0.06	150.43	0.06	103.87
0.07	133.81	0.07	52.50	0.07	127.15	0.07	140.33	0.07	96.32
0.08	125.76	0.08	49.32	0.08	119.63	0.08	131.49	0.08	89.78
0.09	118.63	0.09	46.50	0.09	112.95	0.09	123.71	0.09	84.08
0.1	112.26	0.1	43.99	0.1	106.98	0.1	116.79	0.1	79.06
0.2	73.05	0.2	28.56	0.2	69.98	0.2	74.91	0.2	49.50
0.3	54.14	0.3	21.15	0.3	52.00	0.3	55.14	0.3	36.02
0.4	43.00	0.4	16.79	0.4	41.37	0.4	43.62	0.4	28.32
0.5	35.67	0.5	13.92	0.5	34.35	0.5	36.09	0.5	23.33
0.6	30.47	0.6	11.89	0.6	29.36	0.6	30.77	0.6	19.83
0.7	26.60	0.7	10.37	0.7	25.64	0.7	26.82	0.7	17.25
0.8	23.60	0.8	9.20	0.8	22.76	0.8	23.77	0.8	15.26
0.9	21.20	0.9	8.27	0.9	20.46	0.9	21.34	0.9	13.68
1	19.25	1	7.51	1	18.58	1	19.36	1	12.40
2	10.02	2	3.91	2	9.69	2	10.05	2	6.40
3	6.78	3	2.64	3	6.55	3	6.78	3	4.32
4	5.12	4	1.99	4	4.95	4	5.12	4	3.25
5	4.11	5	1.60	5	3.98	5	4.11	5	2.61
6	3.44	6	1.34	6	3.32	6	3.44	6	2.18
7	2.95	7	1.15	7	2.85	7	2.95	7	1.87
8	2.59	8	1.01	8	2.50	8	2.59	8	1.64
9	2.30	9	0.90	9	2.23	9	2.30	9	1.46
10	2.07	10	0.81	10	2.01	10	2.07	10	1.31

Z= 26		Z= 28		Z= 30		Z= 32		Z= 34	
Y (%)	G (MPa)								
0.0001	205.83	0.0001	188.75	0.0001	231.96	0.0001	164.18	0.0001	171.51
0.0002	205.51	0.0002	188.47	0.0002	231.60	0.0002	163.91	0.0002	171.25
0.0003	205.19	0.0003	188.19	0.0003	231.25	0.0003	163.64	0.0003	170.99
0.0004	204.87	0.0004	187.90	0.0004	230.89	0.0004	163.36	0.0004	170.73
0.0005	204.55	0.0005	187.62	0.0005	230.54	0.0005	163.09	0.0005	170.47
0.0006	204.23	0.0006	187.34	0.0006	230.19	0.0006	162.83	0.0006	170.22
0.0007	203.92	0.0007	187.06	0.0007	229.84	0.0007	162.56	0.0007	169.96
0.0008	203.60	0.0008	186.78	0.0008	229.49	0.0008	162.29	0.0008	169.70
0.0009	203.29	0.0009	186.51	0.0009	229.15	0.0009	162.02	0.0009	169.45
0.001	202.98	0.001	186.23	0.001	228.80	0.001	161.76	0.001	169.20
0.002	199.90	0.002	183.50	0.002	225.39	0.002	159.15	0.002	166.70
0.003	196.92	0.003	180.85	0.003	222.08	0.003	156.62	0.003	164.27
0.004	194.02	0.004	178.28	0.004	218.87	0.004	154.18	0.004	161.91
0.005	191.21	0.005	175.78	0.005	215.75	0.005	151.80	0.005	159.62
0.006	188.48	0.006	173.35	0.006	212.72	0.006	149.50	0.006	157.40
0.007	185.83	0.007	170.98	0.007	209.77	0.007	147.27	0.007	155.23
0.008	183.24	0.008	168.68	0.008	206.90	0.008	145.11	0.008	153.13
0.009	180.73	0.009	166.44	0.009	204.11	0.009	143.00	0.009	151.08
0.01	178.29	0.01	164.26	0.01	201.40	0.01	140.96	0.01	149.08
0.02	157.07	0.02	145.22	0.02	177.74	0.02	123.34	0.02	131.69
0.03	140.36	0.03	130.14	0.03	159.06	0.03	109.64	0.03	117.93
0.04	126.86	0.04	117.89	0.04	143.93	0.04	98.67	0.04	106.78
0.05	115.73	0.05	107.76	0.05	131.43	0.05	89.70	0.05	97.55
0.06	106.40	0.06	99.22	0.06	120.93	0.06	82.23	0.06	89.79
0.07	98.46	0.07	91.94	0.07	111.98	0.07	75.90	0.07	83.17
0.08	91.62	0.08	85.66	0.08	104.27	0.08	70.48	0.08	77.46
0.09	85.67	0.09	80.18	0.09	97.55	0.09	65.78	0.09	72.49
0.1	80.45	0.1	75.36	0.1	91.64	0.1	61.67	0.1	68.12
0.2	49.98	0.2	47.06	0.2	57.08	0.2	37.95	0.2	42.48
0.3	36.25	0.3	34.21	0.3	41.45	0.3	27.41	0.3	30.86
0.4	28.43	0.4	26.87	0.4	32.54	0.4	21.45	0.4	24.24
0.5	23.39	0.5	22.13	0.5	26.78	0.5	17.62	0.5	19.95
0.6	19.87	0.6	18.81	0.6	22.75	0.6	14.95	0.6	16.96
0.7	17.27	0.7	16.35	0.7	19.78	0.7	12.98	0.7	14.74
0.8	15.27	0.8	14.46	0.8	17.49	0.8	11.47	0.8	13.04
0.9	13.69	0.9	12.97	0.9	15.68	0.9	10.28	0.9	11.69
1	12.40	1	11.75	1	14.21	1	9.31	1	10.59
2	6.39	2	6.06	2	7.33	2	4.79	2	5.46
3	4.31	3	4.09	3	4.94	3	3.22	3	3.68
4	3.25	4	3.08	4	3.72	4	2.43	4	2.78
5	2.61	5	2.47	5	2.99	5	1.95	5	2.23
6	2.18	6	2.07	6	2.50	6	1.63	6	1.86
7	1.87	7	1.77	7	2.14	7	1.40	7	1.60
8	1.64	8	1.55	8	1.88	8	1.22	8	1.40
9	1.46	9	1.38	9	1.67	9	1.09	9	1.25
10	1.31	10	1.24	10	1.50	10	0.98	10	1.12

Z= 36		Z= 38		Z= 40	
Y (%)	G (MPa)	Y (%)	G (MPa)	Y (%)	G (MPa)
0.0001	136.55	0.0001	143.66	0.0001	143.44
0.0002	136.35	0.0002	143.45	0.0002	143.22
0.0003	136.16	0.0003	143.24	0.0003	143.00
0.0004	135.96	0.0004	143.03	0.0004	142.78
0.0005	135.77	0.0005	142.82	0.0005	142.56
0.0006	135.58	0.0006	142.61	0.0006	142.34
0.0007	135.38	0.0007	142.40	0.0007	142.12
0.0008	135.19	0.0008	142.19	0.0008	141.90
0.0009	135.00	0.0009	141.98	0.0009	141.69
0.001	134.81	0.001	141.78	0.001	141.47
0.002	132.93	0.002	139.73	0.002	139.35
0.003	131.10	0.003	137.75	0.003	137.28
0.004	129.32	0.004	135.82	0.004	135.28
0.005	127.59	0.005	133.95	0.005	133.34
0.006	125.91	0.006	132.12	0.006	131.45
0.007	124.27	0.007	130.35	0.007	129.61
0.008	122.67	0.008	128.62	0.008	127.82
0.009	121.11	0.009	126.94	0.009	126.09
0.01	119.59	0.01	125.30	0.01	124.40
0.02	106.26	0.02	110.96	0.02	109.69
0.03	95.60	0.03	99.58	0.03	98.09
0.04	86.89	0.04	90.31	0.04	88.71
0.05	79.63	0.05	82.62	0.05	80.97
0.06	73.49	0.06	76.13	0.06	74.47
0.07	68.23	0.07	70.59	0.07	68.93
0.08	63.67	0.08	65.80	0.08	64.16
0.09	59.69	0.09	61.62	0.09	60.01
0.1	56.17	0.1	57.94	0.1	56.37
0.2	35.34	0.2	36.28	0.2	35.06
0.3	25.78	0.3	26.40	0.3	25.44
0.4	20.30	0.4	20.75	0.4	19.97
0.5	16.73	0.5	17.10	0.5	16.43
0.6	14.23	0.6	14.54	0.6	13.96
0.7	12.39	0.7	12.64	0.7	12.13
0.8	10.96	0.8	11.18	0.8	10.73
0.9	9.83	0.9	10.03	0.9	9.62
1	8.91	1	9.09	1	8.71
2	4.61	2	4.69	2	4.49
3	3.11	3	3.16	3	3.03
4	2.34	4	2.39	4	2.28
5	1.88	5	1.91	5	1.83
6	1.57	6	1.60	6	1.53
7	1.35	7	1.37	7	1.31
8	1.18	8	1.20	8	1.15
9	1.05	9	1.07	9	1.02
10	0.95	10	0.96	10	0.92



4 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

$Ed=2G(1+v)$

$\gamma(\%) = 0.1$

Z (m)	E (MPa)
0	188.24
2	681.47
4	534.54
6	807.45
8	639.98
10	103.35
12	54.13
14	81.05
16	224.52
18	87.99
20	213.96
22	233.58
24	158.12
26	160.90
28	150.71
30	183.28
32	123.34
34	136.23
36	112.34
38	115.89
40	112.73

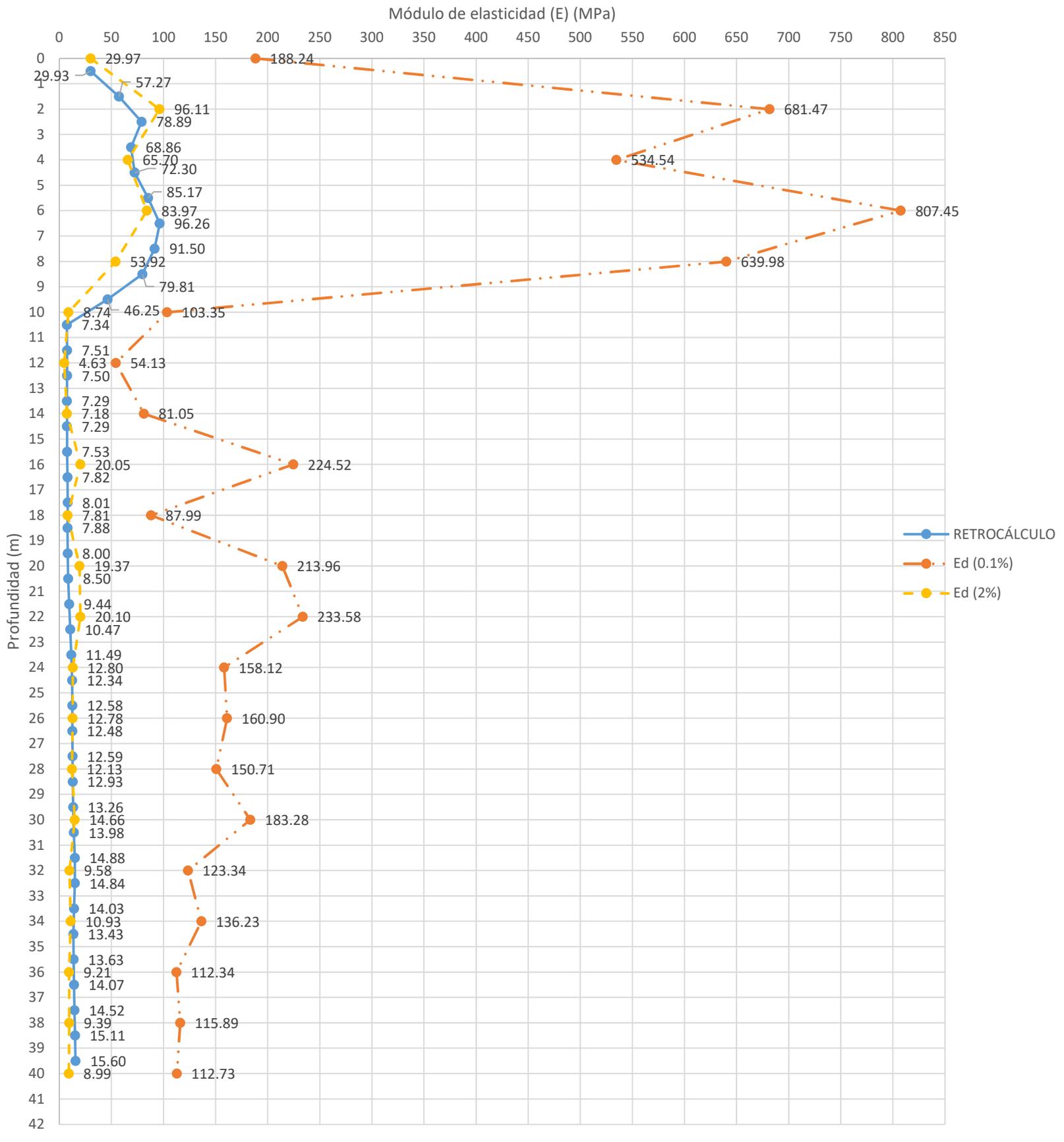
$\gamma(\%)=0,1$ (Atkinson y "Salfors")

$\gamma(\%) = 2$

Z (m)	E (MPa)
0	29.97
2	96.11
4	65.70
6	83.97
8	53.92
10	8.74
12	4.63
14	7.18
16	20.05
18	7.81
20	19.37
22	20.10
24	12.80
26	12.78
28	12.13
30	14.66
32	9.58
34	10.93
36	9.21
38	9.39
40	8.99

$\gamma(\%)=(\text{Asentamiento total})/(\text{estrato compresible})$

Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad



ANEXO 2F	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:		
		7 DE 8	11/6/2021		
	Comparaciones del módulo de elasticidad (E)	Catedral de St. Isaac	AUTOR:		LA y JR
			REV:		AB

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[ENSAYO TRIAXIAL \(TXT\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(Su\)](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI \(qc\)](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

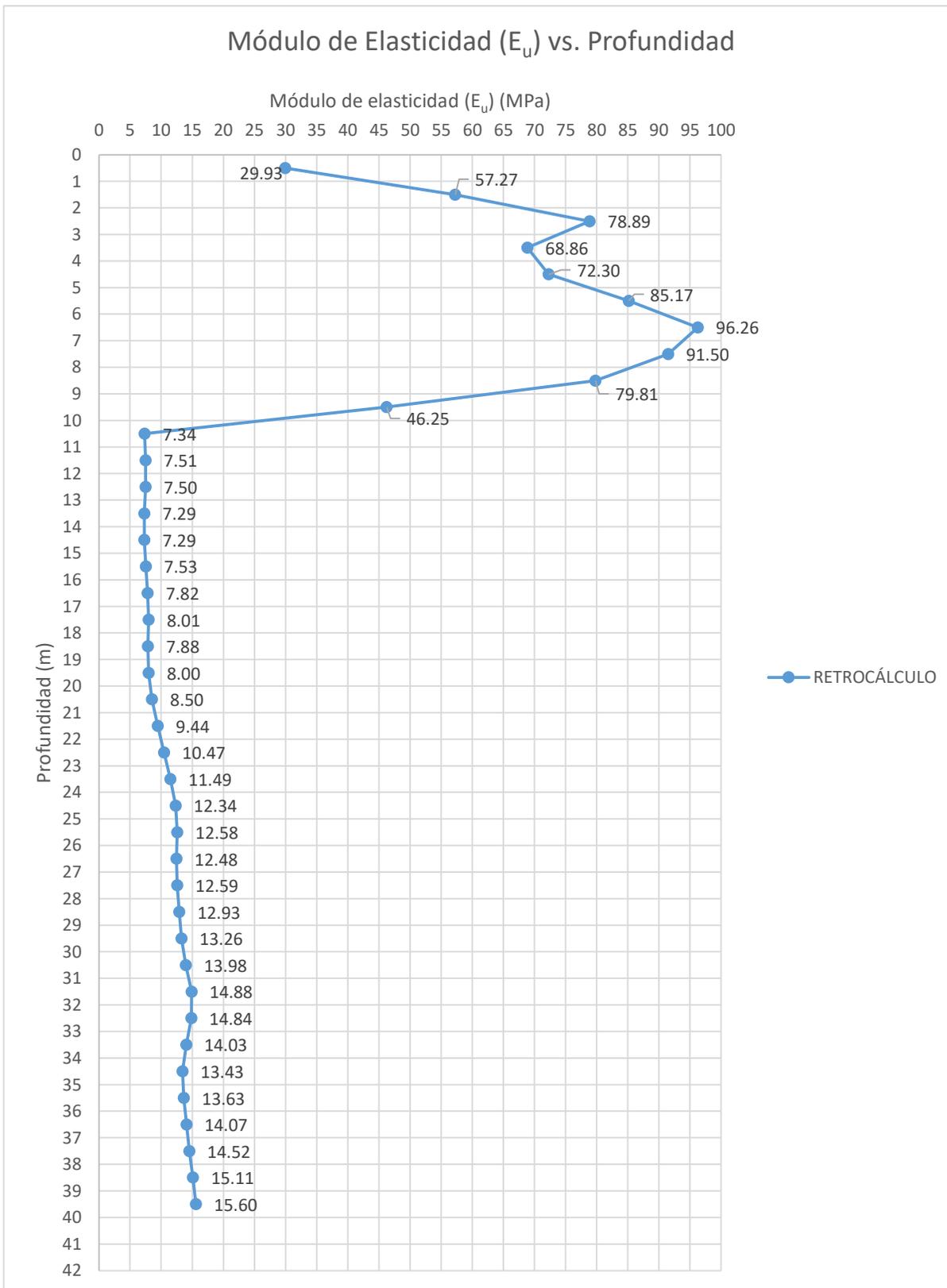
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

1 - RETROCÁLCULO

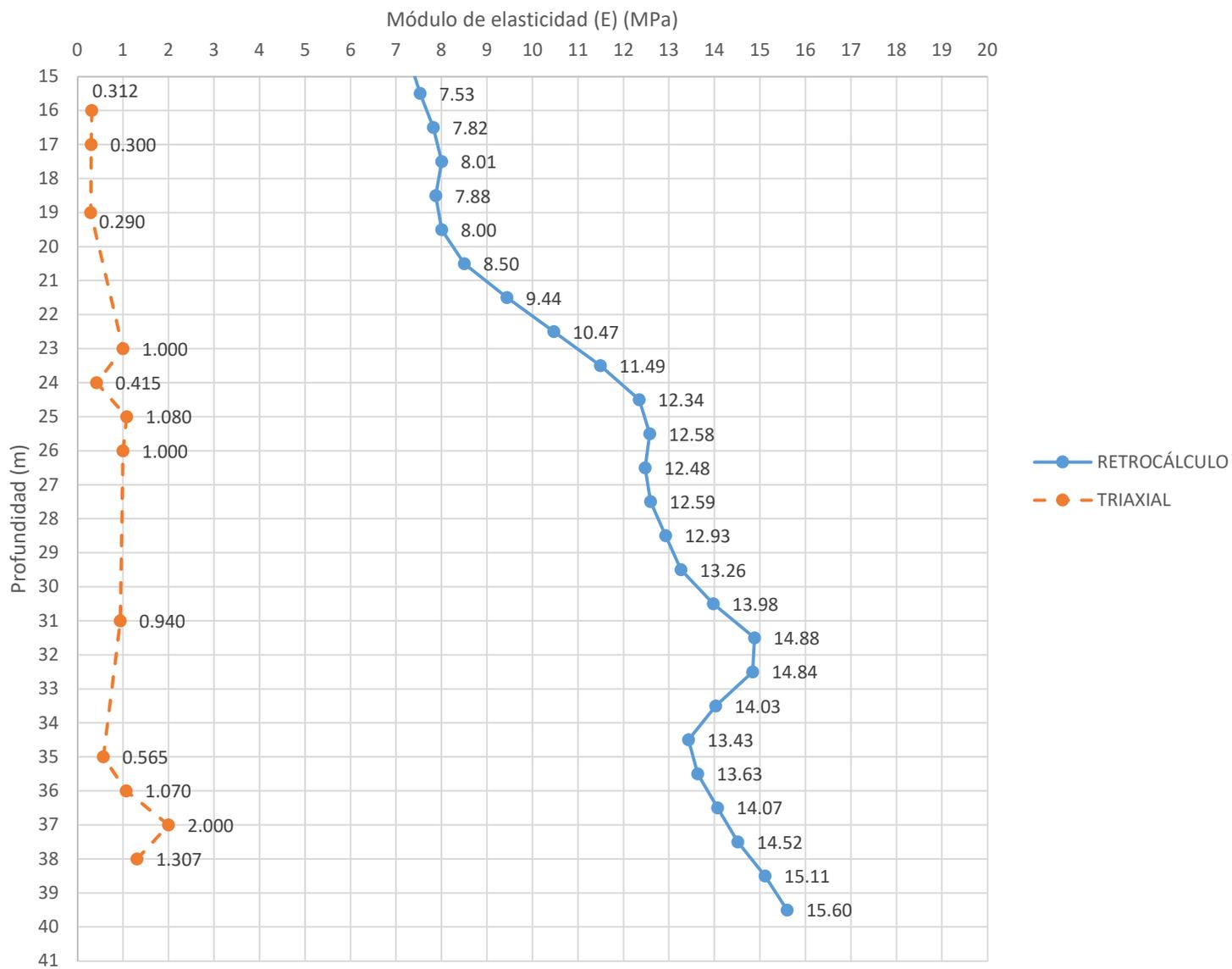


Z (m)	E (MPa)
0	30.00
1	44.00
2	68.00
3	74.00
4	71.00
5	78.00
6	91.00
7	94.00
8	86.00
9	64.00
10	27.00
11	7.34
12	7.51
13	7.50
14	7.29
15	7.29
16	7.53
17	7.82
18	8.01
19	7.88
20	8.00
21	8.50
22	9.44
23	10.47
24	11.49
25	12.34
26	12.58
27	12.48
28	12.59
29	12.93
30	13.26
31	13.98
32	14.88
33	14.84
34	14.03
35	13.43
36	13.63
37	14.07
38	14.52
39	15.11
40	15.60

