

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA**



**TESIS**

**CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA INTERFASE  
SUELO-ROCA, DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA PETROLERA DE LA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA, LINARES, NUEVO LEÓN.**

**PRESENTA**

**MANUEL JESÚS RAMÍREZ LIGONIO**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL GRADO DE  
MAESTRÍA EN CIENCIAS GEOLÓGICAS**

**FEBRERO, 2017**



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA**



LA TESIS

**CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA INTERFASE  
SUELO-ROCA, DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA PETROLERA DE LA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA, LINARES, NUEVO LEÓN.**

ELABORADA POR

**MANUEL JESÚS RAMÍREZ LIGONIO**

HA SIDO ACEPTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA  
OPTAR AL GRADO DE

**MAESTRO EN CIENCIAS GEOLÓGICAS**

Vo. Bo.  
**DIRECTOR DE TITULACIÓN**

---

**M.C. EFRAÍN ALVA NIÑO**

**LINARES, NUEVO LEÓN, MÉXICO**

**FEBRERO, 2017**



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**  
**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA**



LA TESIS

**CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA  
INTERFASE SUELO-ROCA, DEL EDIFICIO DE INGENIERÍA  
PETROLERA DE LA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA,  
LINARES, NUEVO LEÓN.**

ELABORADA POR  
**MANUEL JESÚS RAMÍREZ LIGONIO**

HA SIDO ACEPTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA  
OPTAR AL GRADO DE  
**MAESTRO EN CIENCIAS GEOLÓGICAS**

Vo. Bo.  
**COMITÉ DE TITULACIÓN**

---

**M.C. EFRAÍN ALVA NIÑO**

---

**DR. FABIAN R. RUVALCABA AYALA**

---

**DR. FRANCISCO MEDINA BARRERA**

**LINARES, NUEVO LEÓN**

**FEBRERO 2017**

Por este medio declaro bajo protesta que el presente trabajo ha sido realizado de manera personal, bajo el apoyo y recomendaciones del Comité Titulación, utilizando únicamente los medios y procedimientos descritos en el mismo. Toda la información extraída de la literatura ha sido debidamente citada.

Manuel Jesús Ramírez Ligonio

Febrero, 2017.



## **DEDICATORIA**

A mi madre, por creer siempre en mí, a pesar de los grandes defectos que siempre ha demostrado mi persona. Por guiarme en este sendero que es la vida y enseñarme que no queda más que ver hacia delante con la mirada en alto, y de estar orgulloso de lo que somos y del lugar donde venimos.

A mi hermana Sayde, por comprender mi hambre de conocimiento y permitirme partir lejos del hogar llenando el vacío que pudiera provocar mi ausencia.

Y a todas aquellas personas que compartan la misma pasión que yo siento por la Ingeniería Geológica, y comprendan que la verdadera cimentación de cualquier obra civil es el terreno donde se desplantan sus cimentaciones.

# AGRADECIMIENTOS

A **Dios** sobre todas las cosas.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)** por el apoyo económico durante mis dos años de estancia en el posgrado.

A la **Universidad Autónoma de Nuevo León**, junto a las Facultades de Ciencias de la Tierra y de Ingeniería Civil por permitirme la realización de las pruebas experimentales.

A mi Director de Tesis, el **M.C. Efraín Alva Niño**, quien dio pauta para la elaboración de esta tesis y fue guía en el entendimiento de la geología aplicada a los problemas de Ingeniería Civil.

A mi Co-asesor, el **Dr. Fabián R. Ruvalcaba Ayala**, por compartir sus conocimientos en las propiedades mecánicas de los materiales y en el modelado del método del Elemento Finito.

A mi Co-asesor, el **Dr Francisco Medina Barrera**, por sus consejos en la elaboración de esta tesis y de sus conocimientos en análisis estructural.

A mi estimadísimo **Dr. Fernando Velasco Tapia**, por todas sus frases motivacionales durante su mandato como Subdirector del Posgrado de Ciencias de la Tierra y su conocimiento invaluable en la geoestadística.

A todo el personal docente de la institución, en especial al **Dr. Oscar Mario Romero de la Cruz** y al **Lic. Roberto Soto Villalobos**, me es grato que hayan compartido con un servidor gratos momentos.

A mi novia **Jennifer Carolina Vasconcelos Martínez**, por acompañarme todo este tiempo y apoyarme cuando más lo necesitaba.

A las personas que me ayudaron en el trabajo de campo principalmente a los **M.C. Dario Torres, Eduardo Alemán** y **Adrián Salinas** gracias por compartir su conocimiento, además de mis amigos **Carlos de los Santos** y **Laura Gonzales**.

Al equipo de **Football Americano de los Sables**, por permitirme jugar y entrenar a su lado una experiencia inolvidable.

Muchas gracias mis amigos Jorge, Simón, Cristian, Salvador, Xavier, Jesús Salazar, Manuel Reyes, Ana, Jovany, Carlos, Miriam, Magdaleny, Ángelo, Gerardo, Sahid, Fermín, Jesús Cruz, Immer, Sonia, Moisés, Charlie, Luis, Grecia, Jose Olivares, Denisse, Héctor, Paulina, Stephanie, Patricia, Victor, Alexis, Tony, Jozsef, y Rodolfo Platas. Mil gracias.

---



---

## CONTENIDO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>i</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>v</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>vi</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>vii</b>
<b>1. GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1 <i>INTRODUCCIÓN</i> .....	1
1.2 <i>HIPÓTESIS</i> .....	2
1.3 <i>JUSTIFICACIÓN</i> .....	3
1.4 <i>MARCO TEÓRICO</i> .....	4
1.5 <i>OBJETIVO GENERAL</i> .....	7
1.6 <i>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</i> .....	7
1.7 <i>ZONA DE ESTUDIO</i> .....	7
1.8 <i>METODOLOGÍA</i> .....	8
1.9 <i>ANTECEDENTES</i> .....	10
<b>2 MARCO GEOLÓGICO.....</b>	<b>14</b>
2.1 <i>GEOLOGÍA REGIONAL</i> .....	14
2.2 <i>HIDROLOGÍA</i> .....	18
2.3 <i>GEOLOGÍA LOCAL</i> .....	20
2.3.1 Formación San Felipe (Coniaciano Superior – Santoniano) .....	20
2.3.2 Formación Méndez (Campaniano – Maastrichtiano).....	21
2.3.3 Sedimentos fluviales .....	24
2.3.4 Suelos .....	26
2.4 <i>ESTRATIGRAFÍA LOCAL</i> .....	28

---



---

<b>3</b>	<b>PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>30</b>
3.1	<i>ESFUERZO Y DEFORMACIÓN .....</i>	30
3.2	<i>RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....</i>	33
3.2.1	Relación esfuerzo-deformación de los suelos.....	36
3.2.2	Relación esfuerzo-deformación de las rocas.....	38
3.3	<i>MUESTREO Y PRUEBAS DEL SUELO Y ROCA. ....</i>	40
3.4	<i>RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LA INTERFAZ SUELO-ROCA .....</i>	43
3.4.1	Suelo.....	43
3.4.2	Roca.....	45
3.4.3	Ajuste de las curvas.....	47
3.4.4	Verificación de los diagramas esfuerzo-deformación.....	58
<b>4</b>	<b>CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DE LA INTERFAZ SUELO-ROCA.....</b>	<b>63</b>
4.1	<i>MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS .....</i>	63
4.1.1	Nodos y Elementos.....	64
4.1.2	Funciones de Forma .....	66
4.1.3	Enfoque de energía potencial .....	69
4.1.4	Rigidez del elemento.....	70
4.1.5	Términos de fuerza.....	71
4.2	<i>COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA ISR .....</i>	73
4.2.1	Geometría de la ISR.....	74
4.2.2	Materiales de la ISR.....	75
4.2.3	Mallado de la ISR.....	79
4.2.4	Diagrama esfuerzo-deformación de la ISR .....	80
4.3	<i>ASENTAMIENTOS EN LA ISR .....</i>	84
4.3.1	Análisis de cargas .....	84
4.3.2	Sumatoria de las cargas.....	89
4.3.3	Geometría de la estratigrafía debajo del EIP .....	90
4.3.4	Modelado de la ISR.....	91
4.4	<i>VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS .....</i>	95

<b>5 CONCLUSIONES.....</b>	<b>100</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>103</b>
<b>ANEXO I.....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXO II.....</b>	<b>110</b>
<b>ANEXO III .....</b>	<b>114</b>
<b>ANEXO IV .....</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO V .....</b>	<b>125</b>
<b>ANEXO VI .....</b>	<b>145</b>
<b>ANEXO VII.....</b>	<b>162</b>

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 1

- Figura 1.1** Formación de las interfases suelo-roca por medio de suelos transportados y residuales. (Modificado de Gonzales de Vallejo, 2002) 1
- Figura 1.2** Afloramiento de la Formación Méndez, dentro de la Instalaciones de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL. 3
- Figura 1.3** Zapatas Aisladas con asentamientos diferenciales, produciendo efectos negativos en un marco rígido. 4
- Figura 1.4** Esfuerzos producidos en un suelo por una zapata circular (modificado de Khennane, 2013) 6
- Figura 1.5** Periferia de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL (perímetro amarillo punteado) y el edificio a estudiar en esta Tesis (polígono con trazas diagonales rojas) (Imagen extraída de Google Earth) 8
- Figura 1.6** El problema de Boussinesq obtiene los esfuerzos en un punto A, producidos por una carga concentrada P. (Modificado de Badillo y Rico, 2010) 10
- Figura 1.7** Contornos de los bulbos de presión en una roca producidos por una carga lineal, determinados con las ecuaciones de Goodman, 1980. Capas con buzamientos de 90° y 30° (Duncan, 1992) 12
- Figura 1.8** Distribución de los desplazamientos en una columna de roca con estratos buzando con diferentes ángulos: (a) 30°, (b) 45° y (c) 60°. (extraído de la tesis doctoral de Dehkordi, 2008) 13

### Capítulo 2

- Figura 2.1** Geología regional del área de estudio, (modificado del Servicio Geológico Mexicano, 2008). 15
- Figura 2.2** Representación de las provincias Fisiográficas presentes en Nuevo León (Modificado del INEGI, 2013) 17
- Figura 2.3** Cuenca Hidrológica del Río Pablillo, (modificado de Dávila, 2011) 18
- Figura 2.4** Configuración piezométrica del área urbana de Linares hasta la PJLP, para Marzo 2009 (Dávila, 2011). 19
- Figura 2.5** (a) Estratigrafía presente en la zona (b) Fracturas rellenas de suelo de la Fm. Méndez. 21
- Figura 2.6** (a) Se presenta un plano (azul punteada) estratificación promedio de la Fm. Méndez en varios puntos entre Linares y la SMO, principalmente en afloramientos de los ríos (Dávila, 2011). (b) Planos de estratificación promedio de estratificaciones (azul punteada) y fracturas (amarillo sólido) 24
- Figura 2.7** Estratigrafía de las terrazas de la T-1 a T-3, sin escala (modificado de Galván 1996). 25