Estrato de Arena

Estrato de Arcilla

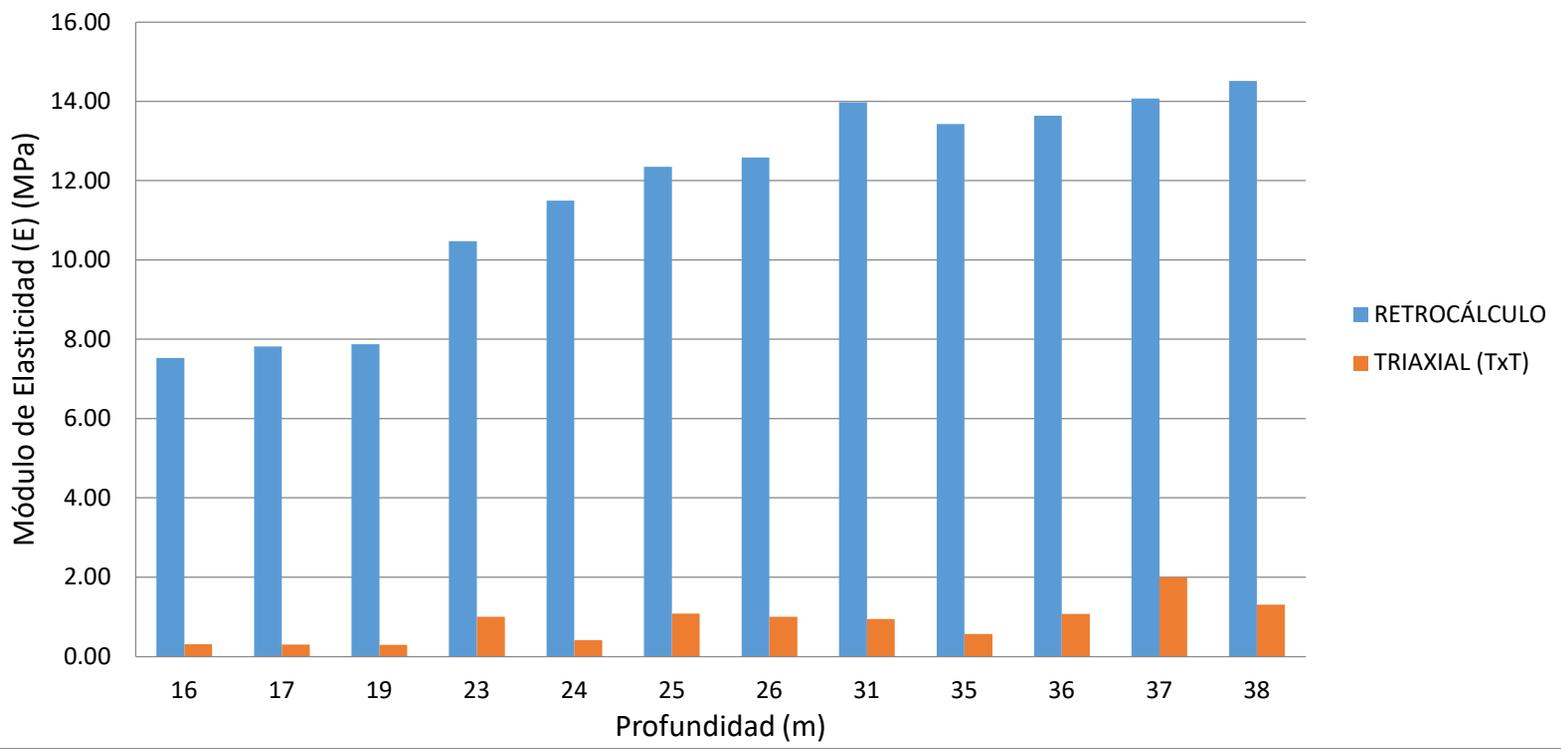
Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad



Estrato de Arcilla

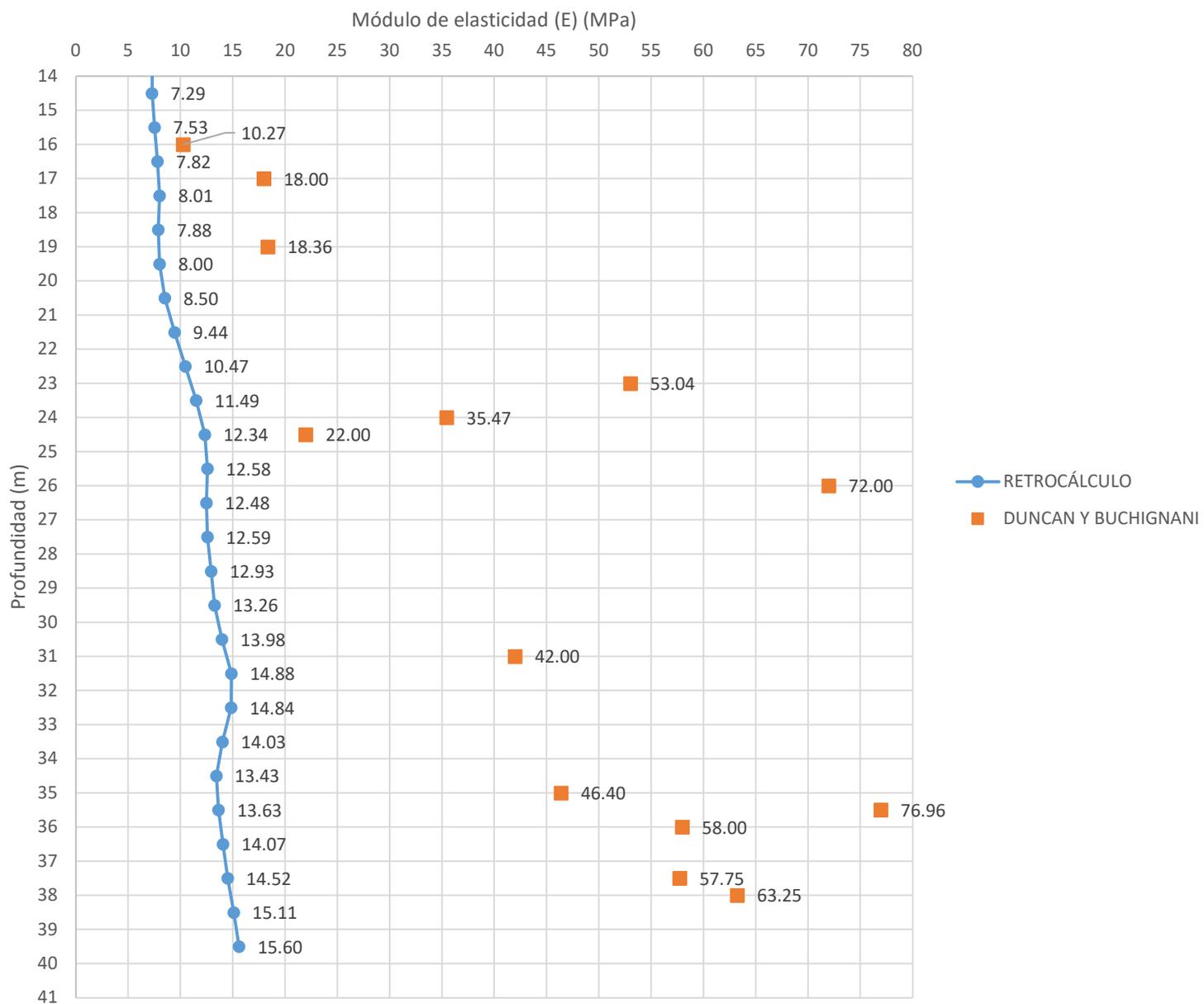
Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	%ΔE
16	0.31	7.22	Por Defecto	96%
17	0.30	7.52	Por Defecto	96%
18	-	-	-	-
19	0.29	7.59	Por Defecto	96%
20	-	-	-	-
21	-	-	-	-
22	-	-	-	-
23	1.00	9.47	Por Defecto	90%
24	0.42	11.08	Por Defecto	96%
25	1.08	11.26	Por Defecto	91%
26	1.00	11.58	Por Defecto	92%
27	-	-	-	-
28	-	-	-	-
29	-	-	-	-
30	-	-	-	-
31	0.94	13.04	Por Defecto	93%
32	-	-	-	-
33	-	-	-	-
34	-	-	-	-
35	0.57	12.86	Por Defecto	96%
36	1.07	12.56	Por Defecto	92%
37	2.00	12.07	Por Defecto	86%
38	1.31	13.21	Por Defecto	91%
39	-	-	-	-
40	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				93%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



3 - MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (S_v)

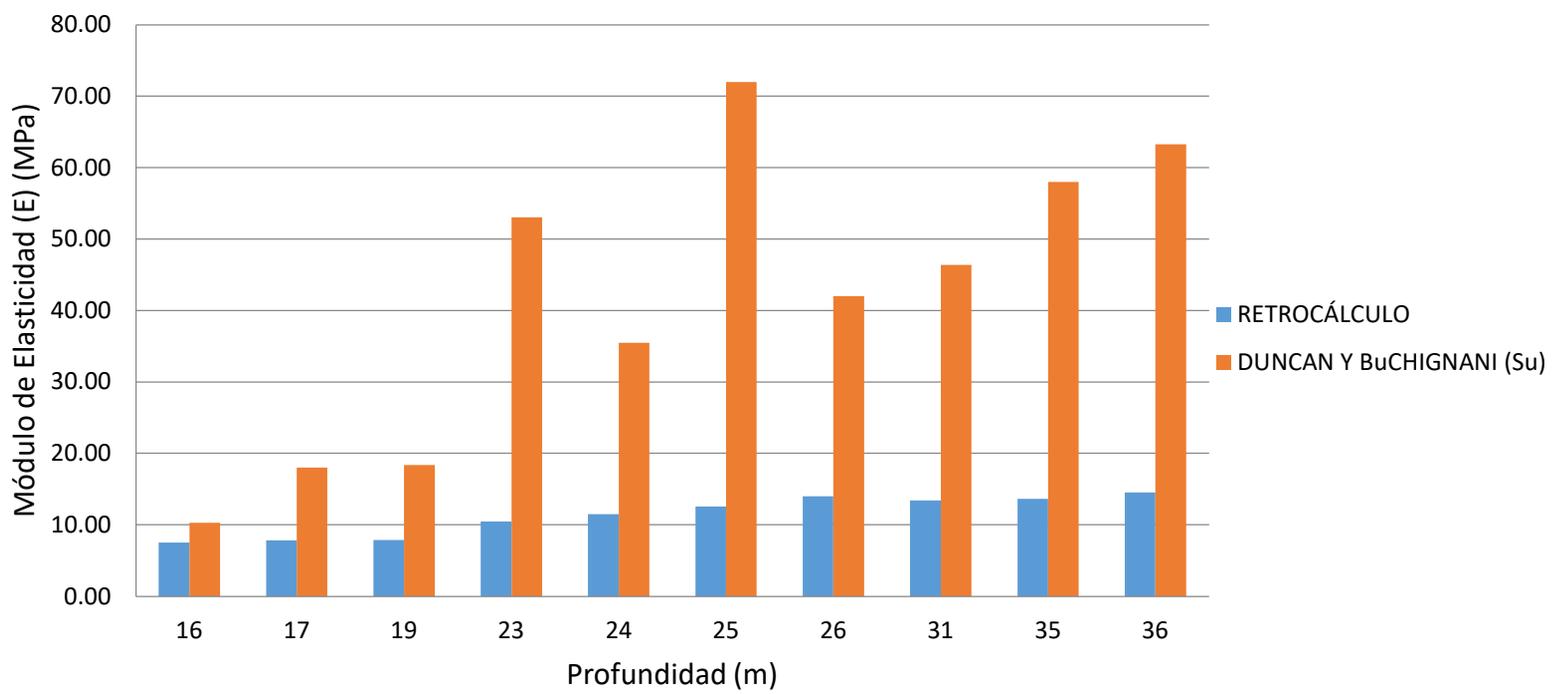
Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad



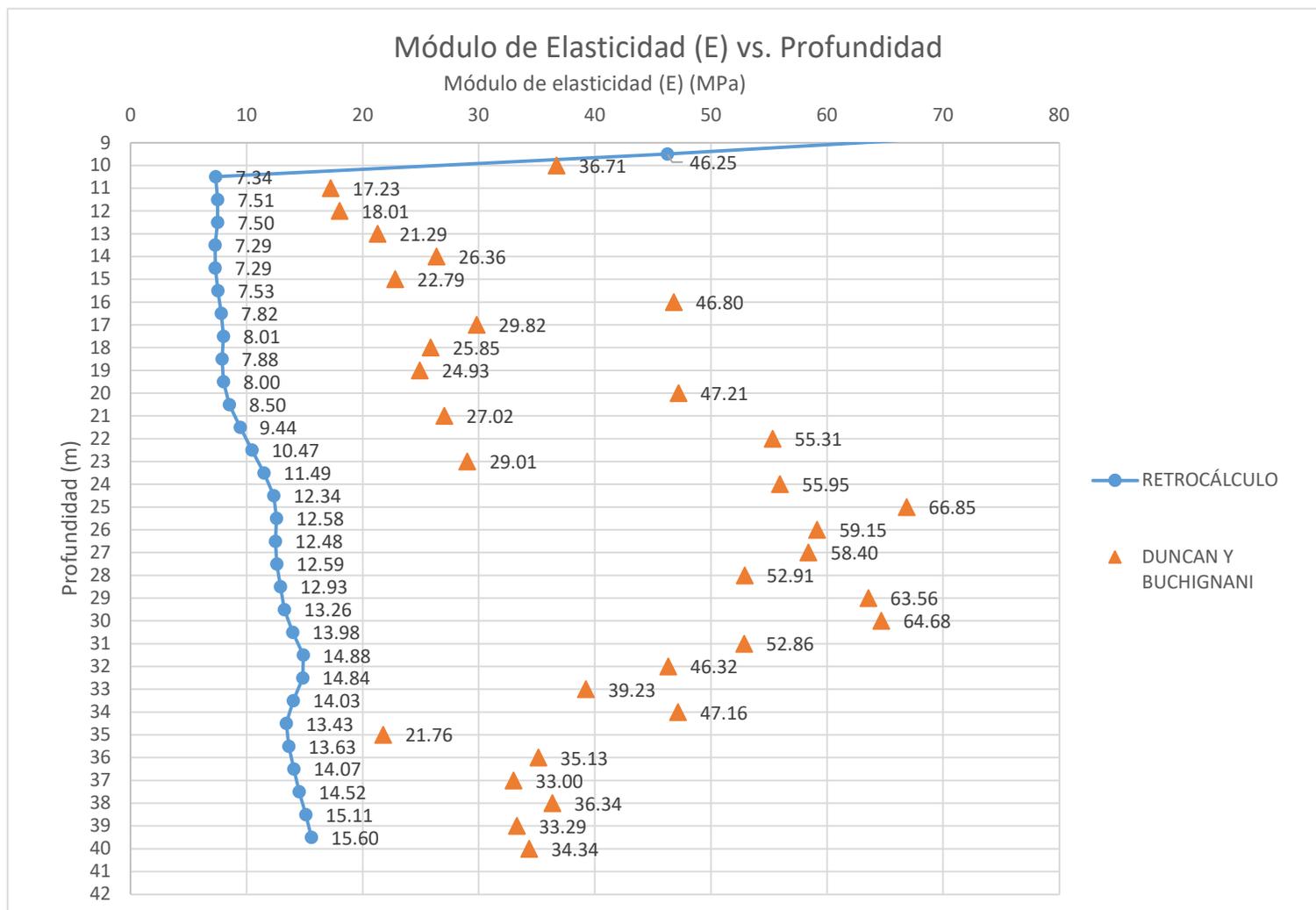
Estrato de Arcilla

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
16.0	10.27	2.74	Por Exceso	36%
17.0	18.00	10.18	Por Exceso	130%
19.0	18.36	10.48	Por Exceso	133%
23.0	53.04	42.57	Por Exceso	406.64%
24.0	35.47	23.97	Por Exceso	209%
24.5	22.00	9.66	Por Exceso	78%
26.0	72.00	59.42	Por Exceso	472%
31.0	42.00	28.02	Por Exceso	200%
35.0	46.40	32.97	Por Exceso	246%
35.5	76.96	63.33	Por Exceso	465%
36.0	58.00	44.37	Por Exceso	325%
37.5	57.75	43.23	Por Exceso	298%
38.0	63.25	48.73	Por Exceso	336%
% Promedio de diferencia				257%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



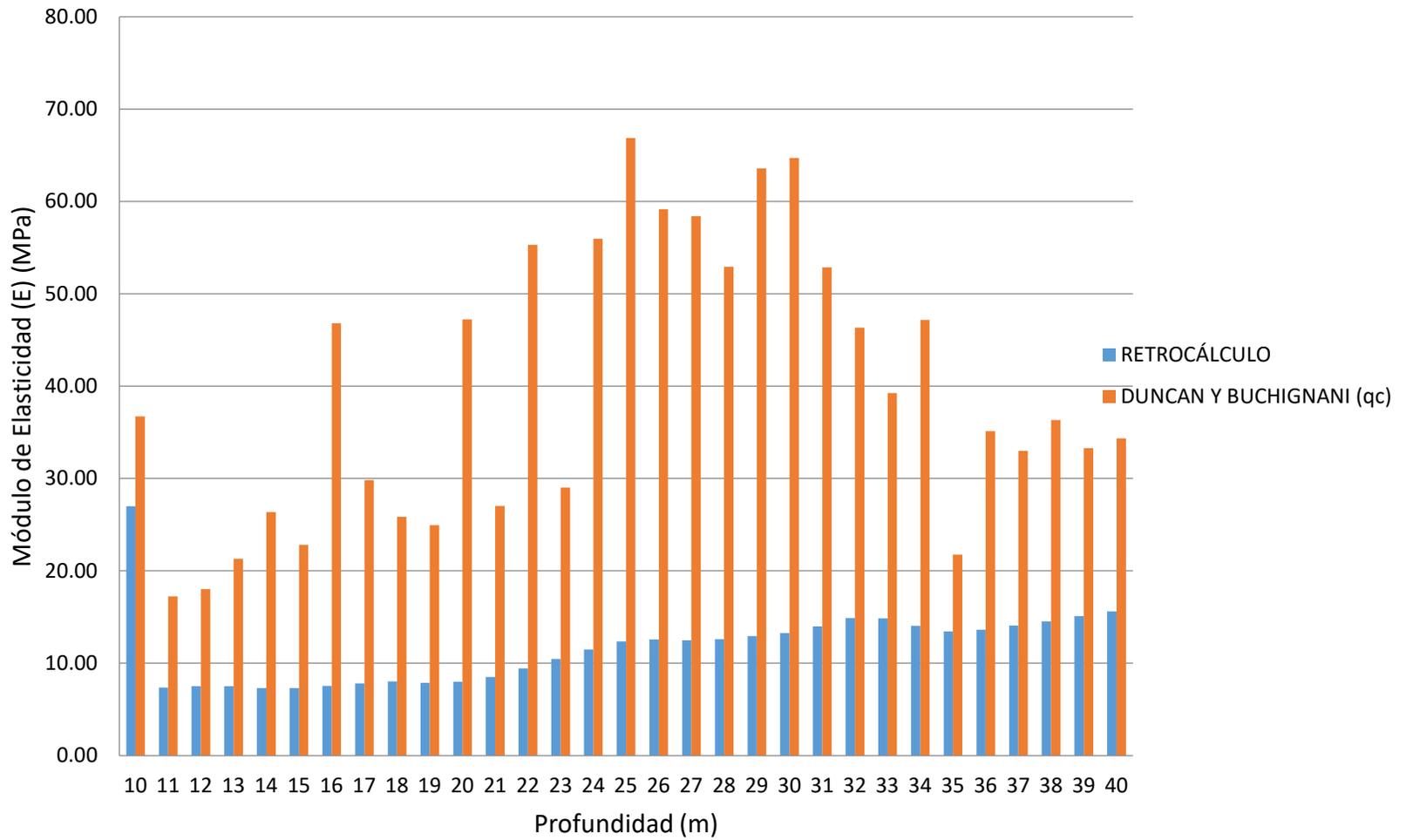
4 - MÉTODO DE DUNCAN Y BUCHIGNANI (qc)



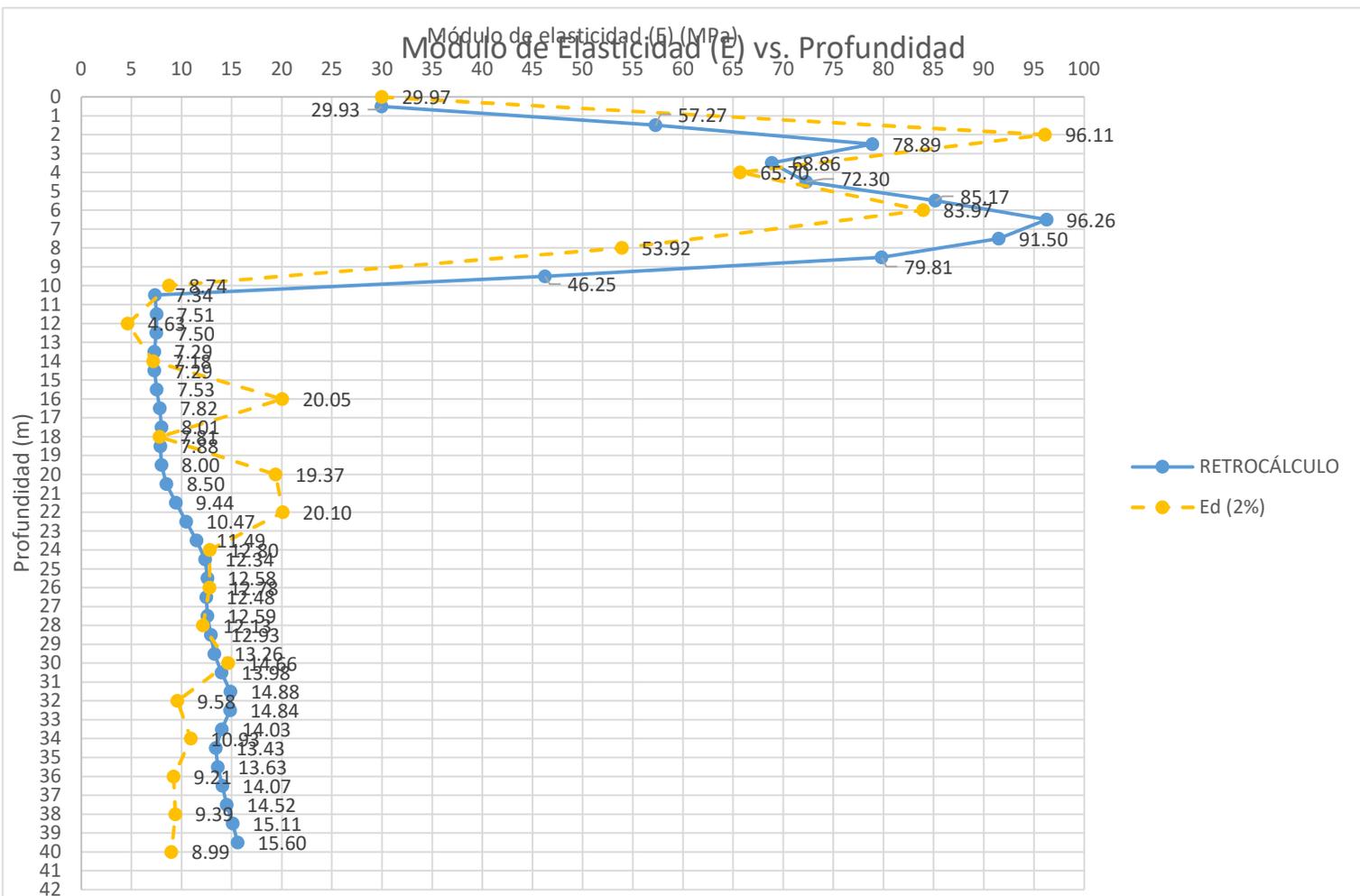
Estrato de Arcilla

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
10	36.71	9.71	Por Exceso	36%
11	17.23	9.89	Por Exceso	135%
12	18.01	10.50	Por Exceso	140%
13	21.29	13.78	Por Exceso	184%
14	26.36	19.07	Por Exceso	261%
15	22.79	15.50	Por Exceso	213%
16	46.80	39.27	Por Exceso	522%
17	29.82	22.00	Por Exceso	281%
18	25.85	17.84	Por Exceso	223%
19	24.93	17.05	Por Exceso	216%
20	47.21	39.21	Por Exceso	490%
21	27.02	18.52	Por Exceso	218%
22	55.31	45.87	Por Exceso	486%
23	29.01	18.54	Por Exceso	177%
24	55.95	44.46	Por Exceso	387%
25	66.85	54.51	Por Exceso	442%
26	59.15	46.58	Por Exceso	370%
27	58.40	45.93	Por Exceso	368%
28	52.91	40.32	Por Exceso	320%
29	63.56	50.64	Por Exceso	392%
30	64.68	51.41	Por Exceso	388%
31	52.86	38.88	Por Exceso	278%
32	46.32	31.44	Por Exceso	211%
33	39.23	24.39	Por Exceso	164%
34	47.16	33.13	Por Exceso	236%
35	21.76	8.33	Por Exceso	62%
36	35.13	21.50	Por Exceso	158%
37	33.00	18.93	Por Exceso	135%
38	36.34	21.82	Por Exceso	150%
39	33.29	18.18	Por Exceso	120%
40	34.34	18.75	Por Exceso	120%
% Promedio de diferencia				254%

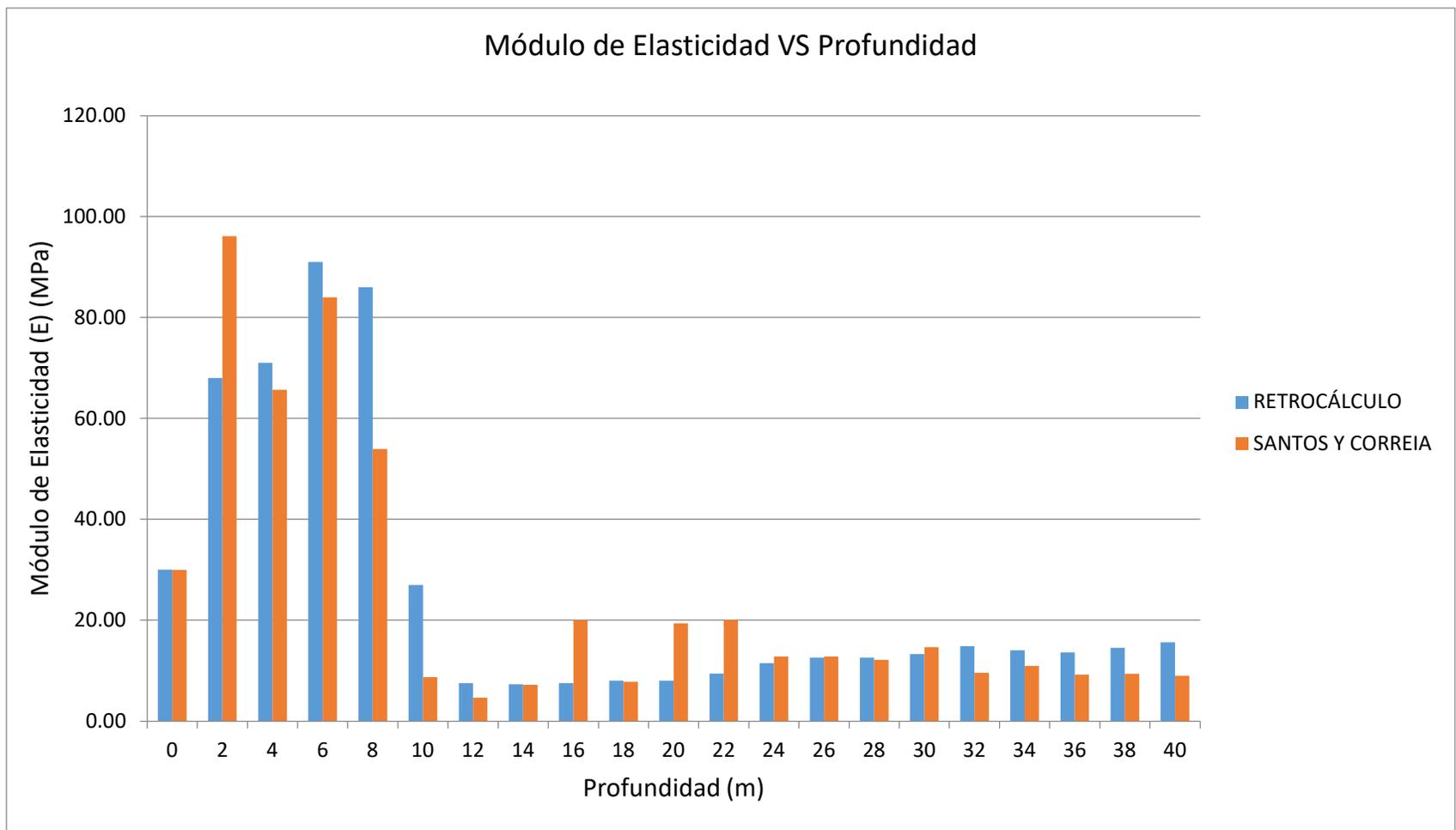
Módulo de Elasticidad VS Profundidad



5 - MÉTODO GEOFÍSICO DE SANTOS Y CORREIA

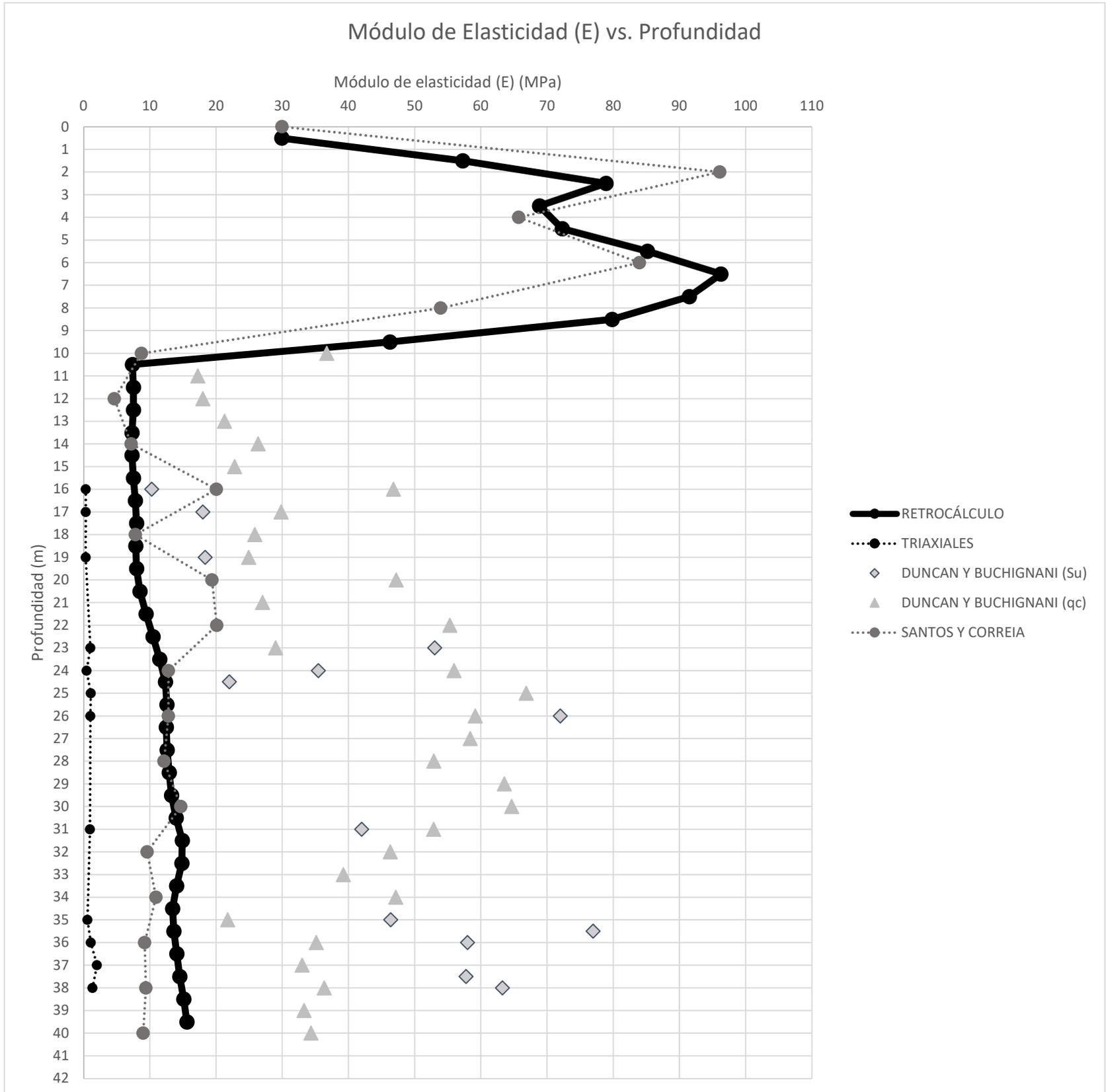


Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	29.97	0.03	Por Defecto	0%
1	-	-	-	-
2	96.11	28.11	Por Exceso	41%
3	-	-	-	-
4	65.70	5.30	Por Defecto	7%
5	-	-	-	-
6	83.97	7.03	Por Defecto	8%
7	-	-	-	-
8	53.92	32.08	Por Defecto	37%
9	-	-	-	-
10	8.74	18.26	Por Defecto	68%
11	-	-	-	-
12	4.63	2.88	Por Defecto	38%
13	-	-	-	-
14	7.18	0.12	Por Defecto	2%
15	-	-	-	-
16	20.05	12.52	Por Exceso	166%
17	-	-	-	-
18	7.81	0.20	Por Defecto	2%
19	-	-	-	-
20	19.37	11.37	Por Exceso	142%
21	-	-	-	-
22	20.10	10.66	Por Exceso	113%
23	-	-	-	-
24	12.80	1.31	Por Exceso	11%
25	-	-	-	-
26	12.78	0.21	Por Exceso	2%
27	-	-	-	-
28	12.13	0.46	Por Defecto	4%
29	-	-	-	-
30	14.66	1.39	Por Exceso	10%
31	-	-	-	-
32	9.58	5.30	Por Defecto	36%
33	-	-	-	-
34	10.93	3.10	Por Defecto	22%
35	-	-	-	-
36	9.21	4.42	Por Defecto	32%
37	-	-	-	-
38	9.39	5.13	Por Defecto	35%
39	-	-	-	-
40	8.99	6.61	Por Defecto	42%
% Promedio de diferencia				39%



6 - TABLA RESUMEN

Ensayo o Metodología	E Promedio (MPa)	Diferencia promedio	Tipo de Diferencia
Retrocálculo	25.94	-	-
Ensayo Triaxial	0.86	93%	Por Defecto
Duncan y Buchignani (Su)	44.12	257%	Por Exceso
Duncan y Buchignani (qc)	39.65	254%	Por Exceso
Santos y Correia	24.67	39%	Por Defecto



Z	Santos y Correia	Duncan y Buchignani	Duncan y Buchignani	TxT	Promedio	Retrocálculo	ΔE	% ΔE
0	29.97				29.97	30.00	0.03	0%
2	96.11				96.11	68.00	28.11	41%
4	65.70				65.70	71.00	5.30	7%
6	83.97				83.97	91.00	7.03	8%
8	53.92				53.92	86.00	32.08	37%
10	8.74	36.71			22.73	27.00	4.27	16%
12	4.63	18.01			11.32	7.51	3.81	51%
14	7.18	26.36			16.77	7.29	9.47	130%
16	20.05	46.80	10.27	0.31	19.36	7.53	11.83	157%
18	7.81	25.85			16.83	8.01	8.82	110%
20	19.37	47.21			33.29	8.00	25.29	316%
22	20.10	55.31			37.70	9.44	28.26	299%
24	12.80	55.95	35.47	0.42	26.16	11.49	14.67	128%
26	12.78	59.15	72.00	1.00	36.23	12.58	23.66	188%
28	12.13	52.91			32.52	12.59	19.93	158%
30	14.66	64.68			39.67	13.26	26.40	199%
32	9.58	46.32			27.95	14.88	13.07	88%
34	10.93	47.16			29.04	14.03	15.02	107%
36	9.21	35.13	58.00	1.07	25.85	13.63	12.22	90%
38	9.39	36.34	63.25	1.31	27.57	14.52	13.05	90%
40	8.99	34.34			21.66	15.60	6.07	39%
% Promedio de diferencia								108%

ANEXO 3A	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		2 DE 8	11/6/2021	
	Retrocálculo del módulo de elasticidad (E) Monumento de Washington	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI](#)
[MÉTODO OHYA EL AL](#)
[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)
[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

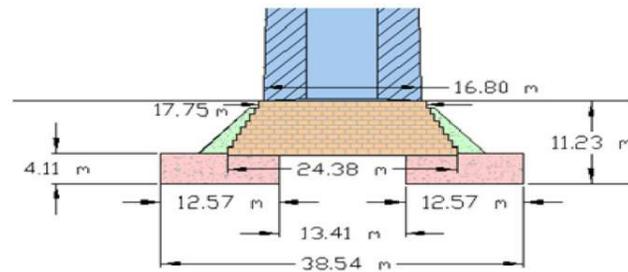
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

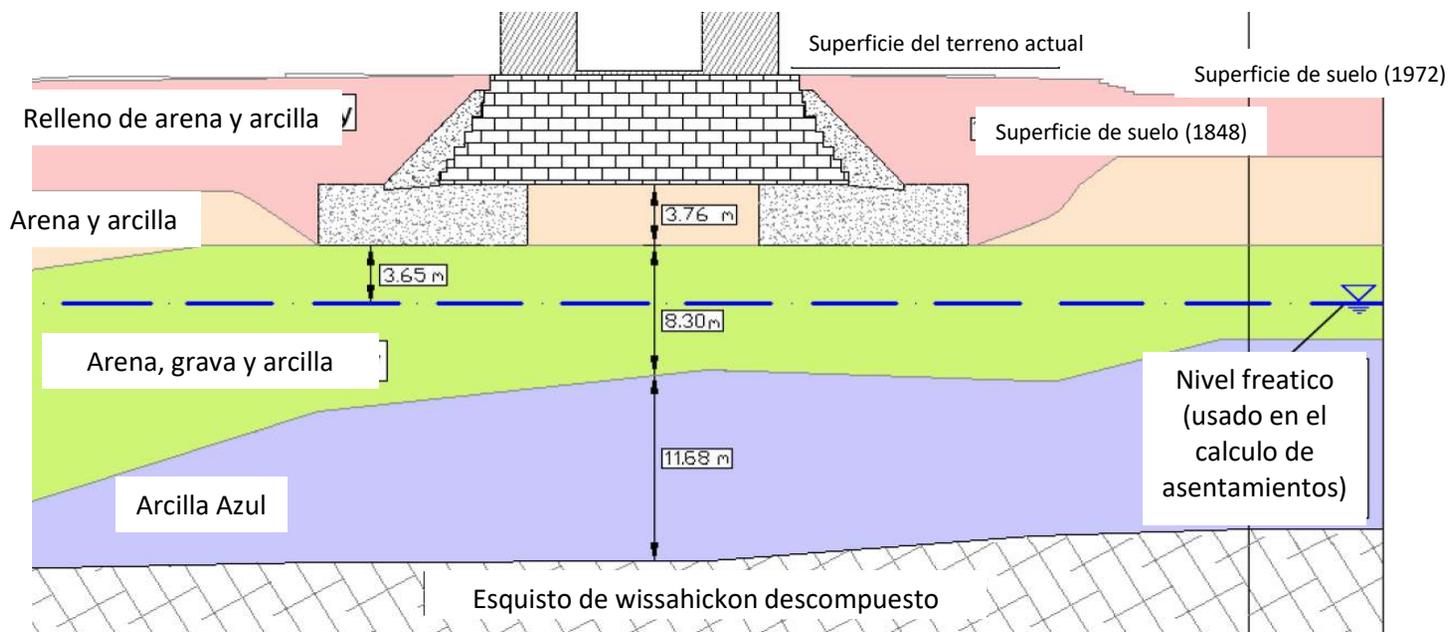
DATOS

Fundaciones del monumento

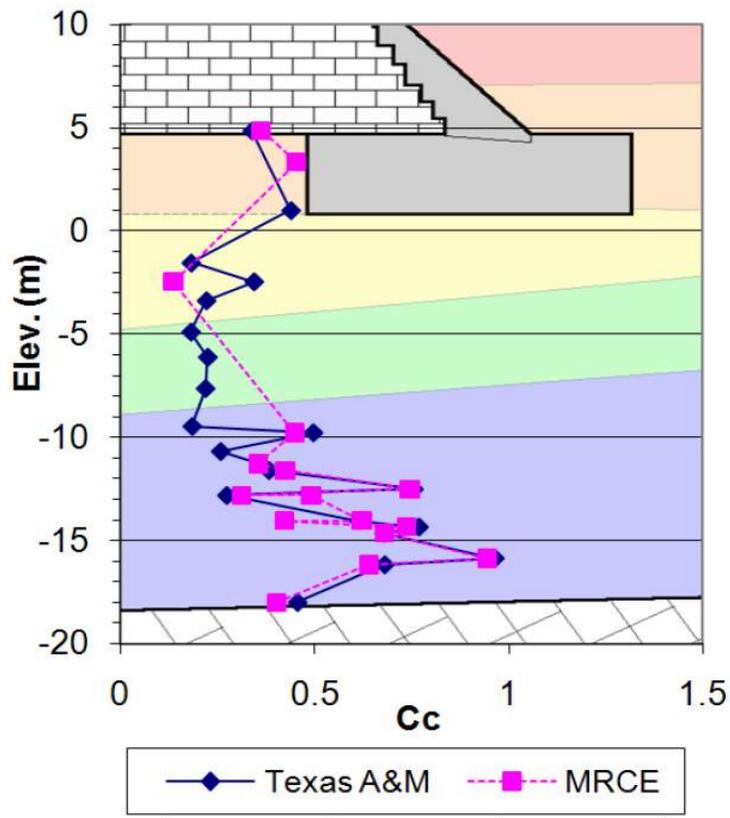
Ancho	38.54	m
Largo	38.54	m
Area	1485.33	m ²
Profundidad	11.23	
Peso de est.	607.70	MN
Esfuerzo base	0.409	MPa
Peso Específico	0.017	MN/m ³
S total	0.119	m
Nivel Freatico	3.65	m