<b>Figura 2.8</b> Estratigrafía de los suelos presente por debajo de la zapatas aisladas del EIP.	26
<b>Figura 2.9</b> Carta de Plasticidad de la USCS, donde se colocan los 3 horizontes de suelo encontrados por debajo del EIP.	27
<b>Figura 2.10</b> (a) Estratigrafía presente debajo del edificio, (modificado de Infante, 2010). (b) Espesor de la Interfase Suelo Roca por debajo de cada Zapata (Extraído del Surfer®), los cuadrados con cruces y equis representan las zapatas en estudio.	29
<b>Capítulo 3</b>	
<b>Figura 3.1</b> (a) Partícula en equilibrio sometida a un número finito de fuerzas (b) Corte transversal de la partícula con fuerzas internas sobre la sección, producidas por las fuerzas externas (modificado de Hibbeler, 2011).	31
<b>Figura 3.2</b> (a) Partícula sin deformación, (b) Partícula deformada (modificado de Mase, 1970).	32
<b>Figura 3.3</b> Diagrama esfuerzo-deformación de un material idealizado (modificado de Das, 2008).	33
<b>Figura 3.4</b> Representación del coeficiente de Poisson como la relación entre la deformación en x sobre y (modificado de Fitzgerald, 1996).	34
<b>Figura 3.5</b> Diagramas esfuerzo deformación de diversos materiales: (a) vidrio, (b) caucho natural, (c) acero convencional y (d) concreto (sin escala) (incisos b, c y d modificados de Hibbeler, 2011; a modificado de Monfared, 2015).	35
<b>Figura 3.6</b> Gráficas esfuerzo desviador-deformación (a) arena suelta (línea sólida) y una arena densa (línea guiones). (b) Arcilla normalmente consolidada (línea sólida) y arcilla sobre consolidada (línea guiones) (Das, 2008).	36
<b>Figura 3.7</b> Gráfica esfuerzo-deformación de una roca, (sin escala) (modificado de Goodman, 1989)	38
<b>Figura 3.8</b> Etapas de deformación de una roca según Griffith, cada una representa un rango de la curva esfuerzo deformación de la figura 3.7, (modificado de Twiss & Moores, 1992)	40
<b>Figura 3.9</b> Proceso de muestreo y fabricación de probetas: (a) Muestra inalterada de suelo con excavación a cielo abierto (b) Muestras de roca con excavación a cielo abierto (c) Extracción de núcleos con barrena. (d) Núcleos de lutita nivelados con cortadora.	41
<b>Figura 3.10</b> (a) Equipo utilizado para prueba uniaxial a compresión marca Instron 600DX, utilizado para las pruebas. (b) Gráfica esfuerzo deformación obtenida a partir de la prueba uniaxial a compresión, junto con los parámetros obtenidos de este (González de Vallejo, 2002).	42
<b>Figura 3.11</b> Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de suelo II, eje de la abscisas deformación unitaria (mm/mm) y eje de la ordenadas esfuerzo en kPa (kilopascal)	43
<b>Figura 3.12</b> Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de Roca II, eje de la abscisas deformación unitaria (mm/mm) y eje de la ordenadas esfuerzo en kPa (kilopascal)	45
<b>Figura 3.13</b> Dos tipos de comportamiento de la lutita de la ISR: Frágil y Frágil-dúctil.	46
<b>Figura 3.14</b> Normalización de las gráficas esfuerzo-deformación al origen. Se observa la gráfica original y la gráfica normalizada de la muestra de roca II.	47
<b>Figura 3.15</b> Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de suelo 2.	49

<b>Figura 3.16</b> Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de Roca II.	50
<b>Figura 3.17</b> Gráficas esfuerzo-deformación de las 7 muestras de suelo y la curva representativa del suelo de la ISR.	51
<b>Figura 3.18</b> Gráficas esfuerzo-deformación de las 11 muestras de Roca y la curva representativa de la lutita de la ISR.	52
<b>Figura 3.19</b> Gráfica esfuerzo-deformación de la región plástica de la muestra de suelo 2	53
<b>Figura 3.20</b> Gráfica esfuerzo-deformación rango plástico de las muestras de Suelo, con datos ajustados y la curva del rango plástico representativa de los suelos de la ISR.	54
<b>Figura 3.21</b> Curvas esfuerzo-deformación de cada una de las muestras de suelo (Líneas punteadas) y curva esfuerzo-deformación representativa del suelo de la ISR	55
<b>Figura 3.22</b> Gráfica esfuerzo-deformación del rango plástico de la muestra de Roca II.	56
<b>Figura 3.23</b> Gráfica esfuerzo-deformación rango plástico de las muestras de Roca.	57
<b>Figura 3.24</b> Curvas esfuerzo-deformación de cada una de las muestras de Roca y curva esfuerzo-deformación representativa de los bloques de lutita de la ISR	58
<b>Figura 3.25</b> Gráficas Esfuerzo deformación de diferentes tipos de suelos, probados por medio de compresión uniaxial no confinada y la gráfica esfuerzo deformación del suelo de la ISR.	59
<b>Figura 3.26</b> Gráficas esfuerzo-deformación de lutitas de la Formación Xujiahe, en China (Zhang, 2015). Comparadas con la gráfica esfuerzo deformación de la Lutita de la ISR de la Formación Méndez, Linares, México.	61
<b>Figura 3.27</b> Gráficas Esfuerzo-Deformación de los materiales que integran la Interfase Suelo Roca.	62

## Capítulo 4

<b>Figura 4.1</b> (a) Descripción de los distintos tipos de elementos de línea, área y volumen con sus respectivos números de nodos. (b) Discretización de un cuerpo en elementos y nodos (modificado de Madenci & Guven, 2006)	65
<b>Figura 4.2</b> Representación de un elemento finito de forma triangular, con dos grados de libertad en cada nodo (modificado de Chandrupatla & Belegundu, 1999)	66
<b>Figura 4.3</b> Probeta de la ISR, con geometría de la geología estructural, una presión a compresión y confinamiento, simulando una prueba a compresión uniaxial (imagen extraída de Abaqus®)	74
<b>Figura 4.4</b> (a) Criterio plástico Lineal, de Drucker-Prager, que relaciona el esfuerzo desviador y el esfuerzo principal específico, para obtener el ángulo de fricción interna y cohesión del material (b) Aplicación del criterio de Drucker-Prager con los resultados	77
<b>Figura 4.5</b> (a) Mallado de la probeta de la ISR (imagen extraída de ABAQUS®). (b) Tipos de elementos utilizados en el modelo.	79
<b>Figura 4.6</b> Gráfica esfuerzo-deformación de la ISR, obtenida mediante el programa ABAQUS®	81
<b>Figura 4.7</b> Contorno de los desplazamientos horizontales (U1) de la probeta de la ISR a una presión axial de 68.9 kPa (extraído de ABAQUS®).	82



- 
- 
- Figura 4.8** Distribución de la deformación vertical (E22) en la probeta de la ISR a diferentes presiones: (a)60 kPa, (b) 66 kPa y (c) 68.9 kPa 83
- Figura 4.9** Plano en planta del Edificio de Ingeniería Petrolera (EIP), Las líneas de color azul representan los muros de inmueble, los cuadrados rojos cada una de las columnas que soportan el edificio, Las líneas verde (eje 2) y amarilla (eje D) representan las columnas que se analizarán en esta tesis, (Plano realizado en AutoCAD®, escala 1:300) 85
- Figura 4.10** Representación de un 1m<sup>2</sup> de la losa aligerada con barblock del EIP. 86
- Figura 4.11** Descripción de las armaduras que sostienen las estructuras de losa acero, la longitud de cada elemento es de 15m. 87
- Figura 4.12** Áreas tributarias de las zapatas de los primeros tres ejes horizontales I, II y III 89
- Figura 4.13** Mallado de la Estratigrafía por debajo del EIP, incluyendo a la ISR y a la Formación Méndez (imagen extraída de ABAQUS®) 92
- Figura 4.14(a)** Geometría de la estratigrafía, presente por debajo de la Zapata G-II, con sus condiciones de frontera y fuerzas externas (b) Distribución de esfuerzos en kPa (c) Distribución de los desplazamientos verticales (Imágenes modificadas del ABAQUS®)93
- Figura 4.15** (a) Perfil “II” (b) Perfil “D”. Se muestran los diferentes desplazamientos por debajo de las zapatas del EIP, con un aumentado 50 veces su valor original para apreciar la diferencia entre ellos (perfiles a escala 1:300 extraídos de AutoCAD). 94
- Figura 4.16** (a) Composición básica de un talud de una presa de tierra en Tangjiashan (b) Representación de la distribución de todas las partículas de la mezcla Suelo Roca en un modelo bidimensional del método de los elementos discretos (XU, 2016). 95
- Figura 4.17** (a) Diagrama esfuerzo-deformación de las pruebas triaxiales del suelo (iconos vacíos) y la mezcla suelo-roca (línea continua) de Tangjiashan y del suelos del mismo lugar (modificado de XU, 2016) (b) Diagrama esfuerzo deformación del suelo de la ISR y del suelo de la ISR. 96
- Figura 4.18** (a) Representación de los bulbos de presión por debajo de la Zapata G-II (b) distribución líneas isobáricas (bulbos de presión) en estratos con buzamiento de 30° (modificado de Goodman , 1989) 97
- Figura 4.19** Fracturamiento producido por el asentamiento diferencial en la Zapata D-III 98
- Figura 4.20** Fracturamiento producido por el asentamiento diferencial en la Zapata D-4 99

---



---

## LISTA DE TABLAS

### Capítulo 2

<b>Tabla 2-1</b> Perfiles de meteorización, según varios autores (modificado de Gonzales de Vallejo, 2002).	22
---	----

### Capítulo 1

<b>Tabla 3-1</b> Cálculo del parámetro “A” para muestra de suelo 2	49
<b>Tabla 3-2</b> Cálculo del parámetro “A” de la muestra de Roca II.	50
<b>Tabla 3-3</b> Cálculo del módulo de Elasticidad del suelo de la ISR	51
<b>Tabla 3-4</b> Cálculo del módulo de Elasticidad de la Roca de la ISR	52
<b>Tabla 3-5</b> Cálculo de los parámetros “A” y “B” de la muestra de suelo 2.	54
<b>Tabla 3-6</b> Cálculo del parámetro “A” para la región plástica de la ISR.	54
<b>Tabla 3-7</b> Cálculo de parámetros “A”, “B” y “C” para la muestra de roca II.	57
<b>Tabla 3-8</b> Cálculo de los parámetros “B” y “C” de bloques de lutita de la ISR.	57

### Capítulo 1

<b>Tabla 4-1</b> Elementos de conectividad de los nodos de un elemento finito.	66
<b>Tabla 4-2</b> Parámetros mecánicos del Suelo de la ISR	78
<b>Tabla 4-3</b> Parámetros mecánicos de la Lutita de la ISR	78
<b>Tabla 4-4</b> Relación esfuerzo-deformación de la ISR, junto con módulo de elasticidad y Poisson en cada punto.	80
<b>Tabla 4-5</b> Operaciones correspondientes para obtener el peso en kg de la losa del EIP, por metro cuadrado	86
<b>Tabla 4-6</b> Sumatoria de las cargas que actúan sobre la Zapata G-II	90
<b>Tabla 4-7</b> Parámetros mecánicos de la Lutita de la Formación Méndez.	91

## RESUMEN

Este trabajo está enfocado a establecer un análisis de la deformación en una Interfase Suelo-Roca (ISR), la cual se encuentra confinada por una formación rocosa, dicha deformación es producida por la aplicación de cargas estacionarias, en este caso producidas por el Edificio de Ingeniería Petrolera (EIP) de la Facultad de Ciencias de la Tierra UANL.

Dicho análisis fue desarrollado por medio de la técnica del método de Elementos Finitos empleando el software llamado ABAQUS®, donde las fases suelo-roca pueden ser simuladas con características elásticas y geométricas, y a su vez las cargas aplicadas a este sistema pueden variar de manera que se necesite o se encuentre predispuesta por el edificio.

Para concluir, se aplica este método para justificar la presencia de agrietamientos en un edificio que cuenta con las características necesarias para comprobar esta propuesta.

## **ABSTRACT**

This work is focused to establish a strain analysis of a Soil-Rock Interface (ISR for its acronym in spanish), which its confined by a rock formation, this strain is produced by the application of stationary forces, in this case produced by the Petroleum Engineering Building (EIP for its acronym in spanish) in the Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.

The analysis was developed by the Finite Element method using the software called ABAQUS®, where the Soil-Rock phases can be simulated with elastics and geometries properties, and the same time the applied forces can be modified in the way that is needed.

To conclude, this method is applied to justify the presence of cracking in a building that count with the required features to check this proposal.

# CAPÍTULO 1

## 1. GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

En esta tesis, el término de “Interfase”, es referido a la porción de la formación rocosa intemperizada (en nuestro caso la Fm. Méndez), debido a que si se considera el suelo por encima de la roca como una fase y la roca en si como otra fase distinta, el intemperismo de la roca, queda entre estas dos fases.

Las zonas donde tenemos afloramientos de cualquier tipo de roca, dan lugar a este tipo de interfaces someras, en las que el transporte de los sedimentos producidos por la erosión, permite la creación de suelos de origen ajeno a la roca, donde estos se depositan (suelos transportados).

También se pueden encontrar interfases creadas por la descomposición de la roca misma (suelos residuales), sin embargo el avance de esta descomposición se realiza en un rango intermedio, lo suficiente para que la roca se encuentre a una profundidad específica (González de Vallejo, 2002) (Figura 1.1).

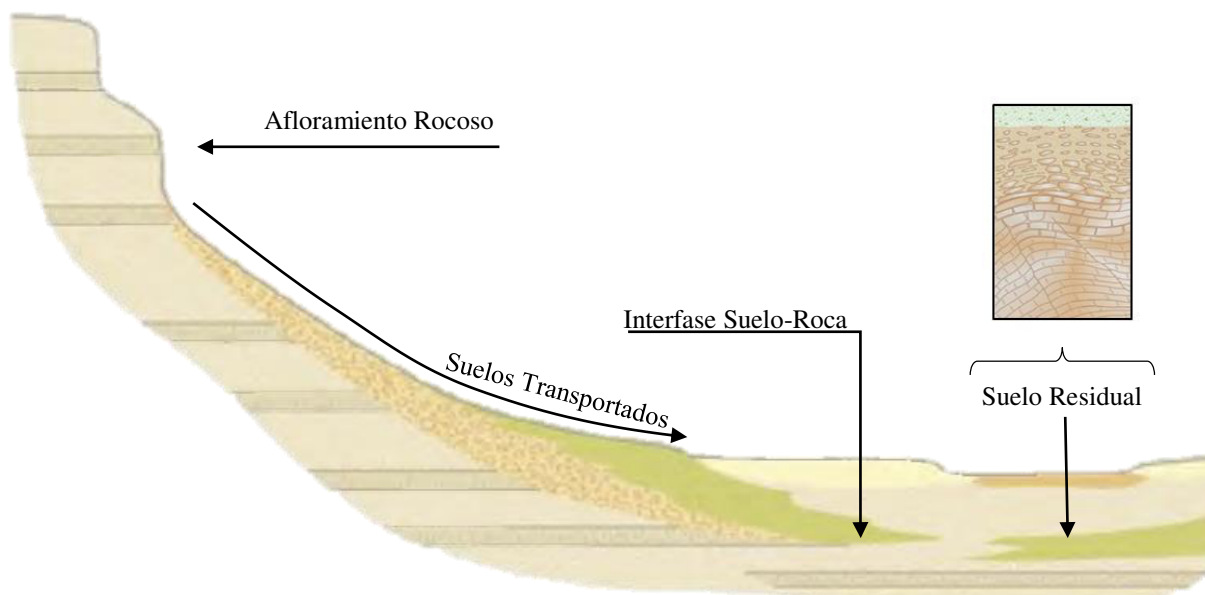


Figura 1.1 Formación de las interfases suelo-roca por medio de suelos transportados y residuales. (Modificado de Gonzales de Vallejo, 2002)

Normalmente cuando la roca se encuentra muy cerca de la superficie, el tipo de cimentación a utilizar tenderá a entrar en contacto con la roca; es decir, se procurará que las cargas producidas por el edificio sean transferidas a esta, ya que esta posee una capacidad de carga mucho mayor que la mayoría de los suelos existentes.

Pero, ¿qué ocurriría, si esta roca se encuentra a cierta profundidad, de tal manera, que al construir las cimentaciones en contacto con la roca ya no sea económico? O en su defecto se dimensiona mal las profundidades de las excavaciones o el hincamiento de los pilotes. En estos casos es donde este tipo de análisis es necesario.

Es importante mencionar que el desarrollo del cálculo de asentamiento en una ISR es un tema poco estudiado en la actualidad, normalmente se estudia cada uno de estos temas por separado; lo mismo sucede en el desplante de cimentaciones.

Entonces, el hecho que se considere la roca, junto con su fracturamiento, es algo nuevo en el cálculo de asentamientos en edificios, por lo que este estudio pionero, no solo integra el conocimiento que de esfuerzos y deformaciones en suelos y rocas, si no que abre una ventana a nuevas investigaciones con la integración de ambos.

La innovación que dará este estudio se resume, en comparación a estudios anteriores, a proporcionar a la roca (que se encuentra muy cerca de la cimentación) características elásticas o simplemente tener en cuenta que ésta (la roca), al igual que todos los materiales, se deforma, y más cuando se presentan grados de fracturamiento muy altos y su capacidad de carga disminuye, para así finalmente, dar resultados más precisos para diseñar las cimentaciones.

## **1.2 HIPÓTESIS**

El asentamiento total que se produce en un edificio con cimentaciones superficiales desplantadas en una interfase suelo-roca, es producido no solo por los desplazamientos de las partículas del suelo, si no también, por el desplazamiento de las partículas de la roca principalmente en ellas donde se tiene un fracturamiento intenso.

### 1.3 JUSTIFICACIÓN

El Noreste de México está caracterizado por un rasgo orográfico denominado Sierra Madre Oriental, la cual permite el afloramiento principalmente de rocas carbonatadas del Cretácico. Específicamente las rocas de interés de este trabajo son las que corresponden a la Formación Méndez (Campaniano – Maastrichtiano), una lutita gris muy fracturada que corona la estratigrafía de la Sierra Madre Oriental.

Al ser la Formación Méndez (Figura 1.2), la formación aflorante que predomina en esta región, la roca que se presente en la mayoría de la interfases suelo-roca corresponderá a la formación mencionada.

Otro rasgo característico de la zona, de manera ingenieril, es la construcción de cimentaciones de edificios a partir de zapatas aisladas (Figura 1.3), las cuales siempre deben diseñarse de tal manera que no se produzcan asentamientos diferenciales que puedan debilitar estructuralmente el edificio (fallas estructurales) o no permitan desarrollar las funciones para las que fue construido el edificio (fallas de servicio).



Figura 1.2 Afloramiento de la Formación Méndez, dentro de las instalaciones de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.

Con el cálculo de los asentamientos de zapatas aisladas en suelos donde las rocas estén muy próximas al desplante de la cimentaciones, es posible optimizar las dimensiones de las zapatas para que el asentamiento sea el mínimo o en su defecto sea lo menos diferente con respecto a las otras zapatas; es decir, que el asentamiento del edificio sea un asentamiento total y no diferencial.

Con este criterio se pueden reducir costos en la construcción, ya que se dimensionarían las cimentaciones más eficientemente y se evitaran daños en la estructura que no permitan el correcto uso de las instalaciones o en el peor de los casos, ponga en riesgo a los ocupantes del inmueble.

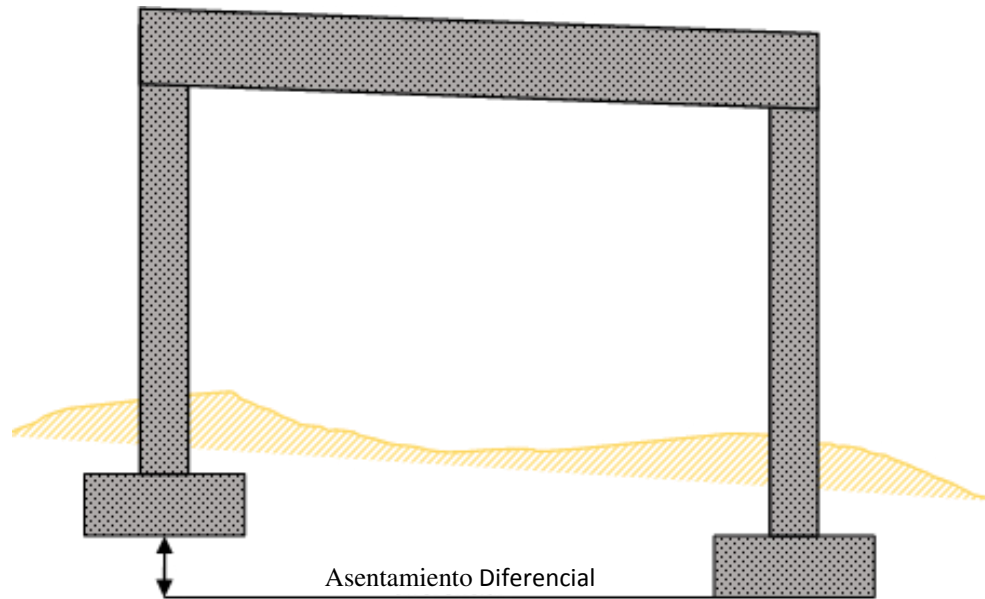


Figura 1.3 Zapatas Aisladas con asentamientos diferenciales, produciendo efectos negativos en un marco rígido.

#### ***1.4 MARCO TEÓRICO***

El comportamiento de los esfuerzos en la masa del suelo, es una de las preguntas que más inquieta en la ingeniería civil, mecánica de suelos e ingeniería geológica, y más inquietante es el hecho de conocer cómo se comporta en presencia de varias capas. Sobre todo, cuando el material presenta un fracturamiento intenso.

Primero, se debe entender que el suelo y la roca son materiales que desde un punto de vista estructural o elástico tiene un comportamiento anisotrópico; es decir, no tienen las mismas propiedades elásticas en cualquier dirección que se le aplique una fuerza.



Sin embargo, investigadores, ingenieros y especialistas lo han considerado como isotrópico para cuestiones analíticas. Hasta este momento, estas consideraciones han arrojado resultados muy aproximados y con buenos factores de seguridad, que ha permitido desarrollar obras de infraestructura muy ambiciosas.

Así que bajo esta hipótesis es posible considerar el suelo y la roca como materiales isotrópicos, y con ello, se desarrolla esta idea para implementar un modelo.

Boussinesq (1885), fue el primero en desarrollar una fórmula matemática para poder obtener el valor del esfuerzo en cualquier punto del suelo o de la roca (si está se encuentra sana completamente), y consiste en la pauta para desarrollar modelos bajo diferentes tipos de carga y condiciones de anisotropía de la roca.

En la presencia de varios estratos como se pretende en este trabajo, existen varios modelos a seguir. Respecto al estudio de los suelos se considera como pionero a Burmister (1943), el cual desarrolló unas formulas y gráficas para el cálculo de desplazamientos en sistemas de varias capas. No obstante, este es solo aplicable cuando la capa superior tiene un módulo de elasticidad mayor al de la capa inferior.

Con respecto del estudio de las rocas, el primer trabajo que contempló la orientación y buzamiento de las capas son los trabajos de Goodman (1980), basándose en la fórmulas de Boussinesq. En el caso de sistemas de varias capas se utilizan las fórmulas de Burmister modificadas para rocas por Winterkorn y Fang (1975).

Las respuestas a estos problemas están basadas en encontrar la solución de las ecuaciones diferenciales de equilibrio en todo el cuerpo; donde la suma de los desplazamientos en todas las direcciones  $(x, y)$  es igual a cero.

También estas deben cumplir las condiciones de contorno o de frontera, que se definen, como las fuerzas externas aplicadas al material, junto con los apoyos o restricciones del continuo. Igualmente como deben satisfacer las ecuaciones de compatibilidad, esta última relaciona la distribución de tensiones y la existencia de la funciones de los desplazamientos en las tres direcciones.

Actualmente los trabajos Podio-Guidugli y Favata (2014) proponen una metodología sofisticada para resolver estos problemas; sin embargo, reproducir las propiedades mecánicas y la anisotropía de la roca es algo aún complicado, al momento de introducir estas propiedades, el número de variables que se introducen en las ecuaciones de equilibrio aumenta; y con ello la dificultad de solucionarlas.