Perfil del Terreno

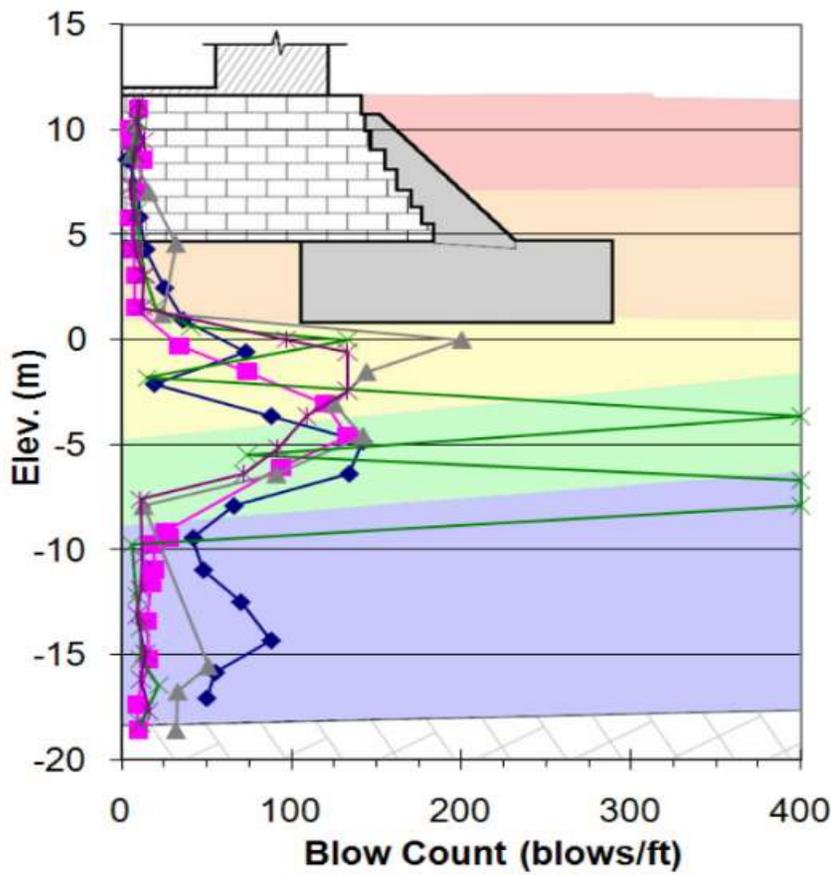


Indices de Compresibilidad (Cc)



Z (m)	Cci
0	0.34
1	0.22
2	0.26
3	0.24
4	0.20
5	0.18
6	0.22
7	0.22
8	0.21
9	0.20
10	0.43
11	0.33
12	0.56
13	0.30
14	0.60
15	0.74
16	0.80
17	0.58
18	0.46
19	0.46
20	0.46

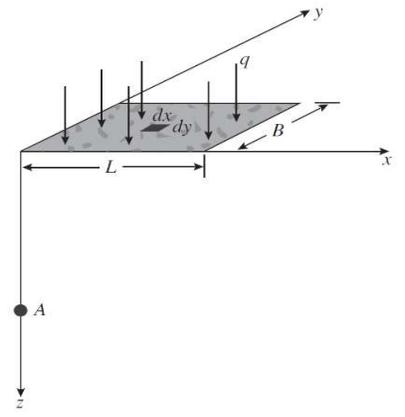
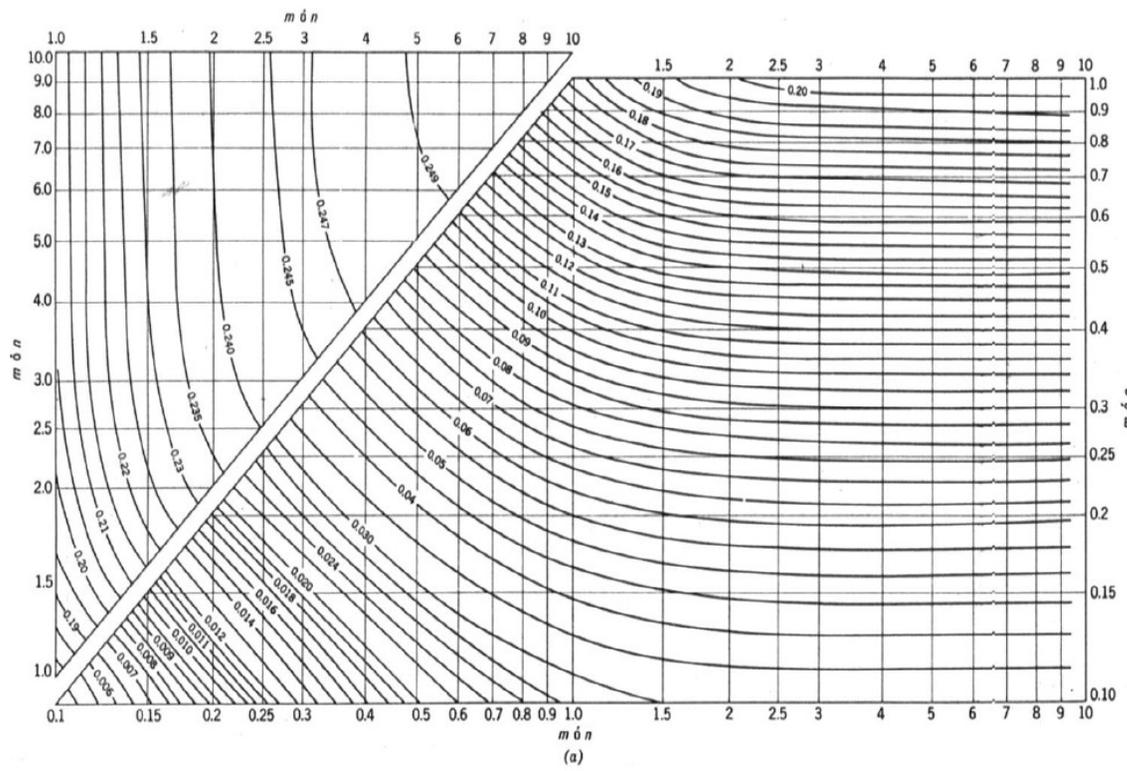
Ensayo de Penetración Estandar (SPT)



Z (m)	N
0	0
1	25
2	75
3	78
4	79
5	80
6	76
7	75
8	60
9	50
10	25
11	20
12	19
13	18
14	17
15	18

Sondeo B-24

1 - CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS



$$m_1 = \frac{L}{B}$$

$$n_1 = \frac{z}{\frac{B}{2}}$$

$$\Delta\sigma_c = qI_c$$

Z (m)	m_i	n_i	I_c	$\Delta\sigma_i$ (MPa)
0	1.0000	0.0000	1.0000	0.4091
1	1.0000	0.0519	0.9999	0.4091
2	1.0000	0.1038	0.9992	0.4088
3	1.0000	0.1557	0.9973	0.4080
4	1.0000	0.2076	0.9936	0.4065
5	1.0000	0.2595	0.9880	0.4042
6	1.0000	0.3114	0.9799	0.4009
7	1.0000	0.3633	0.9694	0.3966
8	1.0000	0.4152	0.9563	0.3913
9	1.0000	0.4670	0.9409	0.3849
10	1.0000	0.5189	0.9232	0.3777
11	1.0000	0.5708	0.9034	0.3696
12	1.0000	0.6227	0.8820	0.3608
13	1.0000	0.6746	0.8591	0.3515
14	1.0000	0.7265	0.8351	0.3417
15	1.0000	0.7784	0.8102	0.3315
16	1.0000	0.8303	0.7848	0.3211
17	1.0000	0.8822	0.7592	0.3106
18	1.0000	0.9341	0.7334	0.3001
19	1.0000	0.9860	0.7078	0.2896
20	1.0000	1.0379	0.6824	0.2792

2 - CÁLCULO DE FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE ASENTAMIENTO

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^z \frac{l_z}{E_s} \Delta z$$

Z (m)	l _z (m)
0.5	0.11
1.5	0.13
2.5	0.15
3.5	0.17
4.5	0.19
5.5	0.21
6.5	0.23
7.5	0.26
8.5	0.28

Capa	Z (m)	N	X'	F	S _i (m)
1	0.5	13	0.009	26.97%	0.0064
2	1.5	50	0.003	8.01%	0.0019
3	2.5	77	0.002	6.06%	0.0014
4	3.5	79	0.002	6.72%	0.0016
5	4.5	80	0.002	7.43%	0.0018
6	5.5	78	0.003	8.39%	0.0020
7	6.5	76	0.003	9.50%	0.0023
8	7.5	68	0.004	11.57%	0.0028
9	8.5	55	0.005	15.35%	0.0037
Σ			0.033	#¡REF!	0.024

$$S_{consolidación\ i} = Cc_i * \text{Log} \left(1 + \frac{q_i}{\sigma'_{v_i}} \right)$$

m (20% del asentamiento total en el estrato de arena)

ST (capa 1)= **0.024**

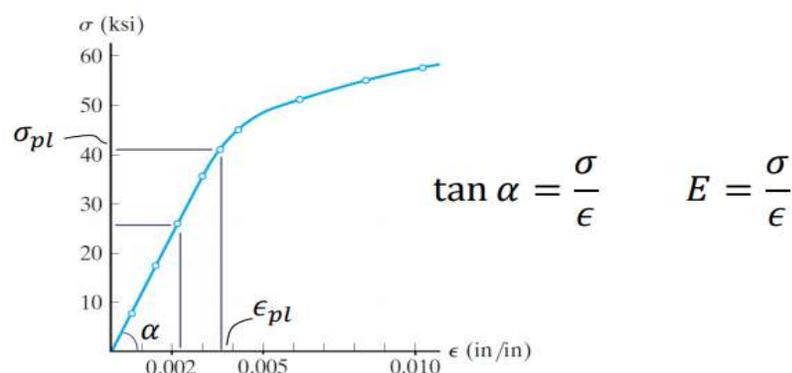
$$F = \frac{X_i}{\sum X_i}$$

	Capa	Z (m)	Cc _i	Δσ _i (MPa)	X'	F
Estrato de Arena	1	0.5		0.4091	0.000	0.00%
	2	1.5		0.4088	0.000	0.00%
	3	2.5		0.4080	0.000	0.00%
	4	3.5		0.4065	0.000	0.00%
	5	4.5		0.4042	0.000	0.00%
	6	5.5		0.4009	0.000	0.00%
	7	6.5		0.3966	0.000	0.00%
	8	7.5		0.3913	0.000	0.00%
	9	8.5		0.3849	0.000	0.00%
Estrato de Arcilla	10	10	0.43	0.3777	0.156	8.82%
	11	11	0.33	0.3696	0.116	6.57%
	12	11.5	0.56	0.3608	0.194	11.00%
	13	12.5	0.30	0.3515	0.101	5.69%
	14	13.5	0.60	0.3417	0.194	10.99%
	15	14.5	0.74	0.3315	0.231	13.07%
	16	15.5	0.80	0.3211	0.240	13.60%
	17	16.5	0.58	0.3106	0.167	9.48%
	18	17.5	0.46	0.3001	0.127	7.22%
	19	18.5	0.46	0.2896	0.122	6.93%
	20	19.5	0.46	0.2792	0.117	6.64%
	ΣXi				1.765	100.00%

X' = Numerador del factor de asentamiento

S_i = Asentamiento total por estratos de un (1) metro

3 - CALCULO DE ASENTAMIENTO TOTAL Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DRENADO POR ESTRATOS



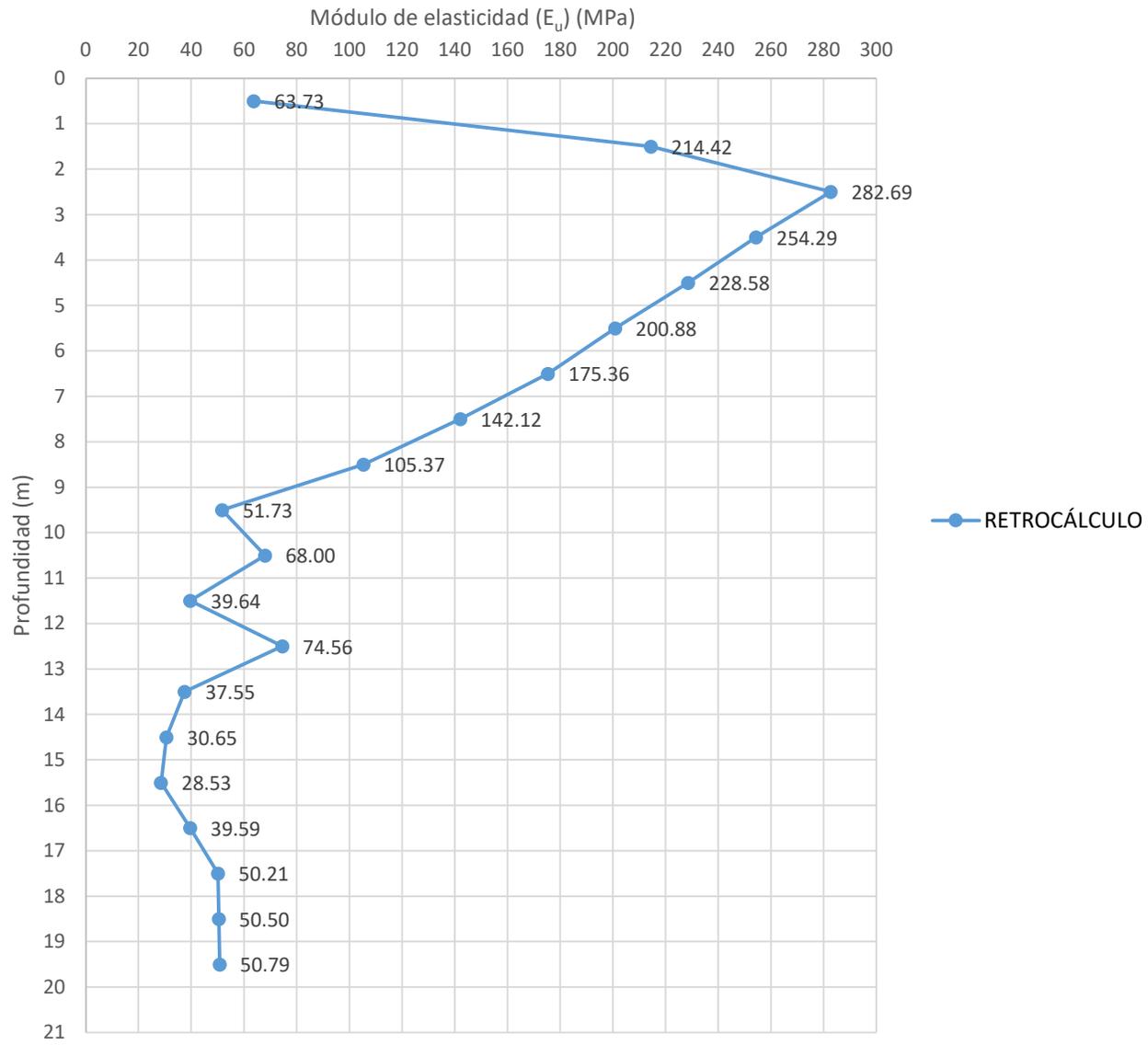
	Z (m)	Z/B	S _i (m)	ε _i	Δσ _i (MPa)	Ed (MPa)
Estrato de Arena	0.5	0.01	0.0064	0.006	0.4091	63.727
	1.5	0.04	0.0019	0.002	0.4088	214.416
	2.5	0.06	0.0014	0.001	0.4080	282.693
	3.5	0.09	0.0016	0.002	0.4065	254.291
	4.5	0.12	0.0018	0.002	0.4042	228.579
	5.5	0.14	0.0020	0.002	0.4009	200.884
	6.5	0.17	0.0023	0.002	0.3966	175.362
	7.5	0.19	0.0028	0.003	0.3913	142.116
	8.5	0.22	0.0037	0.004	0.3849	105.372
Estrato de Arcilla	9.5	0.25	0.0084	0.008	0.3777	44.979
	10.5	0.27	0.0063	0.006	0.3696	59.134
	11.5	0.30	0.0105	0.010	0.3608	34.466
	12.5	0.32	0.0054	0.005	0.3515	64.833
	13.5	0.35	0.0105	0.010	0.3417	32.648
	14.5	0.38	0.0124	0.012	0.3315	26.649
	15.5	0.40	0.0129	0.013	0.3211	24.806
	16.5	0.43	0.0090	0.009	0.3106	34.423
	17.5	0.45	0.0069	0.007	0.3001	43.658
	18.5	0.48	0.0066	0.007	0.2896	43.910
	19.5	0.51	0.0063	0.006	0.2792	44.163
		Σs _i	0.119			

4 - CALCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO POR ESTRATOS

$E_U = 1.15E_d$

	Z (m)	E _u (MPa)
Estrato de Arena	0.5	63.73
	1.5	214.42
	2.5	282.69
	3.5	254.29
	4.5	228.58
	5.5	200.88
	6.5	175.36
	7.5	142.12
	8.5	105.37
Estrato de Arcilla	9.5	51.73
	10.5	68.00
	11.5	39.64
	12.5	74.56
	13.5	37.55
	14.5	30.65
	15.5	28.53
	16.5	39.59
	17.5	50.21
	18.5	50.50
	19.5	50.79

Módulo de Elasticidad (E_u) vs. Profundidad



ANEXO 3B	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		3 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Duncan (Su) Monumento de Washington	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

- | | |
|--|---|
| RETROCÁLCULO | MÉTODO SANTOS Y CORREIA |
| MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI | COMPARACIÓN DE RESULTADOS |
| MÉTODO OHYA EL AL | VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO |
| MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN | INICIO |

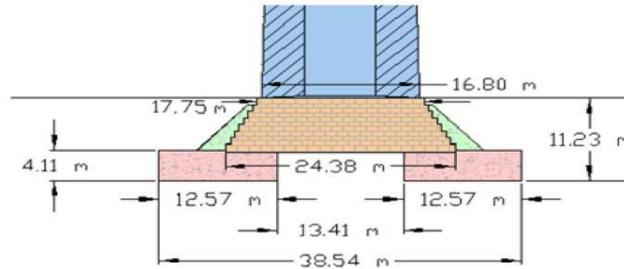
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

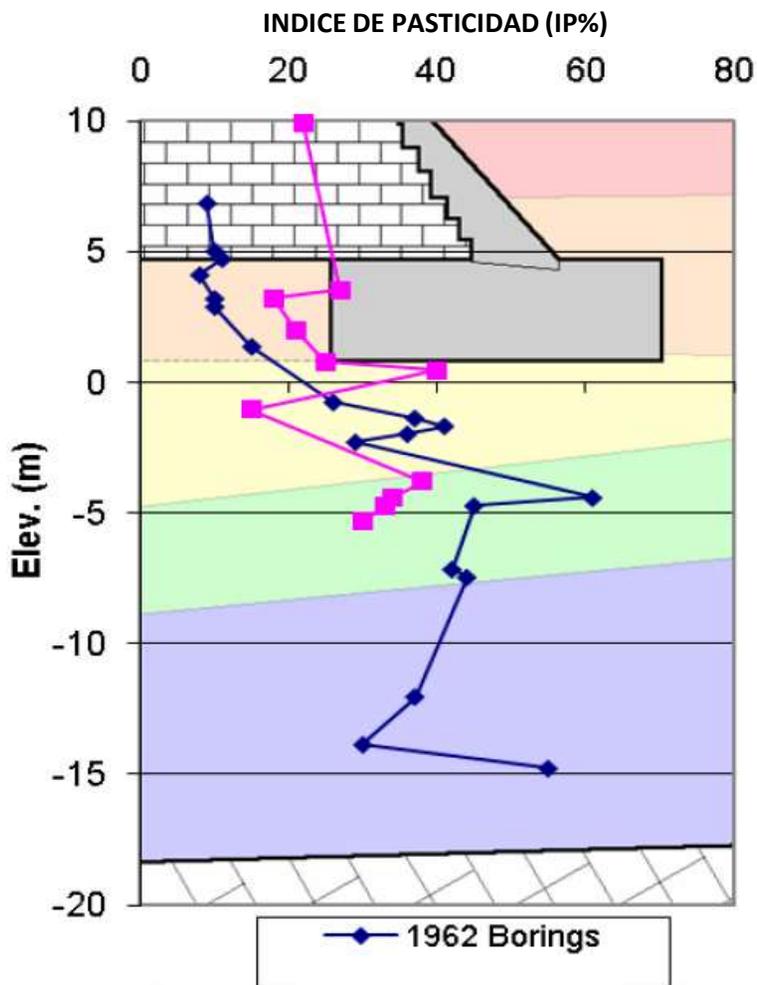
DATOS

Fundaciones del monumento

Ancho	38.54	m
Largo	38.54	m
Area	1485.33	m ²
Profundidad	11.23	
Peso de est.	607.70	MN
Esfuerzo base	0.409	MPa
S total	0.119	m

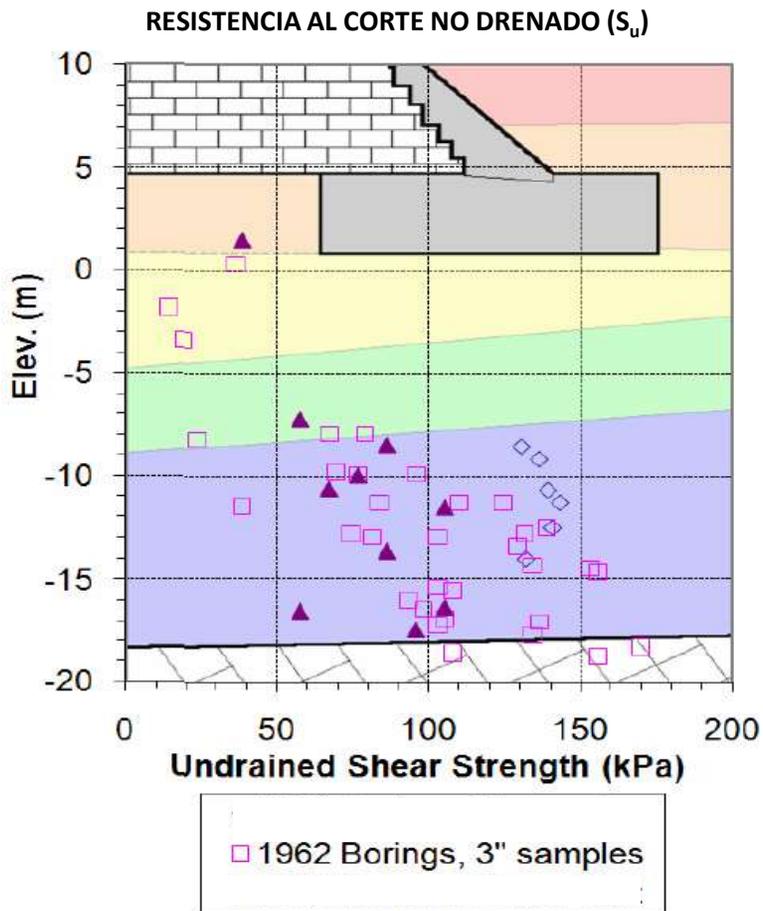


Indice de Plasticidad (IP)