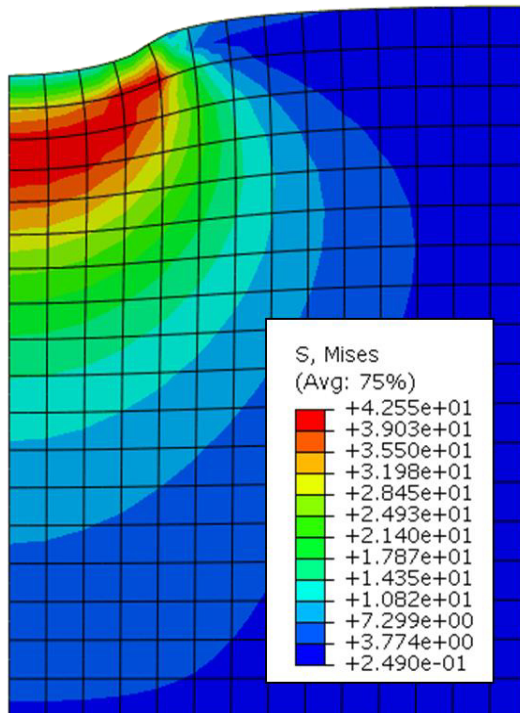


Figura 1.4 Esfuerzos producidos en un suelo por una zapata circular (modificado de Khennane, 2013)

La solución de estos problemas es muy complejo, por lo que no se indagará en encontrar los resultados del problema que se plantea en esta tesis por estos métodos. Para ello, se recurrirá a un método numérico aproximado, llamado método del Elemento Finito (FEM por sus siglas en inglés) (Figura 1.4)

En este método de análisis, se tiene una región compleja, la cual se considera como un elemento continuo, donde este se subdivide en formas geométricas simples llamadas elementos finitos.

Estos elementos en conjunto forman lo que se conoce como un mallado. Las propiedades de los materiales y las relaciones que los gobiernan, son consideradas en cada uno de los elementos y expresada en términos de valores desconocidos en los bordes del elemento.

El ensamblaje también incluye la adición de elementos para formar el modelo, que son las condiciones de frontera. Dando lugar a un conjunto de ecuaciones. Finalmente la solución de estas ecuaciones nos proporcionará el comportamiento interno del cuerpo (Chandrupatla & Belegundu, 1999).

Con todas estas “herramientas” se pretende llegar a una solución del comportamiento interno de una interfase suelo-roca bajo la acción de una zapata. Por último se aplicará toda esta

metodología para demostrar que los asentamientos diferenciales están causando daños estructurales en un edificio de la Facultad de Ciencias de la Tierra de la Universidad Autónoma de Nuevo León.

### ***1.5 OBJETIVO GENERAL***

Encontrar los asentamientos diferenciales producidos por el Edificio de Ingeniería Petrolera (EIP) desplantado sobre zapatas aisladas en una ISR, por medio del análisis de elementos finitos teniendo en cuenta las características mecánicas y estructurales de la roca.

### ***1.6 OBJETIVOS ESPECÍFICOS***

- Caracterizar los suelos y rocas que integran la interfase: composición, tipo, orientación y buzamiento de las capas y diaclasas, espesor de cada estrato, etc., todo esto por medio de excavaciones y métodos geofísicos.
- Determinar por pruebas mecánicas y geofísicas, las características mecánicas del suelo y la roca.
- Desarrollar un modelo en el programa ABAQUS®, donde se contemple la interfase y la orientación de los estratos de la roca para calcular los asentamientos.
- Realizar un análisis estructural de edificio para compararlos con las fracturas presentadas en el edificio.

### ***1.7 ZONA DE ESTUDIO***

La localización de la zona de estudio de este trabajo corresponde al Edificio de Ingeniería Petrolero (EIP) correspondiente a la Facultad de Ciencias de la Tierra, de la Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL). Ubicada en la Ex Hacienda Guadalupe, en el Municipio de Linares, Nuevo León (Figura 1.5).

Cabe destacar que dicho edificio fue construido en dos etapas, separadas por un intervalo de tiempo. En la primera etapa se localiza la cafetería, aulas de Ingeniería Petrolera, área académica administrativa; y la segunda etapa contiene el auditorio, aulas de Posgrado y biblioteca.

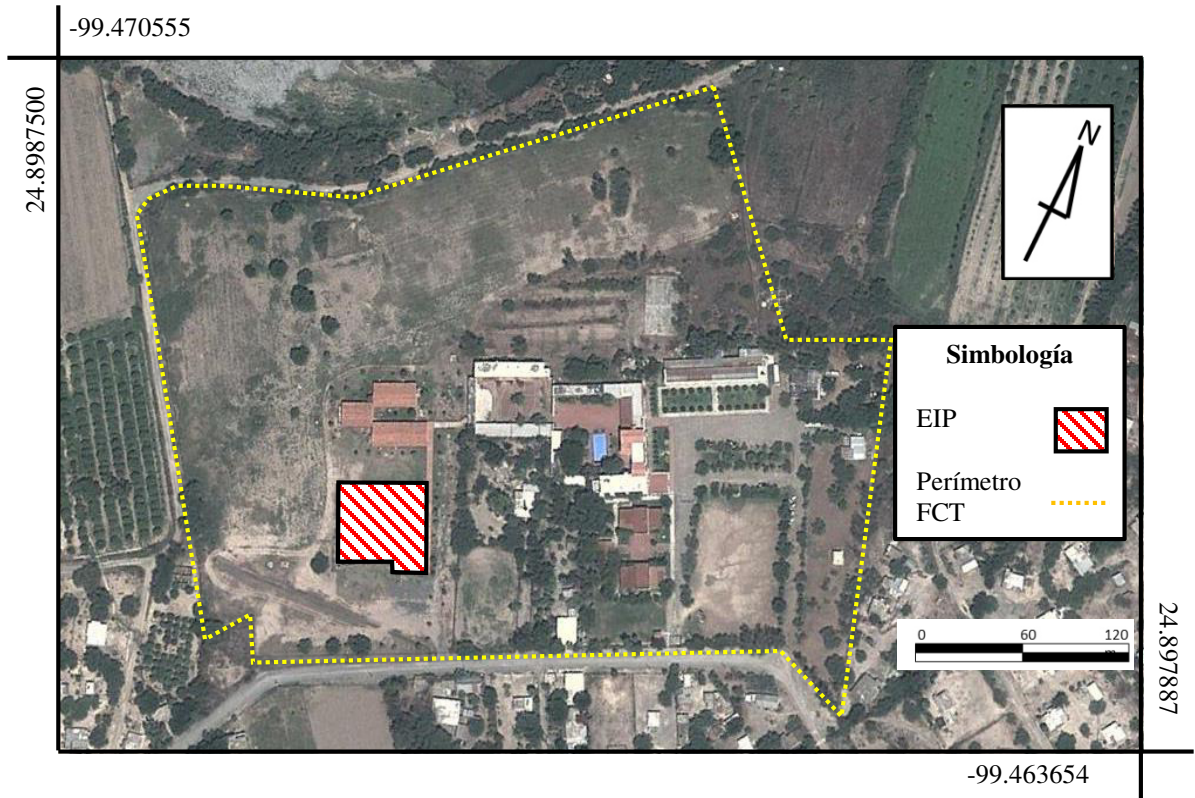


Figura 1.5 Periferia de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL (perímetro amarillo punteado) y el edificio a estudiar en esta Tesis (polígono con trazas diagonales rojas) (Imagen extraída de Google Earth)

## 1.8 METODOLOGÍA

El primer paso de esta investigación, consistió en la **recopilación de información** respecto a aspectos generales de deformación de rocas y suelos. Poulos & Davis (1974), son quienes iniciaron las primeras investigaciones al respecto, pero no tomaron en cuenta las propiedades de la roca, únicamente fue considerada como un elemento indeformable.

Adicionalmente, se deberán comprender conceptos de la teoría de la Elasticidad, del método de Elementos Finitos, de la caracterización del suelo y la roca, entre otros temas.

Las teorías que se plantean en este trabajo, aunque se manejan de forma muy general, pueden ser aplicables para cualquier tipo de suelo y roca (en este caso rocas sedimentarias).

Para la validación de este trabajo se tomará como ejemplo el nuevo edificio de la Facultad de Ciencias de la Tierra, cuya cimentación consta de zapatas aisladas, Por lo que la zona de estudio está localizada en las inmediaciones de dicha facultad en la Ex. Hacienda de Guadalupe del municipio de Linares.

El siguiente paso, consistió en la **caracterización de la litología** que se presenta en la zona a estudiar, por medio de excavaciones a cielo abierto, con la ayuda de estudios geofísicos previos (Infante, 2010; Suárez, 2013). Con estos trabajos también se procederá a determinar a qué profundidad por debajo de cada una de las zapatas aisladas se encuentra la interfase suelo-roca.

Después de extraer las muestras, se procederá a **determinar los parámetros de elasticidad** necesarios para calcular los asentamientos de cada una de las zapatas. Por medio de pruebas experimentales directas (pruebas destructivas) e indirectas (Geofísica).

Las dimensiones finales de las zapatas construidas serán solicitadas al organismo correspondiente de la institución y se validarán con datos adquiridos durante la construcción. Además con los planos arquitectónicos del edificio se podrá determinar el análisis de cargas para cada zapata y con ello, la presión ejercida sobre la ISR.

Una vez obtenidas las propiedades de las muestras en el laboratorio, así como todas las dimensiones y características de la estratigrafía del suelo y la roca. Se utilizarán para el desarrollo de un modelo de interfase suelo roca, con las fuerzas determinadas en el análisis cargas del edificio a la cimentación.

Además de la estratigrafía obtenida bajo cada una de las zapatas, se desarrollará un modelo que simule y determine el estado de esfuerzos y deformaciones con el **método de Elementos Finitos** en una plataforma ABAQUS.

## 1.9 ANTECEDENTES

De los trabajos geotécnicos y geofísicos realizados en la zona de estudio (Infante, 2010; Ruiz-Zuñiga, 2012; Suárez, 2013; Picciotto, 2000), se cuenta con numerosos estudios por penetración estándar realizados en las prácticas de la materia de Mecánica de Suelos en la institución.

Además, se cuenta con tres perfiles realizados por medio de integración de varios métodos geofísicos: eléctricos, gravimétricos y magnetométricos (Suárez, 2013). Un segundo trabajo presenta dos perfiles obtenidos con datos de resistividad y sísmica de refracción en la misma zona, uno paralelo a los del trabajo anterior y uno perpendicular a todos ellos (Infante, 2010).

En el caso de la aplicación de la Teoría de la Elasticidad, en la obtención de esfuerzos y deformaciones en un suelo o roca, se tiene el problema de Boussinesq (Juaréz & Rico, 2010) (Figura 1.6).

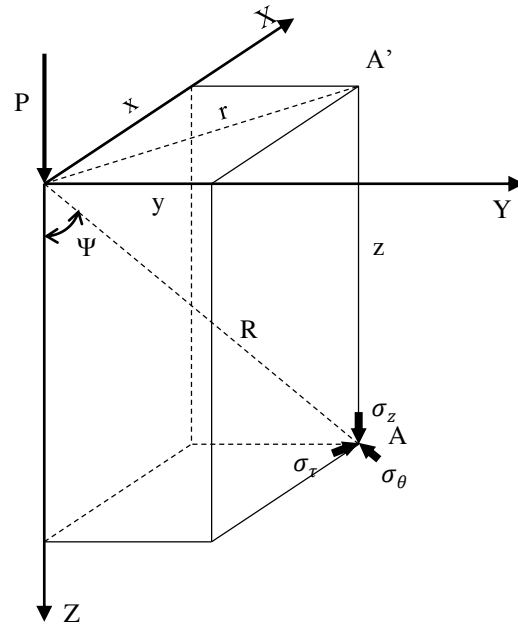


Figura 1.6 El problema de Boussinesq obtiene los esfuerzos en un punto A, producidos por una carga concentrada P. (Modificado de Badillo y Rico, 2010)

Este trabajo es el inicio del resto de los estudios de esfuerzos en la masa del suelo y la roca. Boussinesq (1885), permitió determinar el estado de esfuerzos en cualquier punto de un cuerpo isotrópico y homogéneo, como el suelo, derivado de la aplicación de una carga puntual, en tres dimensiones (Figura 1.6).

De este trabajo se derivan diversos trabajos aplicables a diferentes tipos de carga actuando sobre un suelo, cabe recalcar que solo se contempla un estrato de suelo lo suficientemente ancho para que los esfuerzos no interactúen con otros estratos de suelo o roca, o por otro lado que las cargas sean muy pequeñas.

Se tienen los trabajos de carga puntual horizontal (Cerruti, 1882); concentrada dentro de un cuerpo sólido (Mindlin, 1935), lineal infinita y, distribuida sobre una superficie rectangular (Fadum, 1941), triangular finita (triángulo rectángulo) (Gray, 1948), de superficie circular (Westergaard, 1952), rectangular longitud infinita (Terzaghi, 1956).

También como caso particular se tiene la distribución de esfuerzos en suelos no homogéneos, es decir, que se integran varios tipos de suelos o fases. Este es de utilidad en los terraplenes y carpetas de las carreteras, las formulas fueron propuestas por (Burmister, 1943).

Las fechas en las que se desarrollaron todas estas fórmulas datan entre finales del siglo XIX hasta mediados del XX; es decir, que actualmente se trabaja con fórmulas que se desarrollaron hace aproximadamente 150 años.

Respecto a los últimos trabajos que se han desarrollado se tienen los trabajos de Podio y Favata (2014), los cuales representan una exposición moderna de los problemas mencionados anteriormente.

En el caso de las rocas tiene más o menos el mismo patrón que en los suelo, el problema de Boussinesq es aplicado a una roca sana, isotrópica y homogénea. Así como en el suelo, pero muchos años después, se aplicó este problema en rocas sometidas a diferentes tipos de carga.

Los valores de influencia obtenidos por Winterkorn y Fang, en 1975, fueron usados para aplicar el problema de Boussinesq a cargas distribuidas. También Goodman, 1980, determino las fórmulas para cargas linealmente infinitas en rocas.

En el caso de sistemas de varios estratos de rocas o la aplicación de terraplenes y carpetas sobre la misma, Winterkorn y Fang, (1975) aplicaron los conceptos desarrollados por Peattie y Burmister en 1962 y 1965 respectivamente, pero en rocas.

Por otro lado, Goodman, también en 1980, presentó la distribución de esfuerzos en rocas con anisotropía; es decir, considera el buzamiento y orientación de las capas, en el caso de las rocas sedimentarias (Figura 1.7)

Sin embargo, estos métodos son muy complejos de resolver y aplicarlos a las características geométricas y materiales reales. Por ello no se han desarrollado más estudios de esta forma.

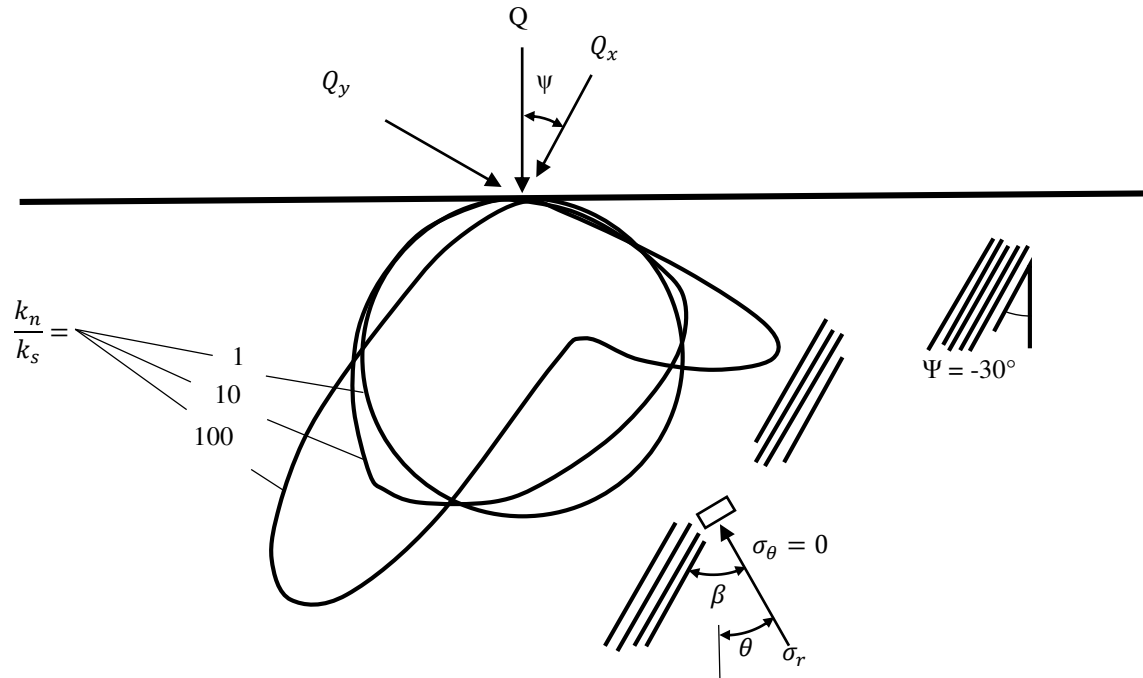


Figura 1.7 Contornos de los bulbos de presión en una roca producidos por una carga lineal, determinados con las ecuaciones de Goodman, 1980. Capas con buzamientos de  $90^\circ$  y  $30^\circ$  (Duncan, 1992)

Con el amplio desarrollo de la informática, métodos numéricos, como el método de los Elementos Finitos (que es el caso de este proyecto), permiten resolver este tipo de problemas de forma efectiva, rápida y con buena aproximación.

La idea de los elementos finitos, no es reciente. El principio de los Elementos Finitos fue aplicado en la antigüedad, Arquímedes (287-212 a. C.) utilizaba este método para calcular los volúmenes de todo tipo de sólidos o la superficie de áreas.

El método de los elementos finitos como se conoce ahora, fue presentado por Turner, Clough, Martin y Topp, en 1956 (Rao, 1982). Los cuales utilizan este método para el análisis de la estructura de una aeronave. Con la llegada de las computadoras digitales, se hizo este método más viable que las soluciones analíticas.

Los primeros trabajos, desarrollados con el método de los elementos finitos en suelos, se tiene el caso de los ingenieros agrónomos Raper & Erbach, (1990) los cuales propusieron un modelo por medio de Elementos Finitos de un suelo bajo una carga de 12 KN aplicados por un disco delgado y con ello marcaron la teoría del comportamiento elastoplástico del suelo.



La utilización de las computadoras es vital para el desarrollo de estos análisis, es por esto que en este trabajo de tesis se contempló el uso del programa ABAQUS. EL análisis de capas de diferentes tipos de suelos fue contemplado por los trabajos de Zhu, en 2004, en el cual se muestra el comportamiento de dos estratos de arcilla, ante la aplicación de cargas.

También se tiene el trabajo de Mosadegh y Nikraz, (2015) el cual resuelve el análisis de una capa de suelo arenoso, y el de dos capas de suelo una de arena y otra de arcilla. Este junto con el desarrollado por Zhu, establecen que los espesores de los estratos juegan un papel muy importante en la distribución de esfuerzos del suelo.

Lo que respecta al análisis de elementos finitos en rocas, y considerando el caso de rocas sana se podría analizar tal cómo se hace con un suelo solo sin ningún fracturamiento; es decir, la roca se encuentra sana. En el caso de que se presenten rocas con anisotropía, se pueden utilizar los conceptos desarrollados por Zienkiewicz, Mayer & Cheung, en 1966 (Jaeger, 1972).

Es importante mencionar que los últimos trabajos desarrollados para anisotropía, se encuentra el trabajo de tesis doctoral de Dehkordi (2008) (Figura 1.8). Donde se abordan a las rocas como un material de varias capas denominado Continuum de Cosserat. En este trabajo se utilizara los conceptos mencionados previamente.

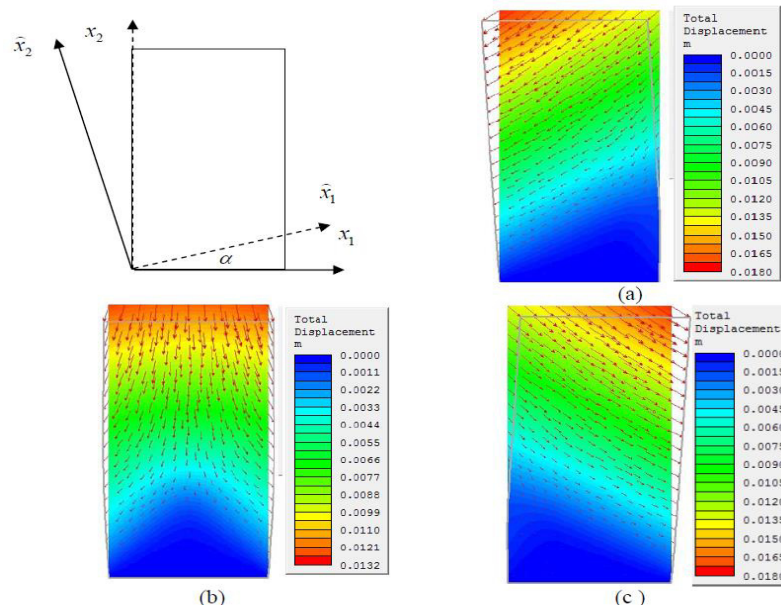


Figura 1.8 Distribución de los desplazamientos en una columna de roca con estratos buzando con diferentes ángulos: (a) 30°, (b) 45° y (c) 60°. (extraído de la tesis doctoral de Dehkordi, 2008)

---

---

## CAPÍTULO 2

### 2 MARCO GEOLÓGICO

El ejido Guadalupe, ubicado en el municipio de Linares, Nuevo León, corresponde a la provincia fisiográfica denominada como la Planicie Costera del Golfo de México (PCGM), (De León, 2015).

Esta provincia comprende la porción central del estado de Nuevo León, en este estado limita al Oeste con la Sierra Madre Oriental (SMO) y al noroeste con la Gran Llanura Norteamericana (INEGI, 1986).

Esta llanura se encuentra interrumpida por las sierras de Tamaulipas y San Carlos-Cruillas (SCC). En el caso de la zona de estudio, se encuentra encajonada por la SMO y la SSC. (Figura 2.1)

#### 2.1 GEOLOGÍA REGIONAL

La PCGM se encuentra confinada en el área de estudio, al oeste, por la provincia de la SMO, donde se observa una secuencia de rocas sedimentarias, en su mayoría calizas, las cuales se encuentran plegadas y cabalgadas, como producto de la Orogenia Laramide.

La orientación de todas las estructuras de la SMO, varían en toda su longitud, así como la longitud de onda de sus pliegues. Sin embargo, para su estudio, se ha dividido en seis sectores; en donde, nuestra área de estudio comprende al Sector Saliente de Monterrey (Eguiluz, 2000).

Este sector, se caracteriza por la presencia de grandes espesores de yesos y anhidrita entre el basamento y las rocas sedimentarias del cretácico, lo que produce una deformación de tipo “thin skinned”.

Al oeste de la ciudad de Linares existen varias cabalgaduras, entre ellas quizás la más importante, es la cabalgadura Hualahuises-Linares, que forma parte de la Cabalgadura Frontal (Padilla y Sánchez, 1985) de la SMO. La explicación de estas cabalgaduras es aún incierta.