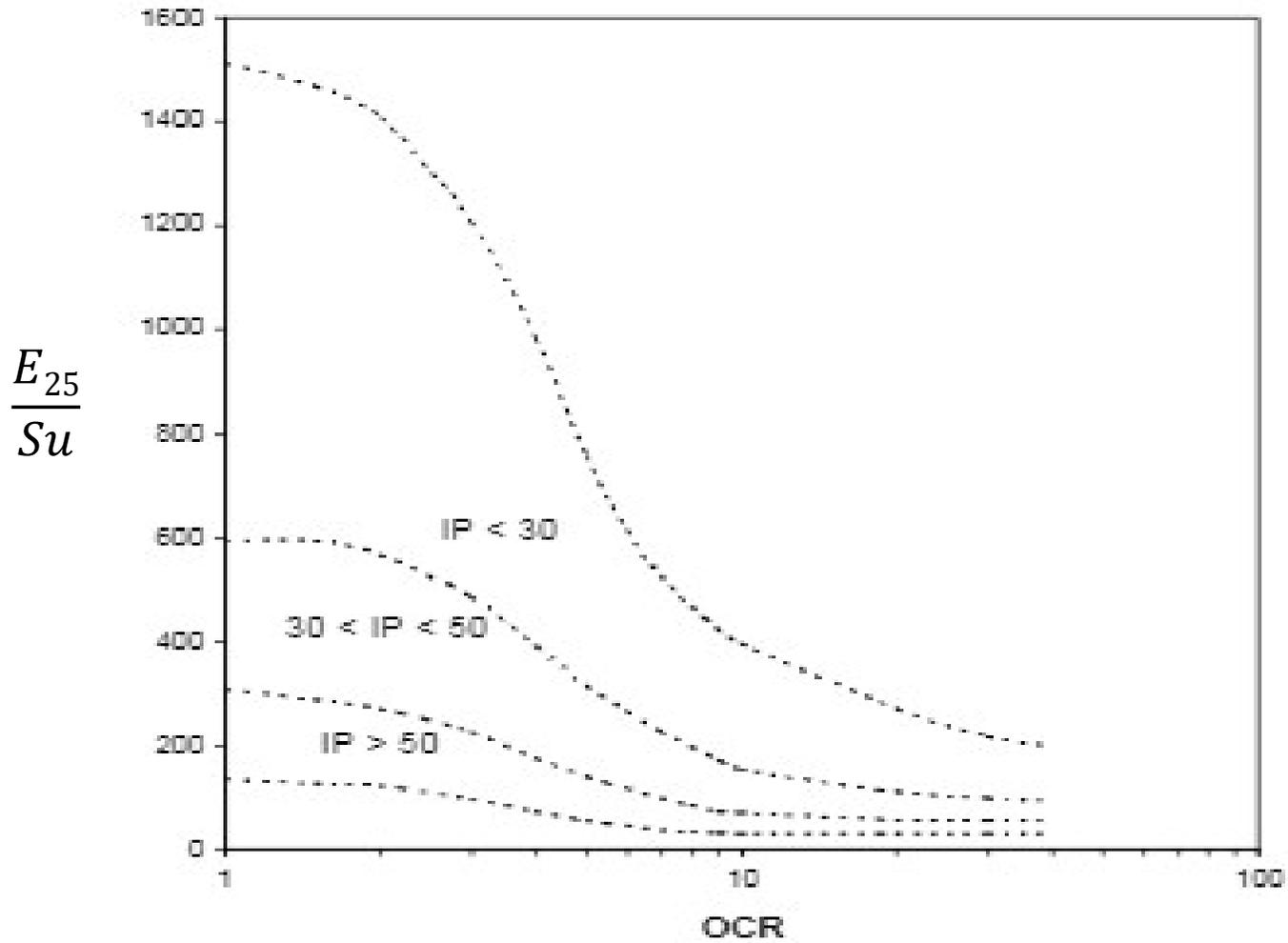
Z (m)	IP (%)
9	43
10	40
11	38
12	36
13	33
14	30
15	57
16	40
17	40
18	40
19	40
20	40

Resistencia al corte no drenado (S_u)

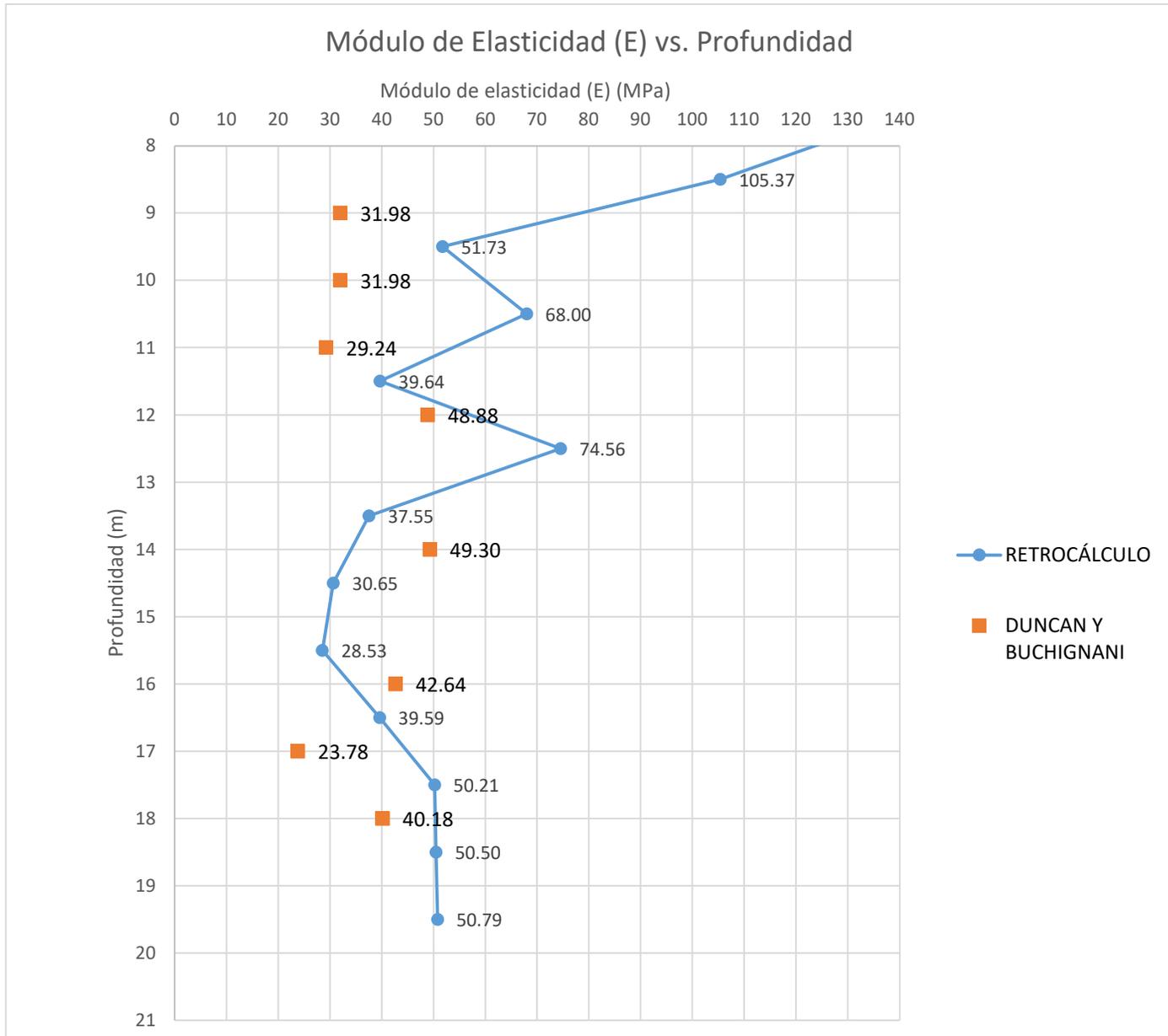


Z (m)	S_u (kPa)
9	82
10	78
11	68
12	104
13	
14	85
15	
16	104
17	58
18	98
19	
20	

1 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (E_v)



Z (m)	Su (MPa)	IP %	E ₂₅ /Su	E (MPa)
9	0.082	43.0	390	31.98
10	0.078	40.0	410	31.98
11	0.068	38.0	430	29.24
12	0.104	36.0	470	48.88
13	-	33.0	-	-
14	0.085	30.0	580	49.30
15	-	57.0	-	-
16	0.104	40.0	410	42.64
17	0.058	40.0	410	23.78
18	0.098	40.0	410	40.18
19	-	40.0	-	-
20	-	40.0	-	-



ANEXO 3C	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		4 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Ohya Et Al Monumento de Washington	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)

[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI](#)

[MÉTODO OHYA EL AL](#)

[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)

[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)

[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)

[INICIO](#)

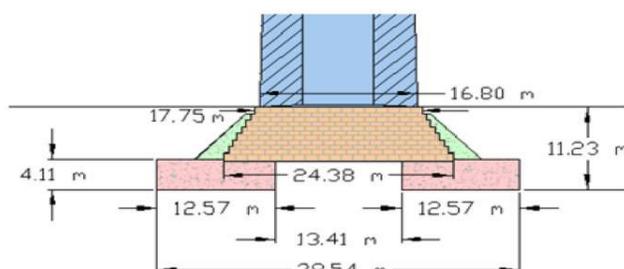
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

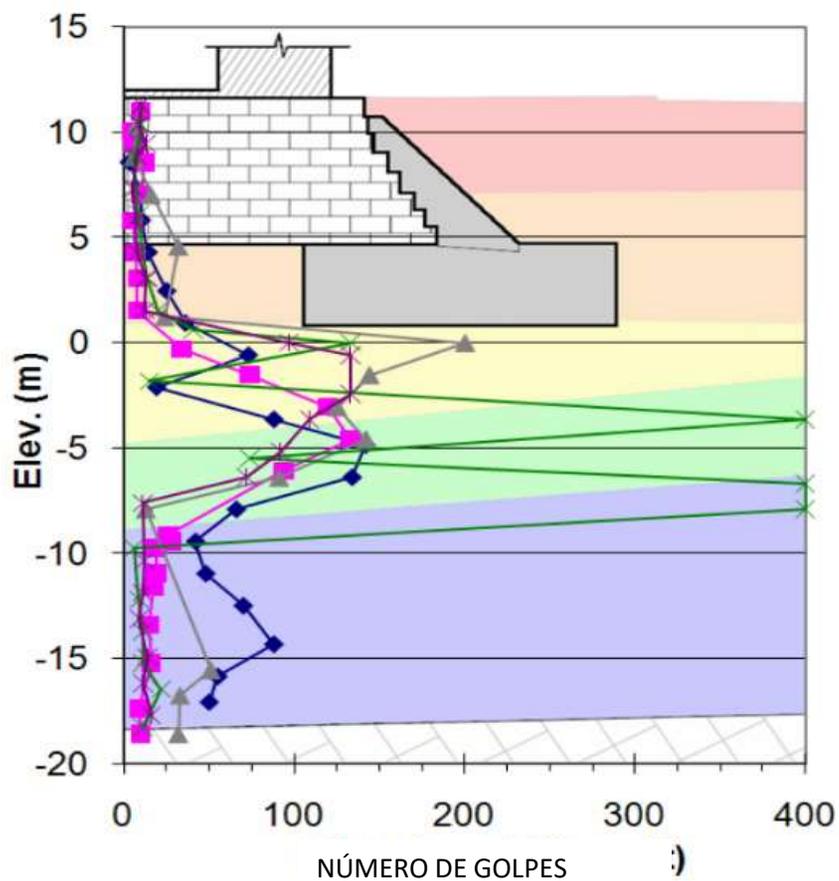
DATOS

Fundaciones del monumento

Ancho	38.54	m
Largo	38.54	m
Area	1485.33	m ²
Profundidad	11.23	
Peso de est.	607.70	MN
Esfuerzo base	0.409	MPa
Peso específico	0.017	MN/m ³
S total	0.119	m



Ensayo de Penetración Estandar (SPT)



Z (m)	N ₆₀
0	0
1	25
2	75
3	78
4	79
5	80
6	76
7	75
8	60
9	50
10	25
11	20
12	19
13	18
14	17
15	18
16	-
17	-
18	-
19	-
20	-

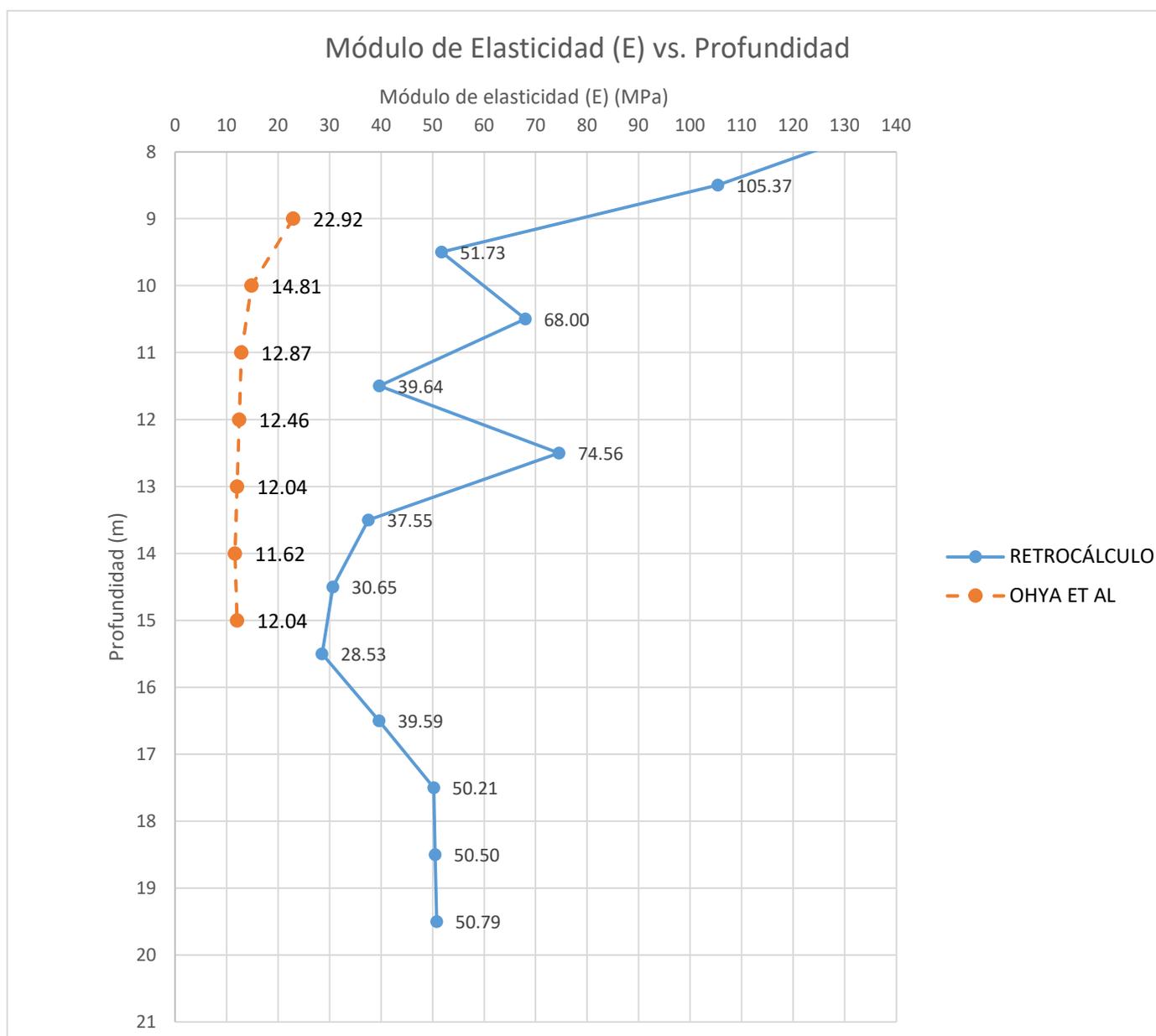
Sondeo B-24

1 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (E_u)

$$E_{PMT} = E$$

$$E = 19.3N^{0.63}P_a$$

Z (m)	E (MPa)
9	22.92
10	14.81
11	12.87
12	12.46
13	12.04
14	11.62
15	12.04
16	-
17	-
18	-
19	-
20	-



ANEXO 3D	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		5 DE 8	11/6/2021	
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Kulhawy y Callanan Monumento de Washington	AUTOR:	LA y JR	
		REV:	AB	

NAVEGADOR

[RETROCÁLCULO](#)
[MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI](#)
[MÉTODO OHYA EL AL](#)
[MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN](#)

[MÉTODO SANTOS Y CORREIA](#)
[COMPARACIÓN DE RESULTADOS](#)
[VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO](#)
[INICIO](#)

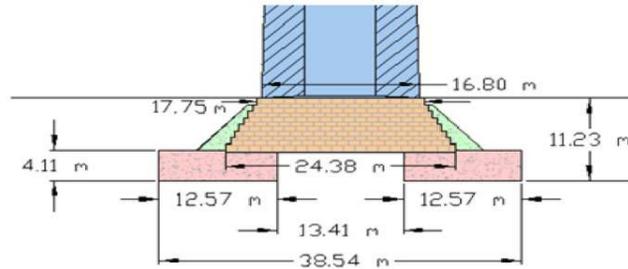
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

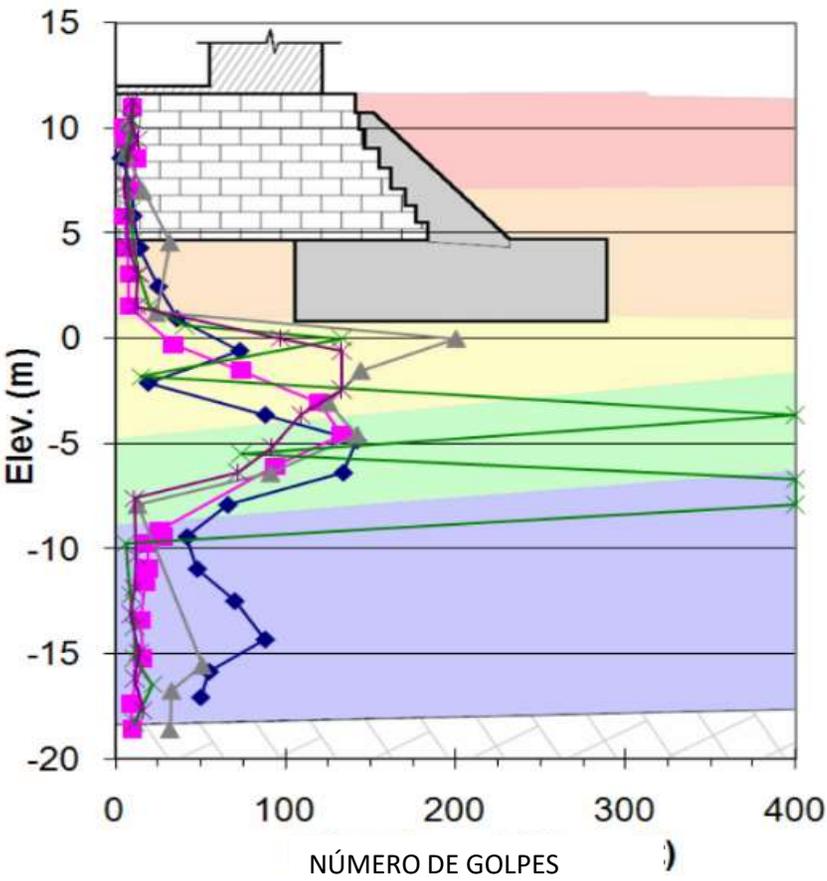
DATOS

Fundaciones del monumento

Ancho	38.54	m
Largo	38.54	m
Area	1485.33	m ²
Profundidad	11.23	
Peso de est.	607.70	MN
Esfuerzo base	0.409	Mpa
Peso específico	0.017	MN/m ³
S total	1.470	m



Ensayo de Penetración Estandar (SPT)