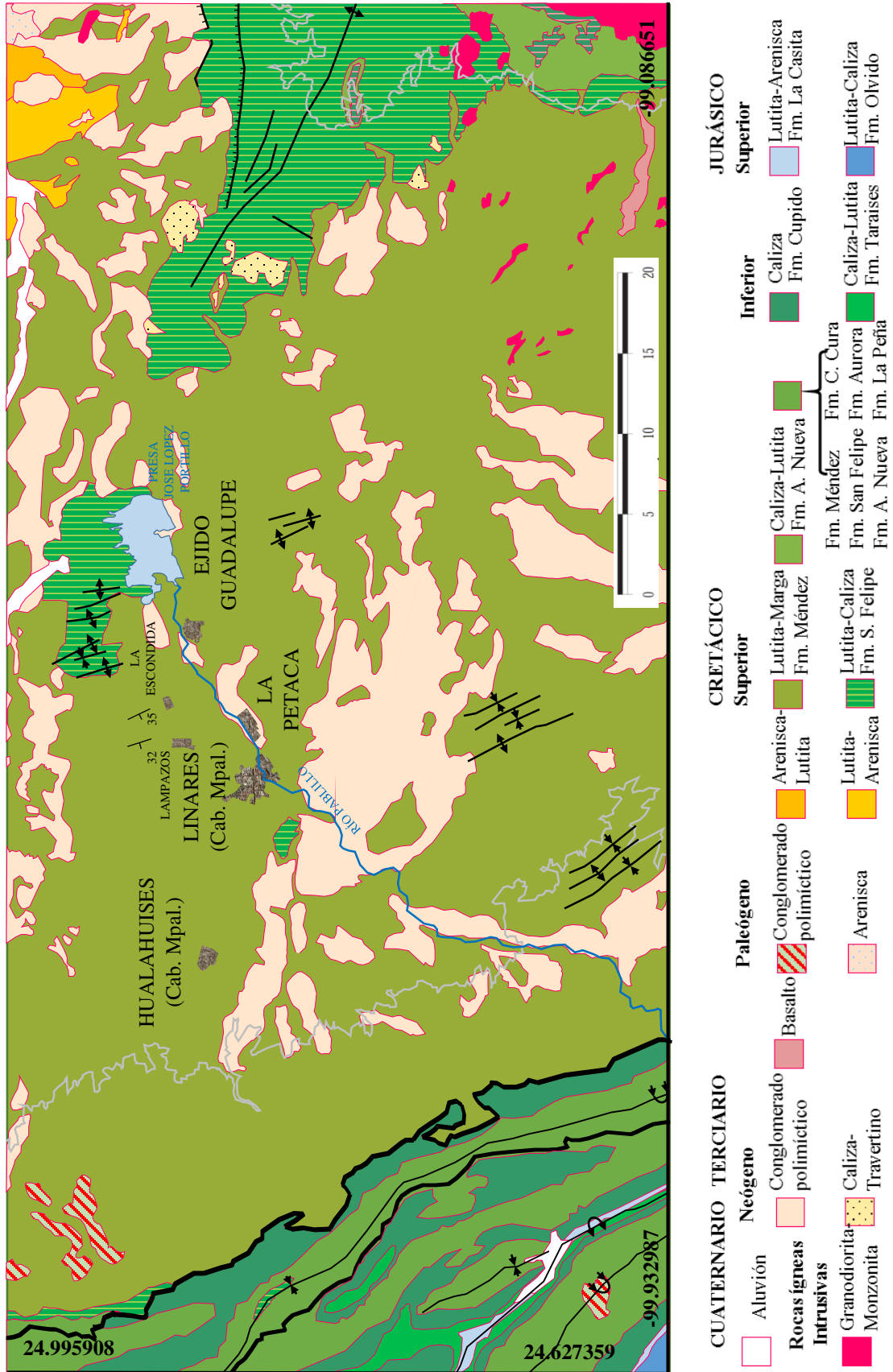


Figura 2.1 Geología regional del área de estudio, (modificado del Servicio Geológico Mexicano, 2008).

Marrett y Aranda, en 1999, la atribuye a un pliegue roto por despegue. También se asume que estas cabalgaduras son el resultado de la reactivación de fallas inversas, que tiene su origen en el basamento, durante la Orogenia Laramide (Chávez, 2011).

La orientación de los pliegues y cabalgaduras en este sector, es aproximadamente de NW 35° SE (Padilla y Sánchez, 1985), esta misma orientación se puede apreciar en la PCGM, por lo que se puede atribuir esta deformación, a la misma Orogenia Larámide.

Del lado Este de la porción de la PCGM, correspondiente a la zona de estudio, se encuentra interrumpida por la SSC, esta se define como un anticlinorio suave de rocas sedimentarias del cretácico, que se presentan afectadas por la intrusión de magmas alcalinos durante el Terciario tardío (Rodríguez, 2003).

La presencia de estas rocas volcánicas tan recientes, se explica con dos ambientes principales, el primero es un ambiente de subducción producido por la antigua placa de Farallón y el segundo un ambiente de intraplaca, producido por una extensión continental, todo como secuelas del evento de la Orogenia Larámide (Ramírez, 2008).

Las estructuras geológicas presentes como pliegues y fallas normales, tienen un orientación totalmente diferente a la SMO, por lo que, estas estructuras, se atribuyen a una extensión continental en el Terciario.

La provincia que comprende la zona de estudio se encuentra dentro de la PCGM.. Álvarez, en 1958, la define como toda la planicie comprendida desde la Cuenca de Río Bravo, en Colorado, hasta la península de Yucatán.

Dentro de la fisiografía del estado de Nuevo León, como se observa en la Figura 2.2, se cuentan con tres provincias fisiográficas importantes: la SMO (café), las grandes llanuras de Norteamérica (verde) y la PCGM, sin embargo, esta última se divide en varias subprovincias, en el caso de nuestra zona de estudio comprende a la Subprovincia de Llanuras y Lomeríos (SLL) (verde claro).

La SLL está ubicada en el centro y sureste del estado. Desde el Sur de Salinas Victoria e Higuera hasta los municipios de Montemorelos, General Terán y Linares. La SLL está caracterizada por una pequeña sierra (Sierra de las Mitras), lomeríos suaves con bajadas y llanuras algo extensas (Contreras, 2007).

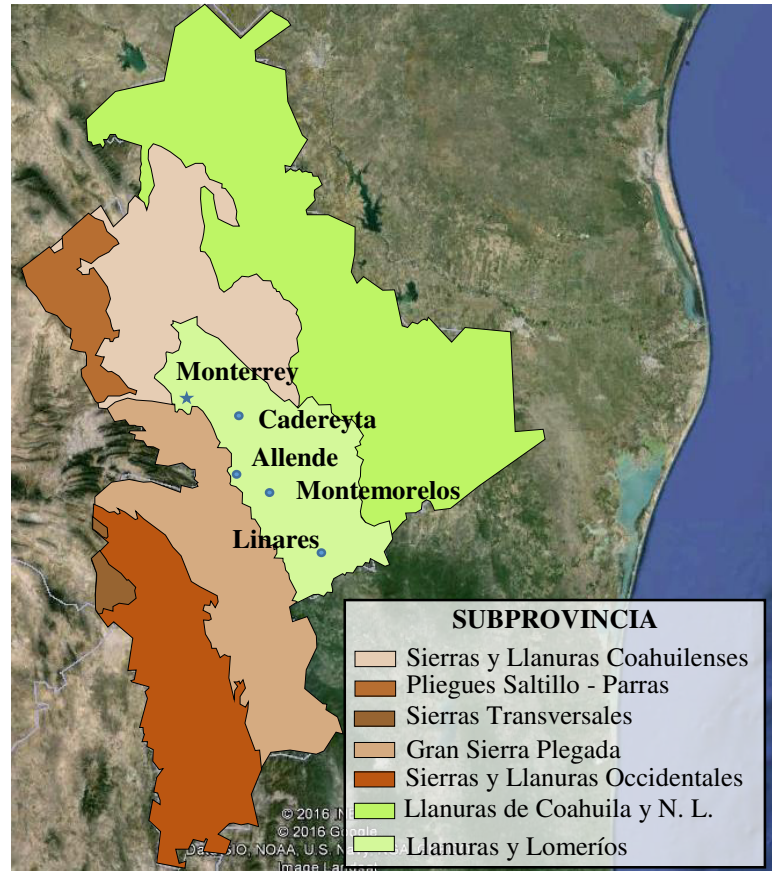


Figura 2.2 Representación de las provincias Fisiográficas presentes en Nuevo León (Modificado del INEGI, 2013)

En la SLL, las rocas más antiguas corresponden a las de la Formación San Felipe, que se caracterizan por ser, calizas intercaladas con lutitas y en la mayoría de los casos contienen horizontes de bentonita.

Arriba de esta formación, encontramos a la Formación Méndez, que está constituida por lutitas. Estas dos con edades de formación del Cretácico Superior.

Por encima de las formaciones del Cretácico Superior se tiene la presencia discordante de conglomerados del Pleistoceno, que contienen depósitos de rellenos aluviales del Cuaternario (INEGI, 1986).

Respecto a los suelos que se encuentran en esta provincia se tienen los vertisoles, con alto contenido de arcillas, profundos y de color oscuro; regosoles cuya formación se debe al intemperismo de la Formación Méndez; y xerosoles, que presentan un suelo fértil (si se riega correctamente) y de muy pobre humus (Contreras, 2007).

## 2.2 HIDROLOGÍA

El afluente principal o más cercano a la zona de estudio, es el Río Pablillo. Este comprende la región hidrológica número 25, que recibe el nombre San Fernando- Soto Marina, la cual tienen una superficie de 11, 521,683 km<sup>2</sup>.

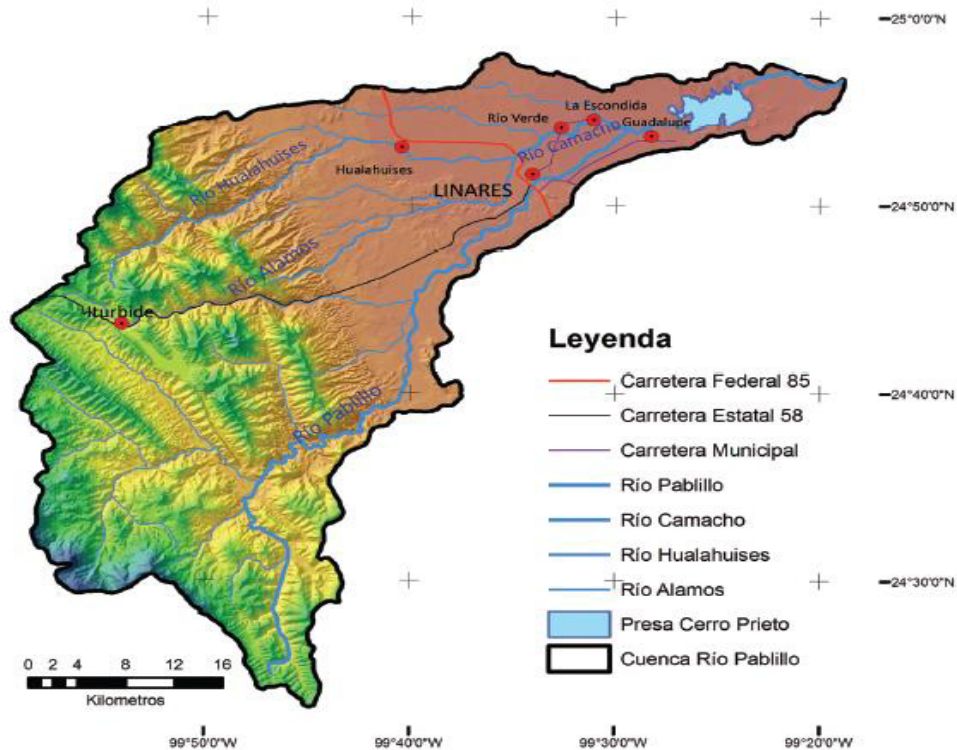


Figura 2.3 Cuenca Hidrológica del Río Pablillo, (modificado de Dávila, 2011)

El Río San Fernando nace a 3167 m.s.n.m., en los cerros Pablillo e Infiernillo, y se le conoce como Río Pablillo a la sección correspondiente al inicio de este afluente hasta su desembocadura en la Presa José López Portillo (PJLP), para después ser nombrado como Río Conchos (INEGI, 1986).

Se puede observar en la Figura 2.1, de color azul celeste, el recorrido de este río al sureste de Linares desde la SMO hasta la PJLP, el cual fluye con una dirección SW-NE, pasando por la misma ciudad de Linares, donde se unen los ríos Hualahuises y Camachito (Figura 2.3) (De León, 2015).



La configuración piezométrica de la región muestra un flujo subterráneo SW-NE (Figura 2.4), que es de esperarse ya que tiene la misma dirección del flujo del Rio Pablillo. Aunque esta se ve afectada, por la extracción de aguas subterráneas cerca de la PJLP, y en las zonas oeste, norte y centro de la cuenca, para el abastecimiento de la población (Dávila, 2011).

En la Figura 2.4, se observa un nivel freático en la zona de estudio aproximadamente entre 5-6 m de profundidad, sin embargo esta configuración no es en los meses de mayor precipitación, ni toma encuentra un evento climático importante (como un huracán). Por lo tanto, el nivel freático puede subir lo suficiente como para producir esfuerzos efectivos en la ISR.

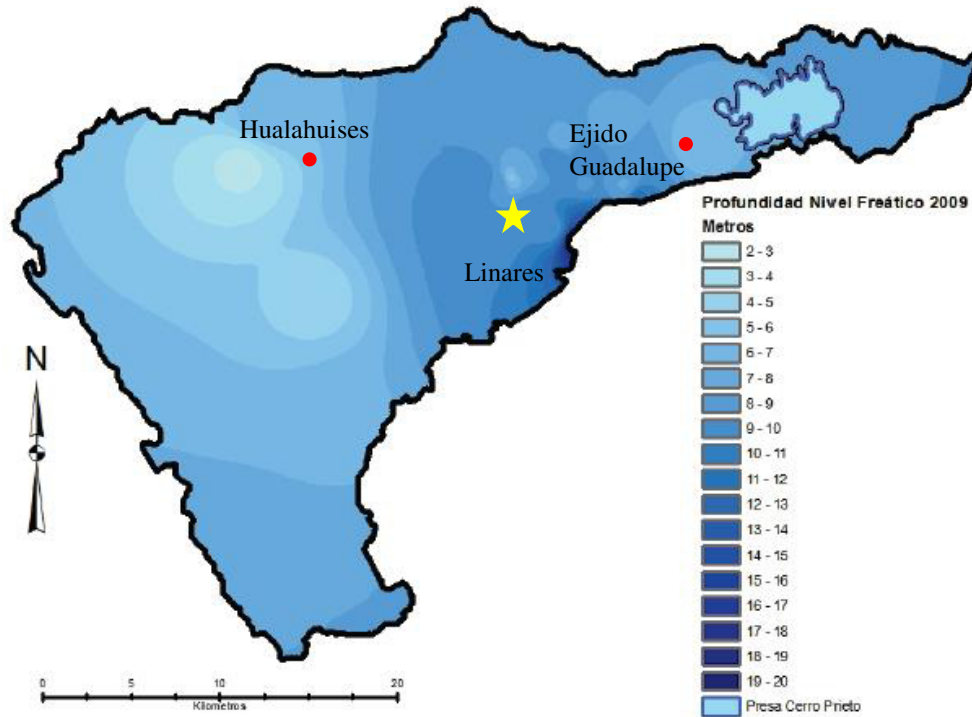


Figura 2.4 Configuración piezométrica del área urbana de Linares hasta la PJLP, para Marzo 2009 (Dávila, 2011).

En el estudio del estado de esfuerzos en el suelo y la roca, se tiene el concepto de esfuerzo efectivo. El esfuerzo efectivo es el esfuerzo considerando la incompresibilidad de los fluidos, aumentando el esfuerzo de los suelos y rocas que se encuentren por debajo del nivel freático. Y por la misma variabilidad esta capacidad puede disminuir o aumentar.

La presencia de un nivel freático por debajo de cada una de las zapatas del EIP, puede variar el valor de los asentamientos significativamente. Sin embargo, en esta tesis solo se contemplan los esfuerzos de la roca y el suelo en seco, por lo que el esfuerzo efectivo, no se consideró en este trabajo.

### **2.3 GEOLOGÍA LOCAL**

La zona de estudio se encuentra localizada dentro de la SLL, en donde la deformación Larámide produjo un leve plegamiento, en comparación con la SMO, de los estratos ubicados en la PCGM. Dentro de la zona de estudio se encuentra muy marcado, esta deformación, cerca de la PJLP (Figura 2.2).

La litología presente en la zona de estudio, que será incluida en esta tesis, empieza con la Formación (Fm.) San Felipe como el paquete de rocas más antiguo. Sobreyaciendo esta formación se encuentra la Fm. Méndez (formación a estudiar), seguido de elementos no consolidados, principalmente arcillas y la presencia de lentes de aluvión, producto de las terrazas aluviales .

#### **2.3.1 Formación San Felipe (Coniaciano Superior – Santoniano)**

En la zona de estudio, no se presentan afloramientos de la Fm. San Felipe; sin embargo, muy cerca de la PJLP, se tienen afloramientos de esta unidad. Por ello su mención en la geología local de este trabajo, debido a que subyace a la Fm. Méndez.

La Formación San Felipe, constituye la formación más antigua, ubicada entre el Coniaciano y el Santoniano (89.3 a 83.5 Ma). El nombre formal de esta formación fue publicado por primera vez por Muir, en 1936. Aunque se menciona, que el primero en aplicarlo fue Jeffreys, en 1910 (Garza, 1993).

En los trabajos realizados en la PJLP, se define a esta formación, como una secuencia de calizas silicificadas, areniscas nodulares, margas glauconíticas, rocas arcillosas, sobrepuestas a estas areniscas verdes de grano fino a medio, limolitas verdosas de grano medio, lutitas arcillosas y capas de bentonita, con un espesor de 160 m en esta zona (Martínez, 2007).

Las tonalidades que presenta esta formación son gris claro, verde o pardo por intemperismo. Las frecuentes intercalaciones de bentonita verde, normalmente se encuentran en la porción superior de la Fm. Méndez (Garza, 1993).



### 2.3.2 Formación Méndez (Campaniano – Maastrichtiano)

Sobreyaciendo a la Fm. San Felipe, tenemos a la Formación Méndez. Esta última representa el paquete de estratos consolidados, más somero en toda la PCGM. Por lo tanto, esta misma debe estar presente en la mayoría de las obras de infraestructura en la SLL y por consecuente, su estudio es clave para la correcta elaboración de estas obras.

La Fm. Méndez, nombrada inicialmente como “Lutitas Papagayos” por Dumble, en 1911; fue nombrada por primera vez por Jeffreys como “Lutita Méndez (Garza, 1993). La localidad tipo de esta formación, está ubicada a unos 300 metros al este de la estación Méndez sobre el kilómetro 629 de la vía férrea Tampico-Valles en Veracruz (Martínez, 2007).

Garza, en 1993, describe a la Fm. Méndez, como margas, calizas y lutitas, que tienen como característica el hacerse más arcillosas, conforme se acercan al noreste del estado de Nuevo León. Se menciona la presencia de intercalaciones de areniscas color naranja.

Los ambientes de depositación que reflejan estas litologías marcan un cambio de ambientes neríticos a batiales en áreas de alta velocidad de subsidencia. Además de presentarse un fracturamiento de tipo lápiz. Los datos obtenidos del Pozo Linares 1 de PEMEX, ubicado en el Ejido Lucio Blanco, nos muestra un espesor aproximado de 1500 metros (Martínez, 2007).

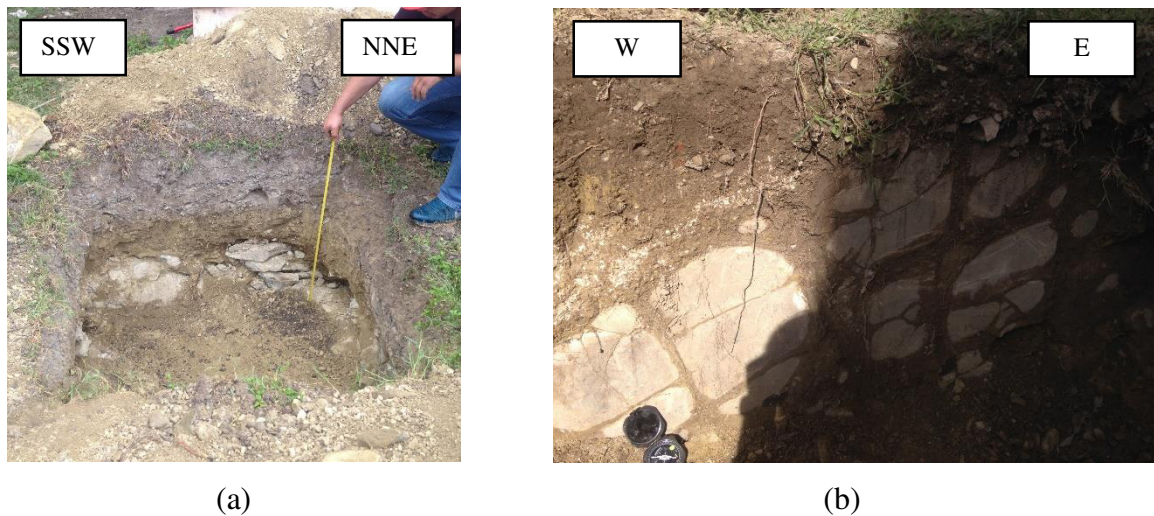
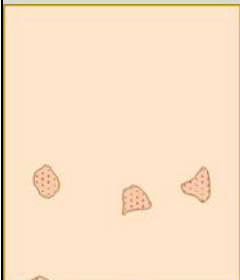
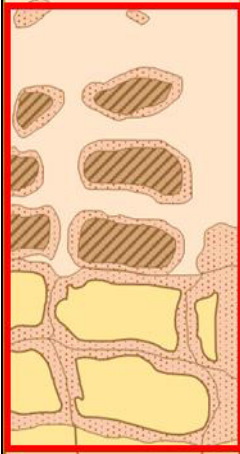


Figura 2.5 (a) Estratigrafía presente en la zona (b) Fracturas rellenas de suelo de la Fm. Méndez.

En la zona de estudio, ubicada dentro de la Facultad de Ciencias de la Tierra, se realizaron 8 excavaciones a cielo abierto, llegando inmediatamente a la roca, encontrándose una ligera capa orgánica de aproximadamente 30 cm, en los casos más someros. Sin embargo, solo en algunos casos se encontró con la roca a una profundidad de 1.5 m (Figura 2.5a).

De estas excavaciones se tomaron datos estructurales de los planos de estratificación y fracturas de los mismo estratos. Así mismo, se extrajeron núcleos de roca para su posterior ensayo. Además, dentro de las excavaciones se pudo observar, que las fracturas de la roca se encontraban rellenas de un material no consolidado (Figura 2.5b).

Tabla 2-1 Perfiles de meteorización, según varios autores (modificado de Gonzales de Vallejo, 2002).

Perfil Esquemático	Vargas (1951)	Sowers (1954, 1963)	Chandler (1969)	Geological Soc. Eng. Group (1970)	Deer y Patton (1971)		
	Ígneas, Basálticas y Areniscas	Igneas y Metamórficas	Margas y Limolitas	Rocas Ígneas	Ígneas y Metamórficas		
	Suelo Residual	Zona Superior	V Completamente Alterada	VI Suelo Residual	Horizonte IA		
	Suelo Residual Joven	Zona Intermedia	IV	V Completamente Alterada	Horizonte IB		
	Capas de roca desintegrada	Zona parcialmente alterada	Parcialmente Alterada	III	Horizonte IC (Saprolito)		
				II	IV Altamente Alterada	Zona De Transición	IA Transición Con Roca Meteorizada Saprolito
					III Moderadamente Alterada		
					II Débilmente Alterada		IB Parcialmente Meteorizada
Roca Sana	Roca Inalterada	I Roca Inalterada	IB Muy Poco Alterada	Roca Sana			
			IA Roca Sana				

La presencia de este material en las fracturas, apoya o reafirma la hipótesis de la presencia de asentamientos diferenciales en las cimentaciones del edificio en estudio. Así, esto nos permite identificar esta porción de la Fm. Méndez como la Interfase Suelo-Roca (ISR) que se mencionó previamente.

Lo que comprende la ISR, corresponde a la transición de roca meteorizada, la cual llaman Deer y Patton (1971) como saprolito (cuadros rojos en la Tabla 2-1), que se define como el horizonte de suelo en el cual del 10 al 90 % del material está conformado por material rocoso como se puede ver en la Figura 2.5 (b) (González de Vallejo, 2002).

El espesor de esta “zona de transición”, es variable en toda esta zona, en los perfiles realizados por Infante (2010), se puede ver esta gran variación. En la Figura 2.11 (arriba), se puede ver como el espesor de la ISR varía aproximadamente unos 6 m, en la porción más grande hasta la más delgada de 3 m.

### ***2.3.2.1 Geología estructural de la Formación Méndez***

Se puede observar en la Figura 2.1, echados de 32 a 35 grados cerca del poblado la escondida, con rumbo paralelo a los pliegues ubicados al Noroeste de la PJLP, los cuales son los más cercanos al área de estudio.