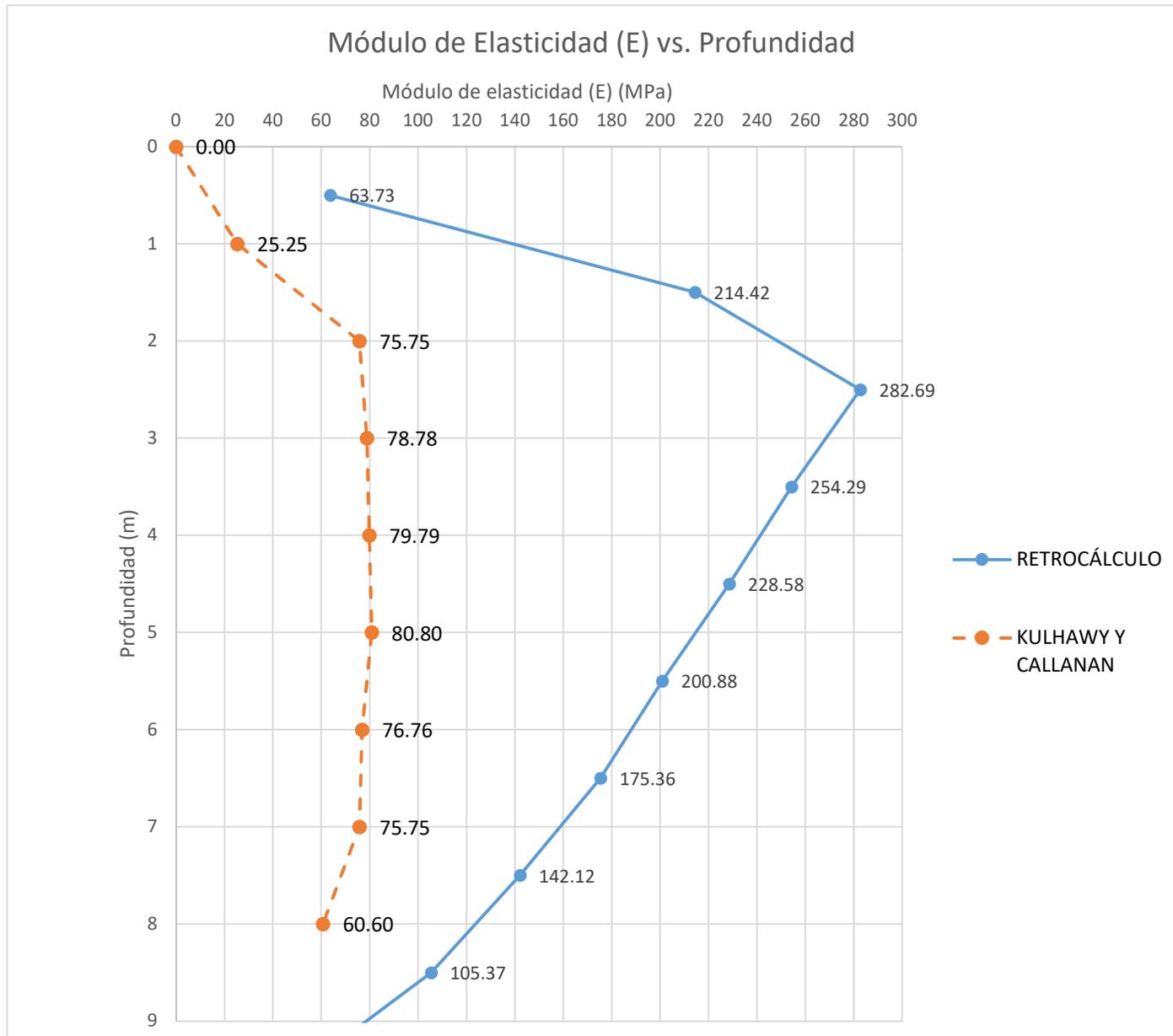
Z (m)	N ₆₀
0	0
1	25
2	75
3	78
4	79
5	80
6	76
7	75
8	60
9	50
10	25
11	20
12	19
13	18
14	17
15	18
16	-
17	-
18	-
19	-
20	-

Sondeo B-24

1 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD NO DRENADO (E_u)

$$E = 10N_{60}P_a$$

Z (m)	E (MPa)
0	0.00
1	25.25
2	75.75
3	78.78
4	79.79
5	80.80
6	76.76
7	75.75
8	60.60



ANEXO 3E	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:		
		6 DE 8	11/6/2021		
	Cálculo del módulo de elasticidad (E) por método de Santos y Correia Monumento de Washington		AUTOR:		LA y JR
			REV:		AB

NAVEGADOR

- | | |
|--|---|
| RETROCÁLCULO | MÉTODO SANTOS Y CORREIA |
| MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI | COMPARACIÓN DE RESULTADOS |
| MÉTODO OHYA EL AL | VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO |
| MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN | INICIO |

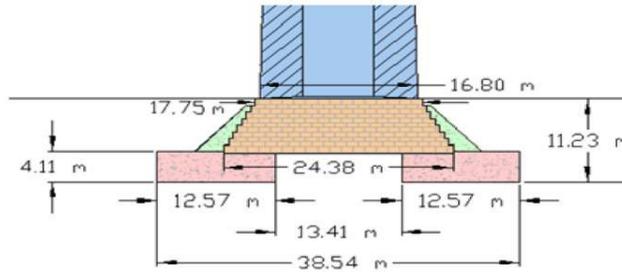
COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

DATOS

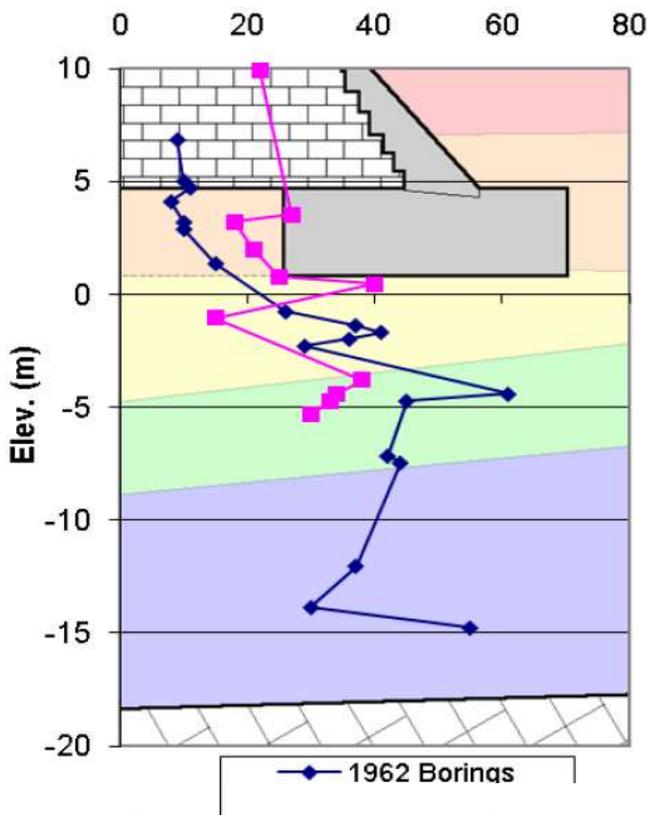
Fundaciones del monumento

Ancho	38.54	m
Largo	38.54	m
Area	1485.33	m ²
Profundidad	11.23	
Peso de est.	607.70	MN
Esfuerzo base	0.409	MPa
S total	0.119	m
G _s	2.750	
Coef. Poisson (ν)	0.490	
Peso Especifico	0.0170	MN/m ³
Densidad suelo	1732.93	Kg/m ³



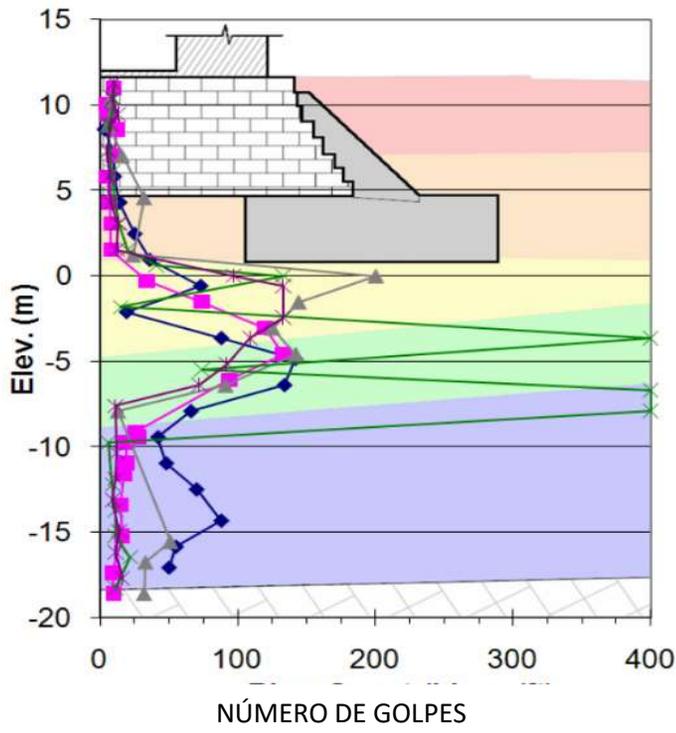
Indice de Plasticidad (IP)

INDICE DE PASTICIDAD (IP%)



Z (m)	IP (%)
0	22
1	26
2	38
3	37
4	52
5	46
6	44
7	43
8	44
9	43
10	40
11	38
12	36
13	33
14	30
15	57

Ensayo de Penetración Estandar (SPT)



Sondeo B-24

1 - DEFORMACIÓN POR CORTE DE REFERENCIA BASADO EN MÉTODO DE VARDENEGA Y BOLTON (2013)

$$\gamma_{ref} = 0,0022(IP)$$

Z (m)	γ_{ref} (%)
0	0.0484
1	0.0572
2	0.0836
3	0.0814
4	0.1144
5	0.1012
6	0.0968
7	0.0946
8	0.0968
9	0.0946
10	0.0880
11	0.0836
12	0.0792
13	0.0726
14	0.0660
15	0.1254

2 - CÁLCULO DE MÓDULO DE CORTE MÁXIMO

$$G_o = 14.4N^{0.68}$$

Z (m)	G _o (MPa)
0	0.00
1	128.52
2	271.27
3	278.60
4	281.03
5	283.44
6	273.73
7	271.27
8	233.08
9	205.90
10	128.52
11	110.42
12	106.64
13	102.79
14	98.87
15	102.79

3 - CURVAS MÓDULO DE CORTE VS DEFORMACIÓN CORTANTE

$$\frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + a \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \right)^n} \quad a = 0.385$$

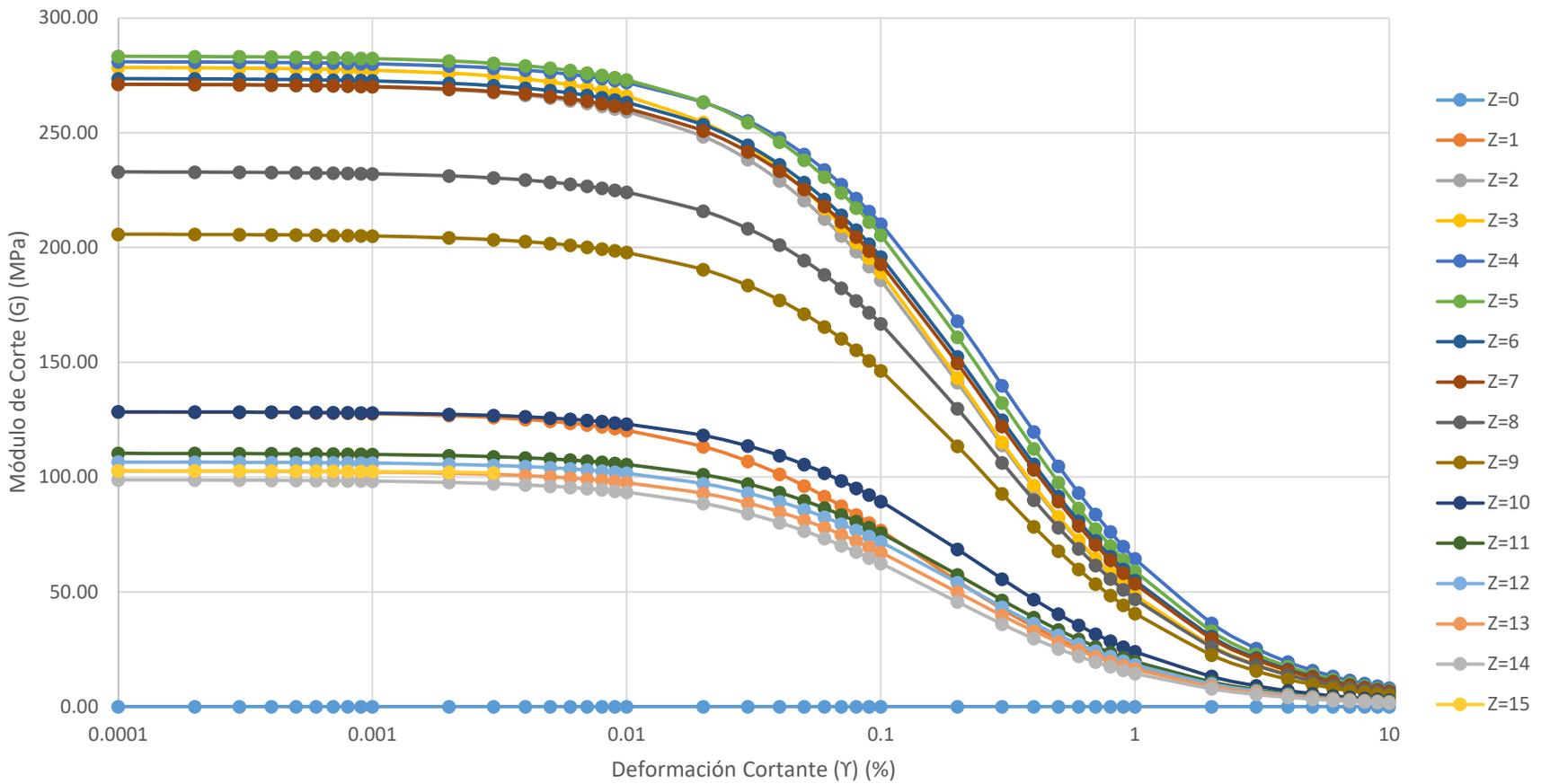
Z= 0		Z= 1		Z= 2		Z= 3		Z= 4	
γ (%)	G (MPa)								
0.0001	0.00	0.0001	128.43	0.0001	271.15	0.0001	278.47	0.0001	280.93
0.0002	0.00	0.0002	128.34	0.0002	271.02	0.0002	278.34	0.0002	280.84
0.0003	0.00	0.0003	128.26	0.0003	270.90	0.0003	278.21	0.0003	280.74
0.0004	0.00	0.0004	128.17	0.0004	270.77	0.0004	278.08	0.0004	280.65
0.0005	0.00	0.0005	128.09	0.0005	270.65	0.0005	277.95	0.0005	280.56
0.0006	0.00	0.0006	128.00	0.0006	270.52	0.0006	277.82	0.0006	280.46
0.0007	0.00	0.0007	127.91	0.0007	270.40	0.0007	277.68	0.0007	280.37
0.0008	0.00	0.0008	127.83	0.0008	270.28	0.0008	277.55	0.0008	280.27
0.0009	0.00	0.0009	127.74	0.0009	270.15	0.0009	277.42	0.0009	280.18
0.001	0.00	0.001	127.66	0.001	270.03	0.001	277.29	0.001	280.08
0.002	0.00	0.002	126.81	0.002	268.80	0.002	275.99	0.002	279.15
0.003	0.00	0.003	125.97	0.003	267.57	0.003	274.71	0.003	278.22
0.004	0.00	0.004	125.15	0.004	266.36	0.004	273.43	0.004	277.29
0.005	0.00	0.005	124.33	0.005	265.17	0.005	272.17	0.005	276.38
0.006	0.00	0.006	123.53	0.006	263.98	0.006	270.92	0.006	275.47
0.007	0.00	0.007	122.73	0.007	262.80	0.007	269.68	0.007	274.56
0.008	0.00	0.008	121.95	0.008	261.63	0.008	268.45	0.008	273.66
0.009	0.00	0.009	121.18	0.009	260.48	0.009	267.23	0.009	272.77
0.01	0.00	0.01	120.41	0.01	259.33	0.01	266.02	0.01	271.88
0.02	0.00	0.02	113.27	0.02	248.39	0.02	254.53	0.02	263.31
0.03	0.00	0.03	106.93	0.03	238.34	0.03	243.98	0.03	255.26
0.04	0.00	0.04	101.26	0.04	229.07	0.04	234.28	0.04	247.69
0.05	0.00	0.05	96.16	0.05	220.50	0.05	225.32	0.05	240.55
0.06	0.00	0.06	91.55	0.06	212.54	0.06	217.02	0.06	233.81
0.07	0.00	0.07	87.36	0.07	205.14	0.07	209.31	0.07	227.45
0.08	0.00	0.08	83.54	0.08	198.24	0.08	202.12	0.08	221.42
0.09	0.00	0.09	80.03	0.09	191.78	0.09	195.42	0.09	215.70
0.1	0.00	0.1	76.81	0.1	185.74	0.1	189.14	0.1	210.27
0.2	0.00	0.2	54.78	0.2	141.21	0.2	143.17	0.2	167.97
0.3	0.00	0.3	42.57	0.3	113.90	0.3	115.18	0.3	139.84
0.4	0.00	0.4	34.81	0.4	95.45	0.4	96.34	0.4	119.78
0.5	0.00	0.5	29.44	0.5	82.14	0.5	82.80	0.5	104.76
0.6	0.00	0.6	25.51	0.6	72.09	0.6	72.59	0.6	93.08
0.7	0.00	0.7	22.50	0.7	64.23	0.7	64.63	0.7	83.74
0.8	0.00	0.8	20.13	0.8	57.91	0.8	58.24	0.8	76.11
0.9	0.00	0.9	18.21	0.9	52.73	0.9	53.00	0.9	69.75
1	0.00	1	16.62	1	48.40	1	48.62	1	64.38
2	0.00	2	8.89	2	26.57	2	26.64	2	36.35
3	0.00	3	6.06	3	18.31	3	18.34	3	25.33
4	0.00	4	4.60	4	13.97	4	13.99	4	19.43
5	0.00	5	3.71	5	11.29	5	11.30	5	15.76
6	0.00	6	3.11	6	9.47	6	9.48	6	13.26
7	0.00	7	2.67	7	8.16	7	8.17	7	11.44
8	0.00	8	2.34	8	7.17	8	7.17	8	10.06
9	0.00	9	2.09	9	6.39	9	6.39	9	8.98
10	0.00	10	1.88	10	5.77	10	5.77	10	8.11

Z= 5		Z= 6		Z= 7		Z= 8		Z= 9	
Y (%)	G (MPa)								
0.0001	283.33	0.0001	273.62	0.0001	271.16	0.0001	232.99	0.0001	205.82
0.0002	283.23	0.0002	273.51	0.0002	271.05	0.0002	232.89	0.0002	205.74
0.0003	283.12	0.0003	273.40	0.0003	270.94	0.0003	232.80	0.0003	205.65
0.0004	283.01	0.0004	273.29	0.0004	270.83	0.0004	232.71	0.0004	205.57
0.0005	282.90	0.0005	273.18	0.0005	270.72	0.0005	232.62	0.0005	205.48
0.0006	282.80	0.0006	273.07	0.0006	270.61	0.0006	232.53	0.0006	205.40
0.0007	282.69	0.0007	272.97	0.0007	270.50	0.0007	232.43	0.0007	205.32
0.0008	282.58	0.0008	272.86	0.0008	270.39	0.0008	232.34	0.0008	205.23
0.0009	282.47	0.0009	272.75	0.0009	270.28	0.0009	232.25	0.0009	205.15
0.001	282.37	0.001	272.64	0.001	270.17	0.001	232.16	0.001	205.07
0.002	281.30	0.002	271.57	0.002	269.08	0.002	231.24	0.002	204.24
0.003	280.24	0.003	270.50	0.003	268.00	0.003	230.33	0.003	203.42
0.004	279.19	0.004	269.44	0.004	266.93	0.004	229.43	0.004	202.60
0.005	278.15	0.005	268.39	0.005	265.86	0.005	228.54	0.005	201.80
0.006	277.12	0.006	267.35	0.006	264.81	0.006	227.65	0.006	200.99
0.007	276.09	0.007	266.31	0.007	263.76	0.007	226.77	0.007	200.20
0.008	275.07	0.008	265.28	0.008	262.72	0.008	225.89	0.008	199.41
0.009	274.06	0.009	264.27	0.009	261.69	0.009	225.03	0.009	198.63
0.01	273.05	0.01	263.26	0.01	260.66	0.01	224.16	0.01	197.85
0.02	263.40	0.02	253.56	0.02	250.85	0.02	215.91	0.02	190.40
0.03	254.41	0.03	244.55	0.03	241.75	0.03	208.23	0.03	183.50
0.04	246.01	0.04	236.16	0.04	233.29	0.04	201.09	0.04	177.08
0.05	238.14	0.05	228.32	0.05	225.40	0.05	194.42	0.05	171.09
0.06	230.77	0.06	220.99	0.06	218.03	0.06	188.17	0.06	165.49
0.07	223.83	0.07	214.11	0.07	211.13	0.07	182.32	0.07	160.25
0.08	217.31	0.08	207.65	0.08	204.64	0.08	176.82	0.08	155.33
0.09	211.15	0.09	201.57	0.09	198.55	0.09	171.64	0.09	150.70
0.1	205.33	0.1	195.84	0.1	192.80	0.1	166.76	0.1	146.34
0.2	160.97	0.2	152.45	0.2	149.55	0.2	129.82	0.2	113.51
0.3	132.37	0.3	124.81	0.3	122.14	0.3	106.27	0.3	92.71
0.4	112.40	0.4	105.65	0.4	103.23	0.4	89.96	0.4	78.35
0.5	97.67	0.5	91.59	0.5	89.38	0.5	77.99	0.5	67.85
0.6	86.35	0.6	80.83	0.6	78.82	0.6	68.83	0.6	59.82
0.7	77.38	0.7	72.34	0.7	70.48	0.7	61.59	0.7	53.50
0.8	70.10	0.8	65.46	0.8	63.74	0.8	55.74	0.8	48.38
0.9	64.07	0.9	59.77	0.9	58.18	0.9	50.90	0.9	44.16
1	59.00	1	55.00	1	53.51	1	46.83	1	40.61
2	32.93	2	30.57	2	29.68	2	26.03	2	22.53
3	22.83	3	21.17	3	20.54	3	18.02	3	15.59
4	17.48	4	16.19	4	15.70	4	13.78	4	11.92
5	14.16	5	13.11	5	12.71	5	11.16	5	9.64
6	11.90	6	11.01	6	10.67	6	9.37	6	8.10
7	10.26	7	9.49	7	9.20	7	8.08	7	6.98
8	9.02	8	8.34	8	8.08	8	7.10	8	6.14
9	8.04	9	7.44	9	7.21	9	6.33	9	5.47
10	7.26	10	6.71	10	6.51	10	5.72	10	4.94

Z= 10		Z= 11		Z= 12		Z= 13		Z= 14	
Y (%)	G (MPa)								
0.0001	128.46	0.0001	110.37	0.0001	106.59	0.0001	102.73	0.0001	98.81
0.0002	128.40	0.0002	110.32	0.0002	106.54	0.0002	102.68	0.0002	98.76
0.0003	128.35	0.0003	110.27	0.0003	106.48	0.0003	102.63	0.0003	98.70
0.0004	128.29	0.0004	110.22	0.0004	106.43	0.0004	102.57	0.0004	98.64
0.0005	128.24	0.0005	110.17	0.0005	106.38	0.0005	102.52	0.0005	98.58
0.0006	128.18	0.0006	110.12	0.0006	106.33	0.0006	102.46	0.0006	98.53
0.0007	128.12	0.0007	110.07	0.0007	106.28	0.0007	102.41	0.0007	98.47
0.0008	128.07	0.0008	110.02	0.0008	106.23	0.0008	102.36	0.0008	98.41
0.0009	128.01	0.0009	109.97	0.0009	106.17	0.0009	102.30	0.0009	98.35
0.001	127.96	0.001	109.92	0.001	106.12	0.001	102.25	0.001	98.30
0.002	127.40	0.002	109.42	0.002	105.61	0.002	101.71	0.002	97.73
0.003	126.85	0.003	108.92	0.003	105.11	0.003	101.18	0.003	97.17
0.004	126.31	0.004	108.43	0.004	104.60	0.004	100.65	0.004	96.62
0.005	125.77	0.005	107.94	0.005	104.11	0.005	100.13	0.005	96.07
0.006	125.23	0.006	107.45	0.006	103.62	0.006	99.62	0.006	95.53
0.007	124.70	0.007	106.98	0.007	103.13	0.007	99.11	0.007	94.99
0.008	124.17	0.008	106.50	0.008	102.65	0.008	98.61	0.008	94.46
0.009	123.65	0.009	106.03	0.009	102.17	0.009	98.11	0.009	93.94
0.01	123.13	0.01	105.56	0.01	101.70	0.01	97.61	0.01	93.42
0.02	118.18	0.02	101.11	0.02	97.19	0.02	92.93	0.02	88.54
0.03	113.61	0.03	97.02	0.03	93.07	0.03	88.68	0.03	84.15
0.04	109.38	0.04	93.25	0.04	89.28	0.04	84.80	0.04	80.17
0.05	105.45	0.05	89.76	0.05	85.79	0.05	81.25	0.05	76.55
0.06	101.80	0.06	86.52	0.06	82.56	0.06	77.98	0.06	73.24
0.07	98.39	0.07	83.50	0.07	79.56	0.07	74.96	0.07	70.20
0.08	95.20	0.08	80.69	0.08	76.78	0.08	72.17	0.08	67.41
0.09	92.21	0.09	78.07	0.09	74.18	0.09	69.58	0.09	64.83
0.1	89.40	0.1	75.61	0.1	71.76	0.1	67.17	0.1	62.44
0.2	68.54	0.2	57.48	0.2	54.07	0.2	49.88	0.2	45.63
0.3	55.58	0.3	46.37	0.3	43.38	0.3	39.67	0.3	35.95
0.4	46.73	0.4	38.85	0.4	36.22	0.4	32.93	0.4	29.66
0.5	40.32	0.5	33.44	0.5	31.08	0.5	28.15	0.5	25.24
0.6	35.45	0.6	29.34	0.6	27.23	0.6	24.58	0.6	21.97
0.7	31.64	0.7	26.14	0.7	24.22	0.7	21.81	0.7	19.45
0.8	28.56	0.8	23.57	0.8	21.81	0.8	19.61	0.8	17.45
0.9	26.03	0.9	21.46	0.9	19.84	0.9	17.81	0.9	15.82
1	23.91	1	19.70	1	18.19	1	16.31	1	14.47
2	13.18	2	10.81	2	9.95	2	8.86	2	7.81
3	9.10	3	7.45	3	6.84	3	6.08	3	5.34
4	6.95	4	5.69	4	5.22	4	4.63	4	4.06
5	5.62	5	4.60	5	4.21	5	3.74	5	3.28
6	4.72	6	3.86	6	3.53	6	3.13	6	2.75
7	4.06	7	3.32	7	3.04	7	2.70	7	2.36
8	3.57	8	2.92	8	2.67	8	2.37	8	2.07
9	3.18	9	2.60	9	2.38	9	2.11	9	1.85
10	2.87	10	2.35	10	2.15	10	1.90	10	1.67

Z= 15							
Y (%)	G (MPa)	Y (%)	G (MPa)	Y (%)	G (MPa)	Y (%)	G (MPa)
0.0001	102.76	0.004	101.54	0.07	84.61	1	25.25
0.0002	102.73	0.005	101.24	0.08	82.52	2	14.40
0.0003	102.69	0.006	100.93	0.09	80.54	3	10.07
0.0004	102.66	0.007	100.63	0.1	78.64	4	7.74
0.0005	102.63	0.008	100.33	0.2	63.68	5	6.29
0.0006	102.60	0.009	100.03	0.3	53.51	6	5.29
0.0007	102.57	0.01	99.73	0.4	46.13	7	4.57
0.0008	102.54	0.02	96.84	0.5	40.55	8	4.02
0.0009	102.51	0.03	94.12	0.6	36.17	9	3.59
0.001	102.47	0.04	91.55	0.7	32.64	10	3.24
0.002	102.16	0.05	89.11	0.8	29.74		
0.003	101.85	0.06	86.80	0.9	27.31		

Módulo de Corte VS Deformación Cortante



4 - CÁLCULO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)

$$E = 2G(1 + \nu)$$

$\gamma(\%) = 0.1$

Z (m)	E (MPa)
0	0.00
1	228.91
2	553.49
3	563.65
4	626.59
5	611.88
6	583.59
7	574.56
8	496.93
9	436.11
10	266.42
11	225.30
12	213.84
13	200.16
14	186.09
15	234.36

$\gamma(\%) = 0.1$ (Atkinson y Salfors)

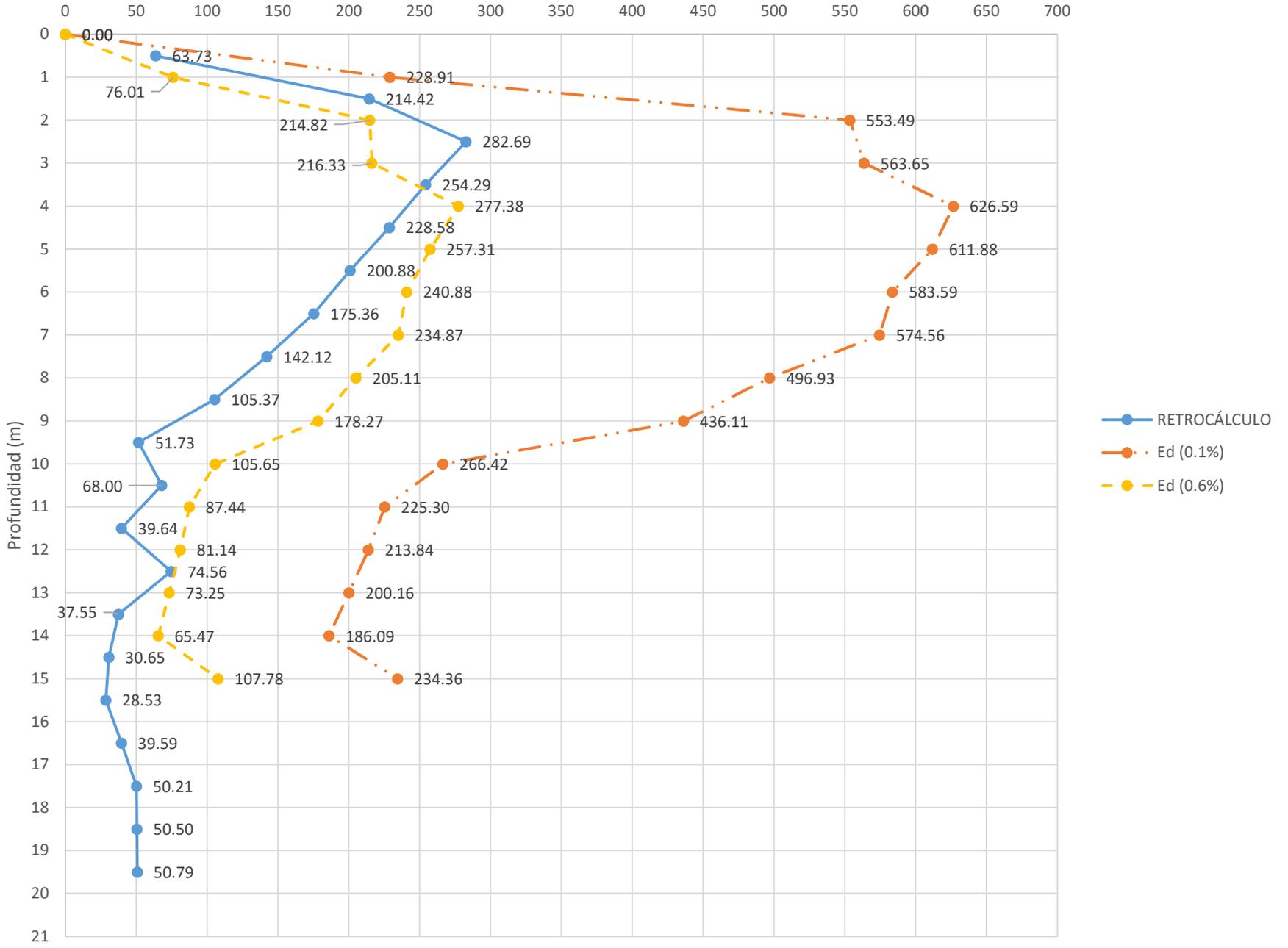
$\gamma(\%) = 0.6$

Z (m)	E (MPa)
0	0.00
1	76.01
2	214.82
3	216.33
4	277.38
5	257.31
6	240.88
7	234.87
8	205.11
9	178.27
10	105.65
11	87.44
12	81.14
13	73.25
14	65.47
15	107.78

$\gamma(\%) = \frac{\text{Asentamiento total}}{\text{estrato compresible}}$

Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad

Módulo de elasticidad (E) (MPa)



ANEXO 3F	COMPARACIÓN DE METODOLOGÍAS PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL TERRENO	HOJA	FECHA:	
		7 DE 8	11/6/2021	
	Comparaciones del módulo de elasticidad (E)	Monumento de Washington	AUTOR:	
		REV:	AB	

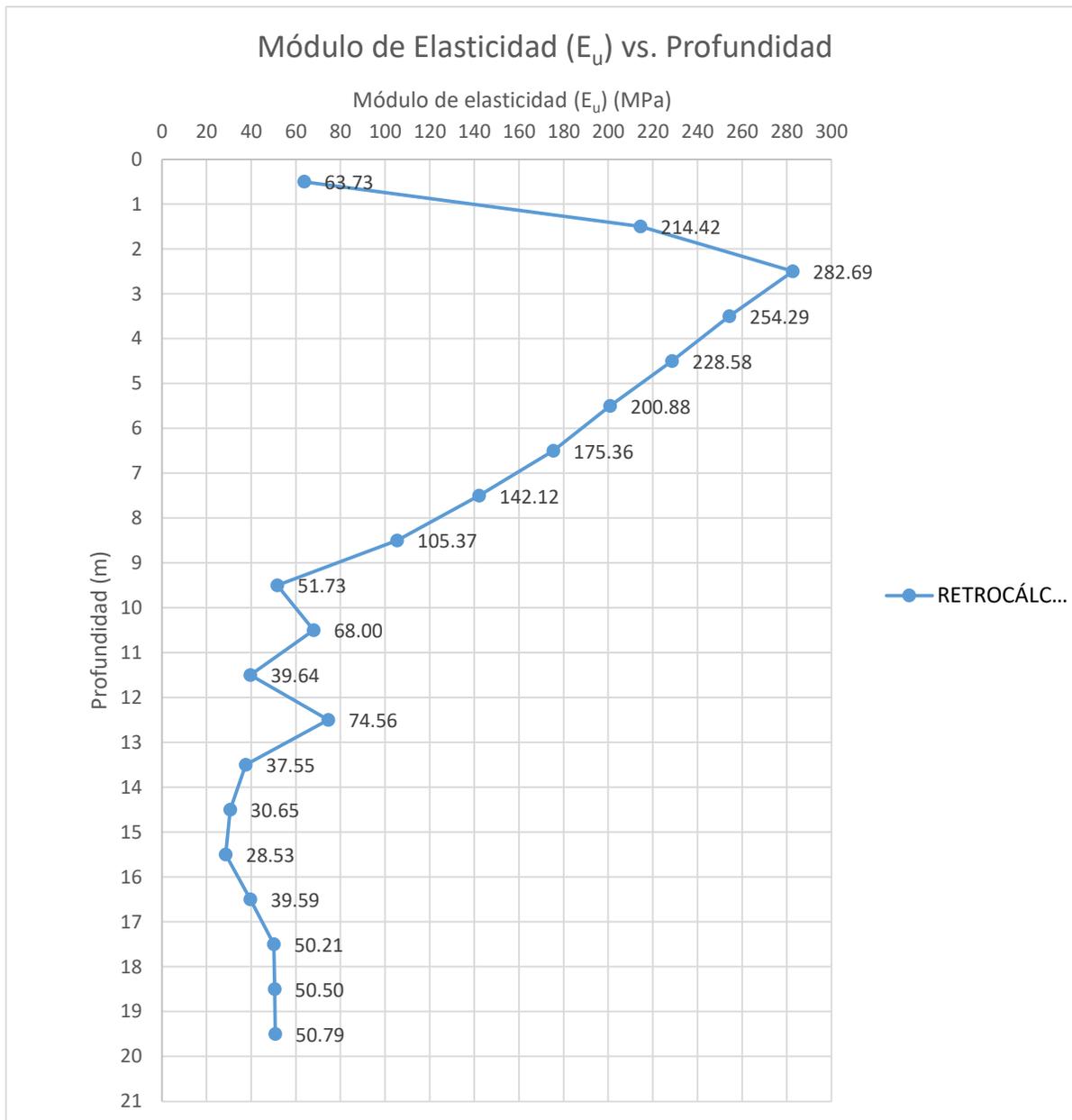
NAVEGADOR

- | | |
|--|---|
| RETROCÁLCULO | MÉTODO SANTOS Y CORREIA |
| MÉTODO DUNCAN Y BUCHIGNANI | COMPARACIÓN DE RESULTADOS |
| MÉTODO OHYA EL AL | VERIFICACIÓN RETROCÁLCULO |
| MÉTODO KULHAWY Y CALLANAN | INICIO |

COMENTARIOS

Las Profundidades "Z (m)" se miden a partir de la base de la fundación

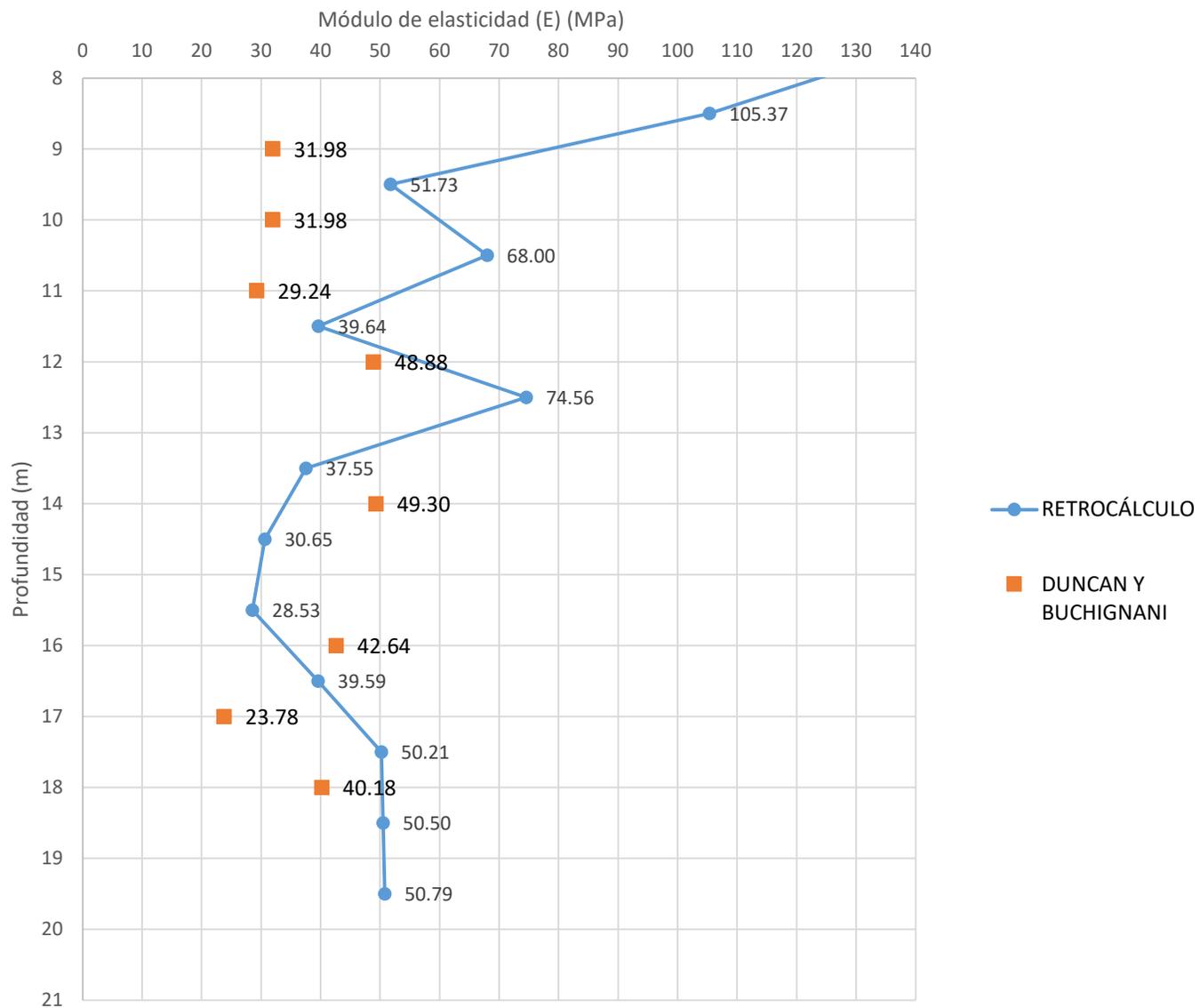
1 - RETROCÁLCULO



Z (m)	E_u (MPa)
0	60
1	140
2	250
3	267
4	242
5	215
6	187
7	160
8	122

9	80
10	60
11	55
12	57
13	55
14	35
15	30
16	33
17	45
18	50
19	50
20	50

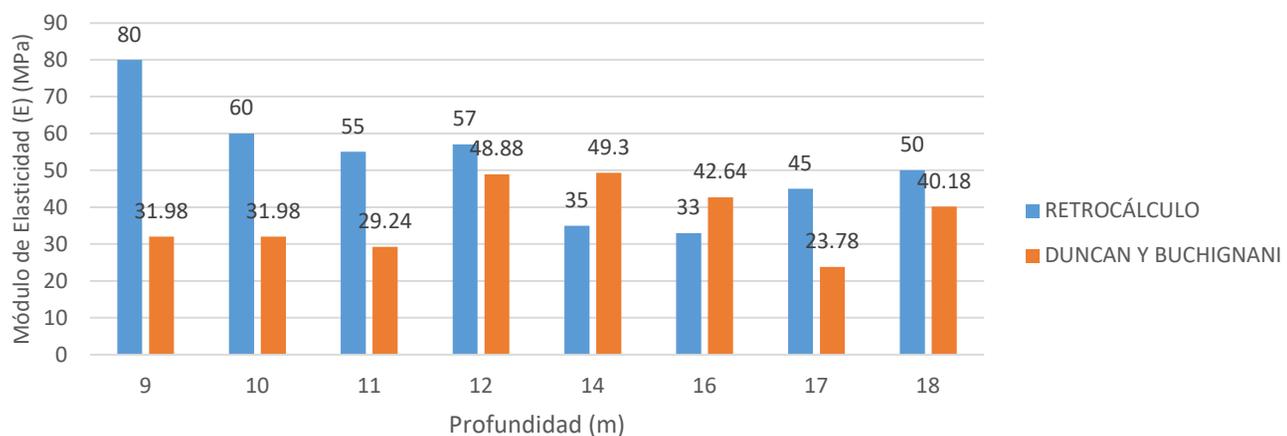
Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad



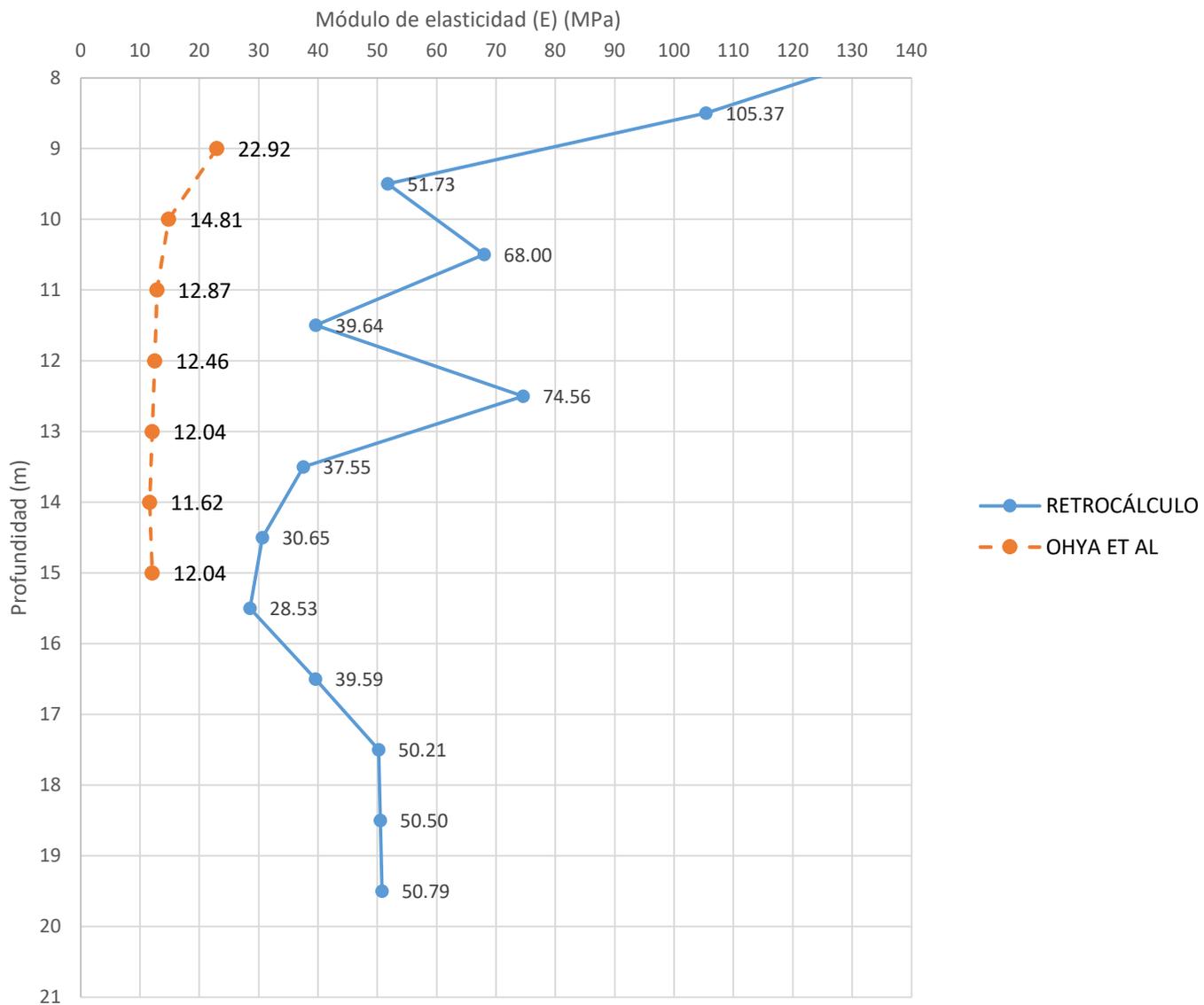
Estrato de Arcilla

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
9	31.98	48.02	Por Defecto	60%
10	31.98	28.02	Por Defecto	47%
11	29.24	25.76	Por Defecto	47%
12	48.88	8.12	Por Defecto	14%
13	-	-	-	-
14	49.30	14.30	Por Exceso	41%
15	-	-	-	-
16	42.64	9.64	Por Exceso	29%
17	23.78	21.22	Por Defecto	47%
18	40.18	9.82	Por Defecto	20%
19	-	-	-	-
20	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				38%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad



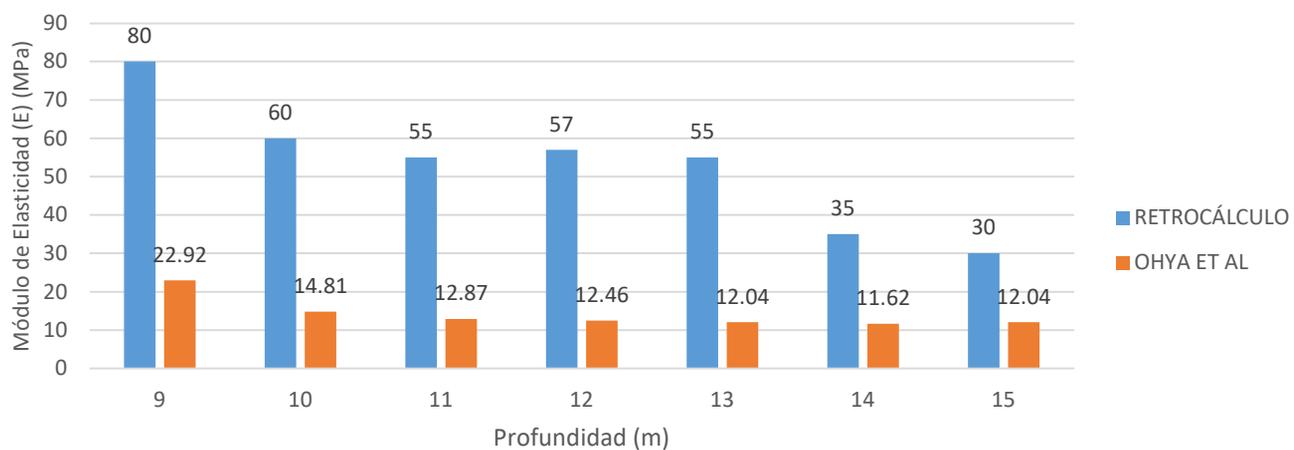
Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad



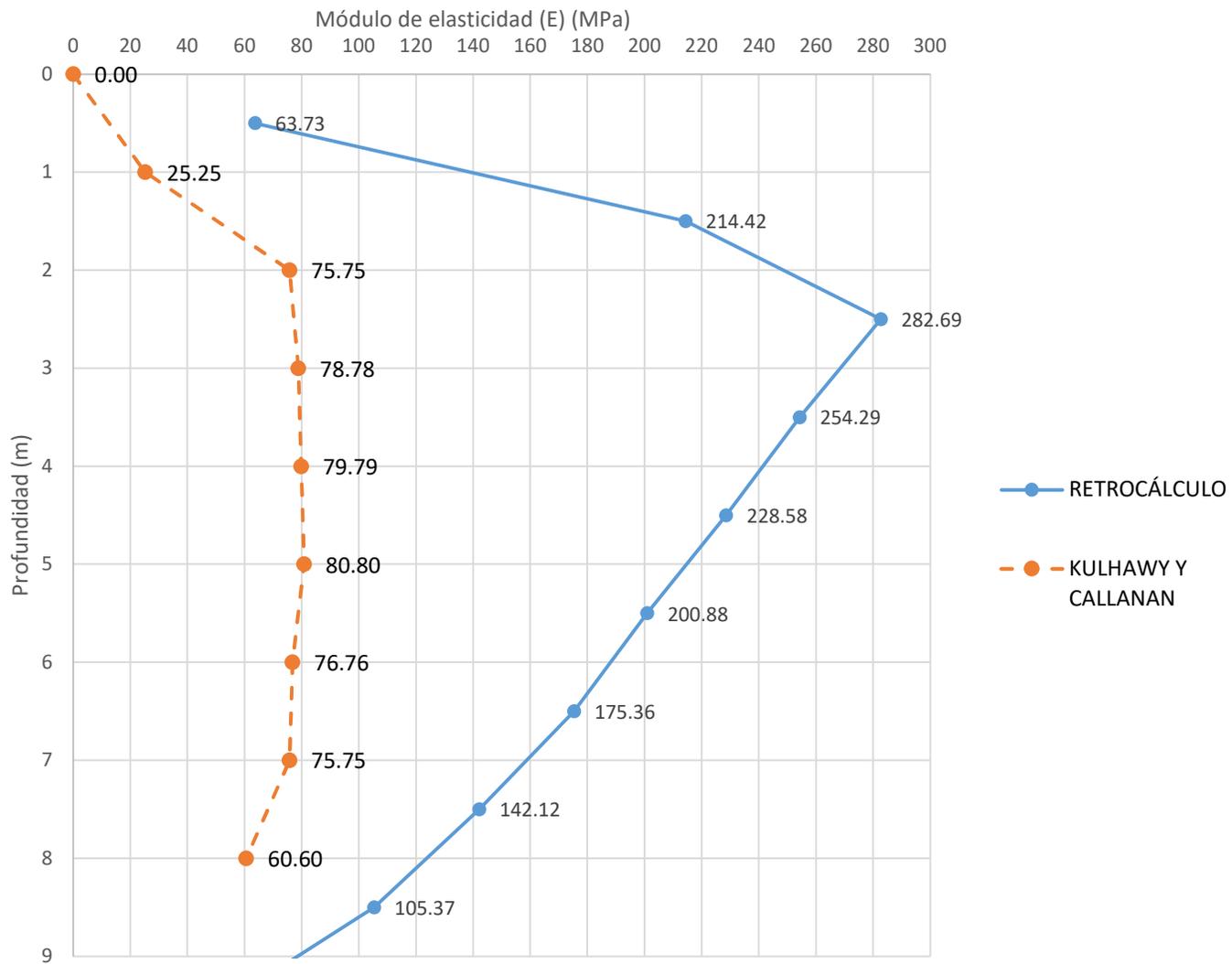
Estrato de Arcilla

Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
9	22.92	57.08	Por Defecto	71%
10	14.81	45.19	Por Defecto	75%
11	12.87	42.13	Por Defecto	77%
12	12.46	44.54	Por Defecto	78%
13	12.04	42.96	Por Defecto	78%
14	11.62	23.38	Por Defecto	67%
15	12.04	17.96	Por Defecto	60%
16	-	-	-	-
17	-	-	-	-
18	-	-	-	-
19	-	-	-	-
20	-	-	-	-
% Promedio de diferencia				72%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad

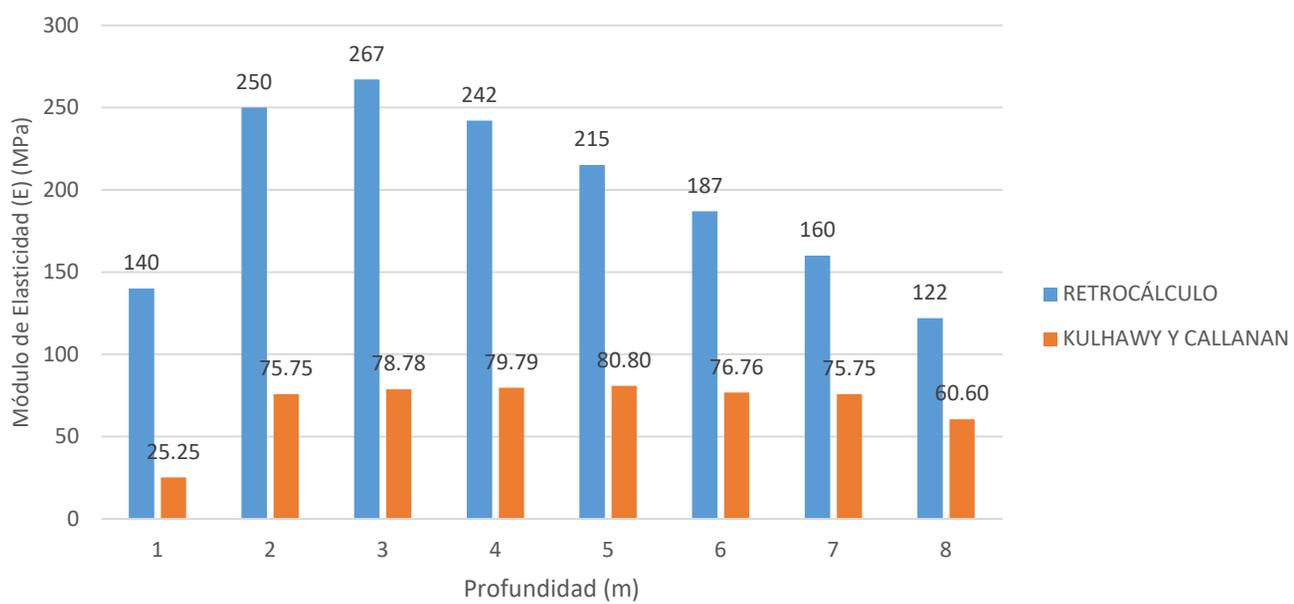


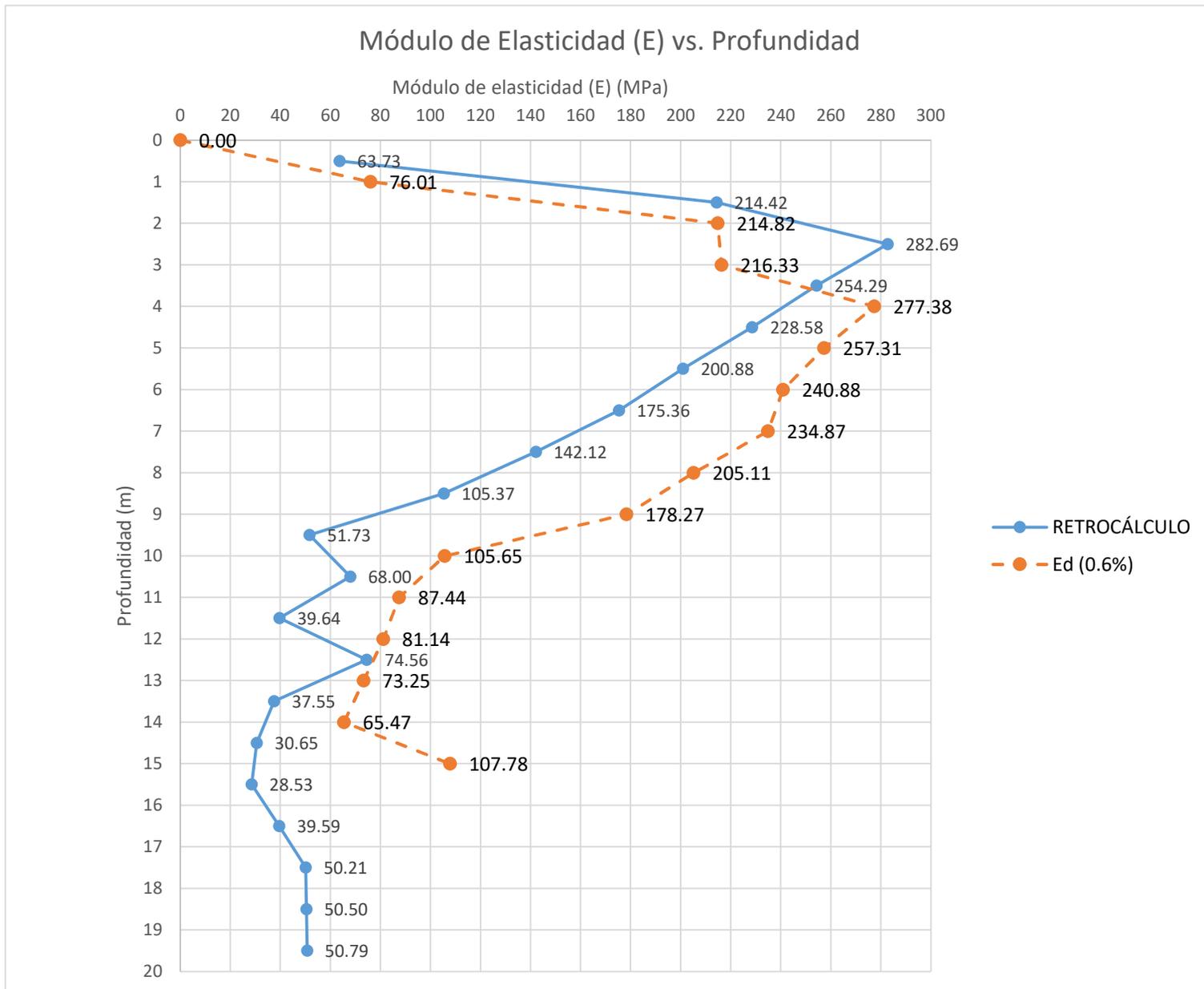
Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad



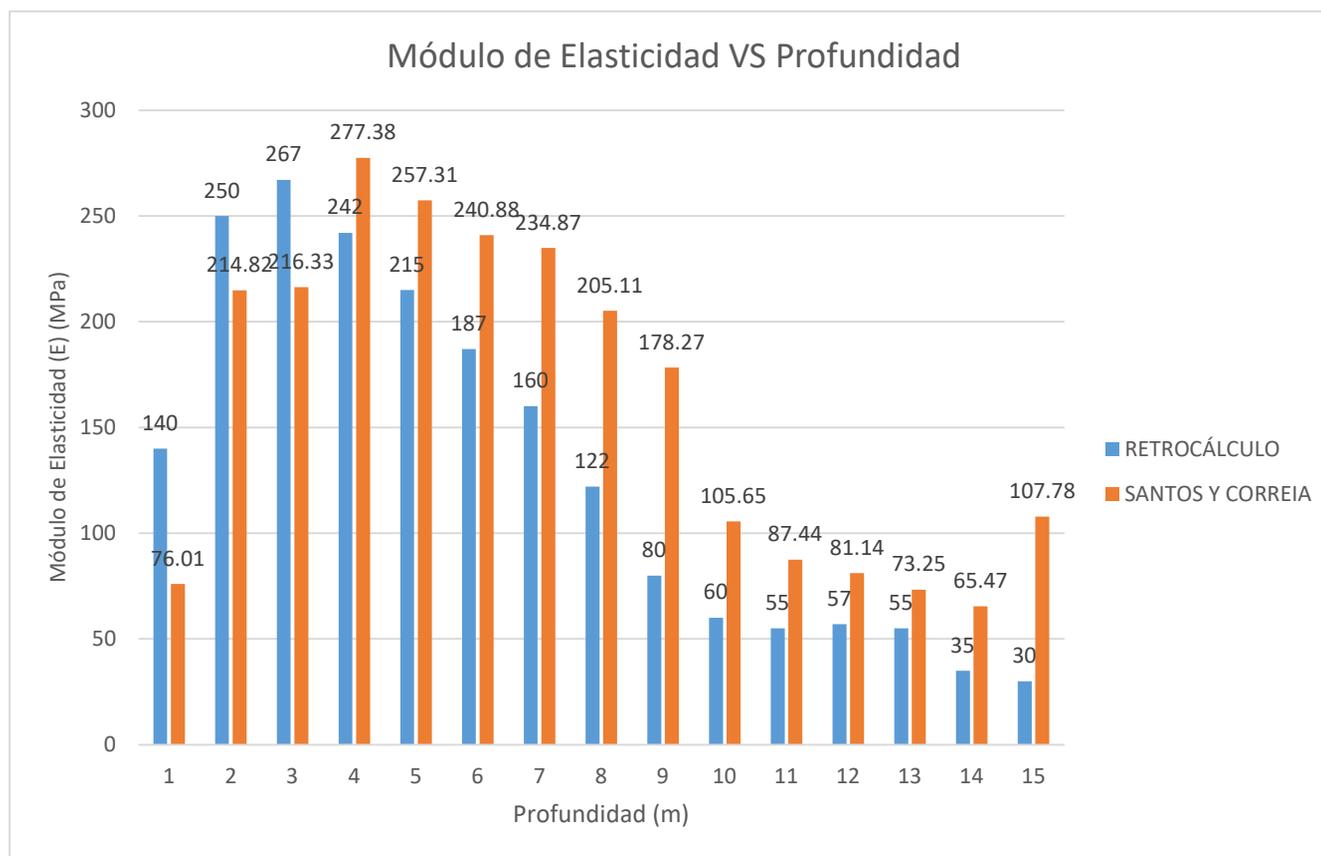
Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
0	-	-	-	-
1	25.25	114.75	Por Defecto	82%
2	75.75	174.25	Por Defecto	70%
3	78.78	188.22	Por Defecto	70%
4	79.79	162.21	Por Defecto	67%
5	80.80	134.20	Por Defecto	62%
6	76.76	110.24	Por Defecto	59%
7	75.75	84.25	Por Defecto	53%
8	60.60	61.40	Por Defecto	50%
% Promedio de diferencia				64%

Módulo de Elasticidad VS Profundidad





	Z (m)	E (MPa)	ΔE	Diferencia	% ΔE
Estrato de Arena	0	-	-	-	-
	1	76.01	63.99	Por Defecto	46%
	2	214.82	35.18	Por Defecto	14%
	3	216.33	50.67	Por Defecto	19%
	4	277.38	35.38	Por Exceso	15%
	5	257.31	42.31	Por Exceso	20%
	6	240.88	53.88	Por Exceso	29%
	7	234.87	74.87	Por Exceso	47%
Estrato de Arcilla	8	205.11	83.11	Por Exceso	68%
	9	178.27	98.27	Por Exceso	123%
	10	105.65	45.65	Por Exceso	76%
	11	87.44	32.44	Por Exceso	59%
	12	81.14	24.14	Por Exceso	42%
	13	73.25	18.25	Por Exceso	33%
	14	65.47	30.47	Por Exceso	87%
	15	107.78	77.78	Por Exceso	259%
	16	-	-	-	-
	17	-	-	-	-
	18	-	-	-	-
	19	-	-	-	-
20	-	-	-	-	
% Promedio de diferencia					62%



6 - TABLA RESUMEN

Ensayo o Metodología	E Promedio (MPa)	Diferencia promedio	Tipo de Diferencia
Retrocálculo	106.81	-	-
Duncan y Buchignani	37.25	38%	Por Defecto
Ohya et al	14.11	72%	Por Defecto
Kulhawy y Callanan	69.19	64%	Por Defecto
Santos y Correia	161.45	62%	Por Exceso

Z	Duncan y Buchignani	Ohya At Al	Kulhawy y Callanan	Santos y Correia	Promedio	Retrocálculo	ΔE	% ΔE
1			25.25	76.01	50.63	140	89.37	64%
2			75.75	214.82	145.28	250	104.72	42%
3			78.78	216.33	147.55	267	119.45	45%
4			79.79	277.38	178.58	242	63.42	26%
5			80.80	257.31	169.06	215	45.94	21%
6			76.76	240.88	158.82	187	28.18	15%
7			75.75	234.87	155.31	160	4.69	3%
8			60.60	205.11	132.86	122	10.86	9%
9	31.98	22.92		178.27	77.72	80	2.28	3%
10	31.98	14.81		105.65	50.81	60	9.19	15%
11	29.24	12.87		87.44	43.18	55	11.82	21%
12	48.88	12.46		81.14	47.49	57	9.51	17%
13		12.04		73.25	42.65	55	12.35	22%
14	49.30	11.62		65.47	42.13	35	7.13	20%
15		12.04		107.78	59.91	30	29.91	100%
% Promedio de diferencia								28%

Módulo de Elasticidad (E) vs. Profundidad

Módulo de elasticidad (E) (MPa)