En la figura 2.6, se muestra una recopilación de los datos estructurales tomados por Dávila, en el 2011, de los planos de estratificación de la Fm. Méndez en los causes de los ríos que se encuentran entre linares y la SMO (Figura 2.6a). Comparando, estos datos, con los obtenidos en la zona de estudio, se observa que todos tienden al mismo rumbo y buzamiento (Figura 2.7b).

Cabe mencionar que los datos estructurales en este trabajo de tesis, fueron medidos por el criterio de la mano derecha (CMD).

Para el estudio, de este trabajo de tesis, se propone como rumbo general de la estratificación en la zona de 160° con un buzamiento de 30° (160/30). Este buzamiento produce una disminución de la capacidad de carga de la roca, siendo este el peor escenario que se puede presentar, en lo que respecta a las características mecánicas de las rocas por anisotropía (Twiss & Moores, 1992).

También se cuenta con la presencia de fallas a tensión de tipo BC, las cuales prácticamente se están proponiendo perpendiculares a los planos de estratificación, para así obtener una orientación de  $335^\circ$  con buzamientos de  $72^\circ$  (335/72). Sin embargo, para cuestiones de cálculo se tomaran valores de 340/60 para las diaclasas, y así obtener bloques rectangulares, como lo marcarían las fallas por tensión

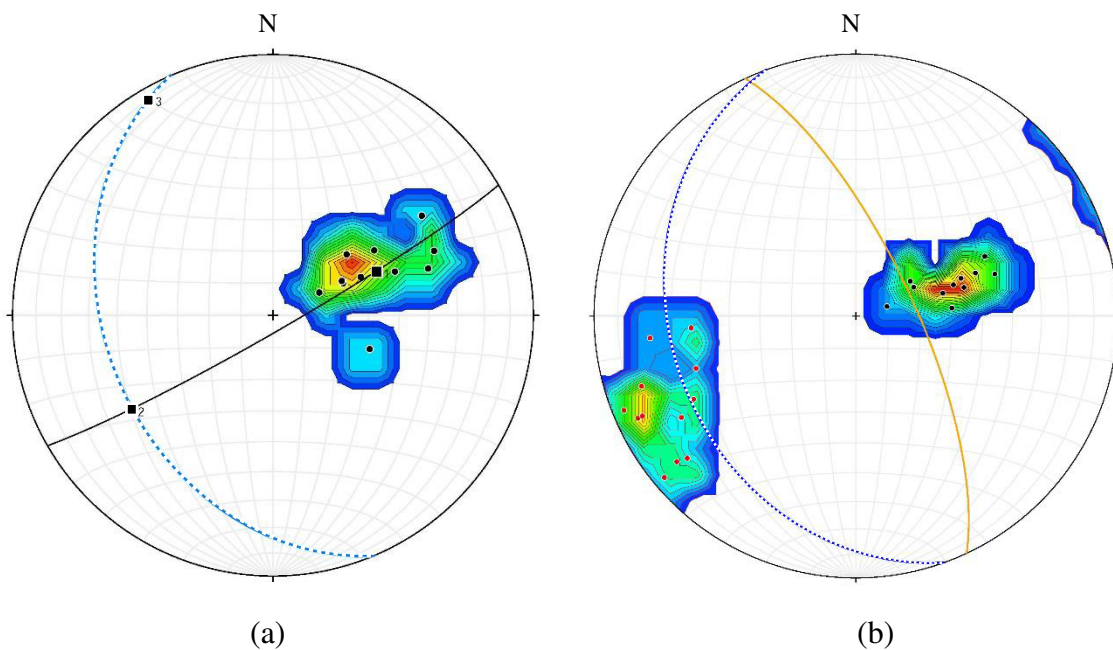


Figura 2.6 (a) Se presenta un plano (azul punteada) estratificación promedio de la Fm. Méndez en varios puntos entre Linares y la SMO, principalmente en afloramientos de los ríos (Dávila, 2011). (b) Planos de estratificación promedio de estratificaciones (azul punteada) y fracturas (amarillo sólido)

### 2.3.3 Sedimentos fluviales

Al noroeste de las instalaciones de la Facultad de Ciencias de la Tierra, la presencia del cauce del Río Pablillo, el cual arrastra material proveniente de la Sierra Madre Oriental. Por ello en la geología local de la zona de estudio, no se puede pasar por alto la terrazas aluviales descritas por Ruiz, (1997).

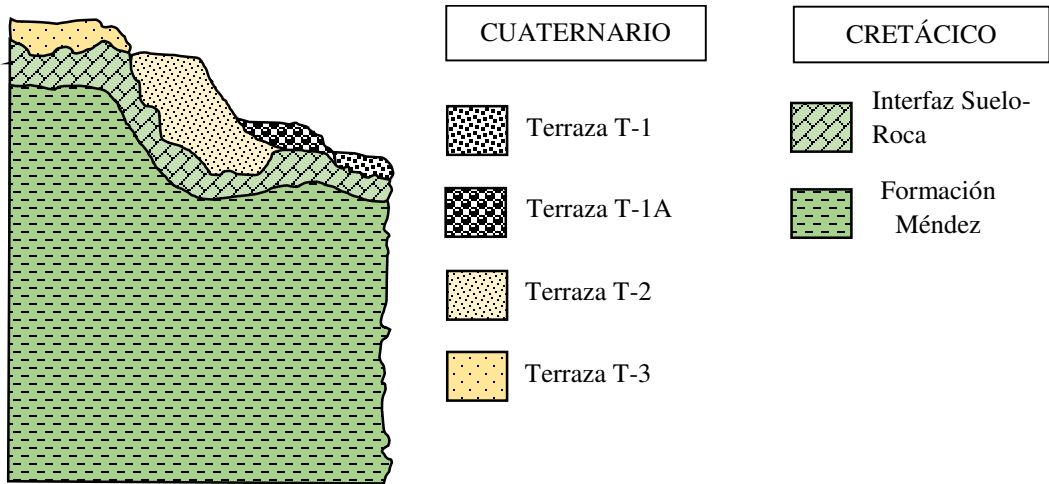


Figura 2.7 Estratigrafía de las terrazas de la T-1 a T-3, sin escala (modificado de Galván 1996).

Este describe 5 Terrazas aluviales, formadas por los ríos de la SMO. Que se observan como una “escalera”, cuyo escalón más alto sería la Terraza T-5 (la más antigua) hasta bajar a la T-1 (zonas de inundaciones recientes). Todas estas sobreyaciendo, en el caso de la PCGM, a la Formación Méndez (Ruiz, 1997).

Galván, (1996) propone la separación de la terraza más joven (Holoceno), en las terrazas T-1 (1m) y T-1A (7m) (Figura 2.7). Donde la primera, está representada en la zona de estudio por el cauce del Río Pablillo y sus zonas de inundación eventuales. Caracterizada por la presencia de materiales sin consolidar y material limoso que se hace arenoso en sus extremos.

La terraza T-1A, la cual se caracteriza por gravas de ligera a medianamente cementadas, que producen un pequeño escalón localizado entre las terrazas T-1 y T-2 (8m). Esta última es apreciable conforme hay un cambio brusco en la morfología del terreno y consisten en un material medianamente cementado y aflora comúnmente en los extremos de los cauces del río Pablillo (Izaguirre, 2008).

Específicamente en la zona de estudio se puede observar la presencia de sedimentos aluviales, durante la excavación de cada una de las zapatas (Figura 2.8), sin embargo no se localizó la presencia de este por debajo de todo el inmueble. Suárez, en 2013, propone la presencia de un antiguo cuerpo fluvial, que transitaba por esta zona, posiblemente una antigua ramificación del Río Pablillo. Esto puede explicar la variación en los espesores de la estratigrafía.



### 2.3.4 Suelos

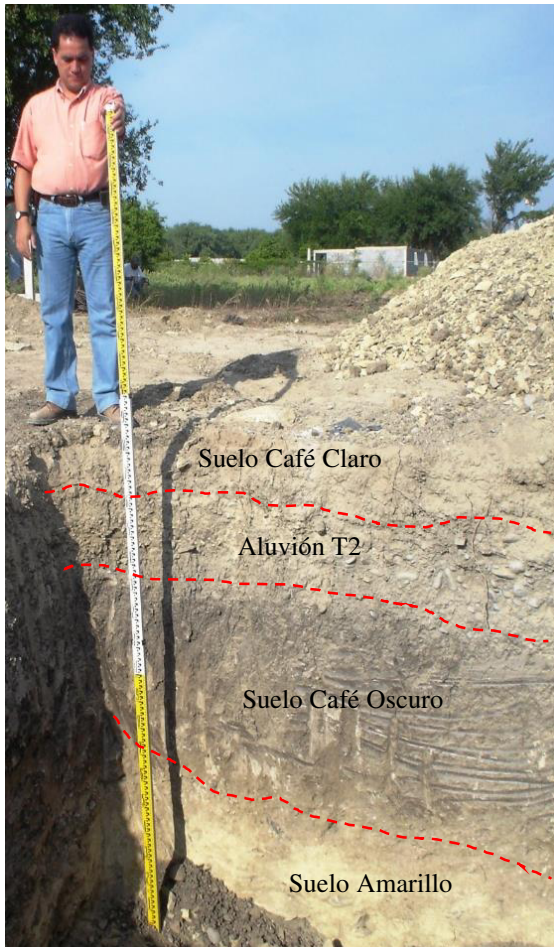


Figura 2.8 Estratigrafía de los suelos presente por debajo de la zapatas aisladas del EIP.

Sin tomar en cuenta los sedimentos fluviales mencionados anteriormente, podemos encontrar tres horizontes de suelos principales (Figura 2.8). Todos estos presentan una granulometría, tendiendo a una arena fina (ver Anexo I).

Aunque se debe tomar en cuenta que se realizó una granulometría mecánica, por lo que mucho material no alcanzó a separarse correctamente durante la exfoliación de las muestras para entrar en el grupo SW, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se considera como una arena bien graduada con nada de finos.

La primera capa en comparación con las dos subsecuentes, tiene una cantidad totalmente nula de finos, y con los coeficientes de curvatura y uniformidad satisfacen las características

La segunda, se presenta en este trabajo como un suelo café oscuro, con el espesor más grande y variable en toda la zona (aproximadamente de 1 a 2m). Esta capa de suelo presentó un rápido fracturamiento al momento de secarse, además de la presencia de grandes fracturas en la superficie del suelo.

Los tipos de suelos presentes en la zonas se dividen en su mayoría en dos: vertisoles y regosoles (Dávila, 2011). Debido a las características mencionadas anteriormente, se llegó a la conclusión que el tipo de suelo es un vertisol.

La última capa representa el intemperismo de la misma Formación Méndez, ya que el color ocre es característico del intemperismo de dicha formación. Esta capa, representa el

material que rodea los bloques intemperados de la roca, y que permiten una mayor deformación de la misma. Además de ser donde hay más concentración de caliche en comparación con la segunda capa.

Estas dos últimas capas, a diferencia de la primera, no presentan completamente las características de una arena del grupo SW, por lo que se les ha asignado en el grupo SP. El cual representa una arena mal graduada, cuyo tamaño de partículas es más uniforme. No se puede considerar a ninguna de estas capas dentro de las arenas arcillosas, debido a que el porcentaje de finos no sobrepasa el 5% del peso total de la muestra.

A simple vista se puede constatar que los últimos dos horizontes, son materiales que se comportan como materiales más finos, debido a la roca madre (Lutita). Por ello, si se clasifican como materiales finos según su plasticidad (Pruebas de plasticidad Anexo II), se observa inicialmente que el material de la capa 1, presenta el menor comportamiento plástico debido; quizás, a una cantidad mucho menor de finos.

Respecto a las otras dos capas subsecuentes, las cuales tienen un comportamiento muy parecido, se ubican por encima de la línea “A” (Figura 2.19), por lo que se clasifican en las arcillas inorgánicas, es decir, del grupo C (de la palabra en Ingles Clay); además, por estar por debajo de un límite líquido de 50%, se clasifica como de baja compresibilidad. Con esto se consideran como suelos del grupo CL. Que reciben el nombre de arcillas inorgánicas de baja compresibilidad.

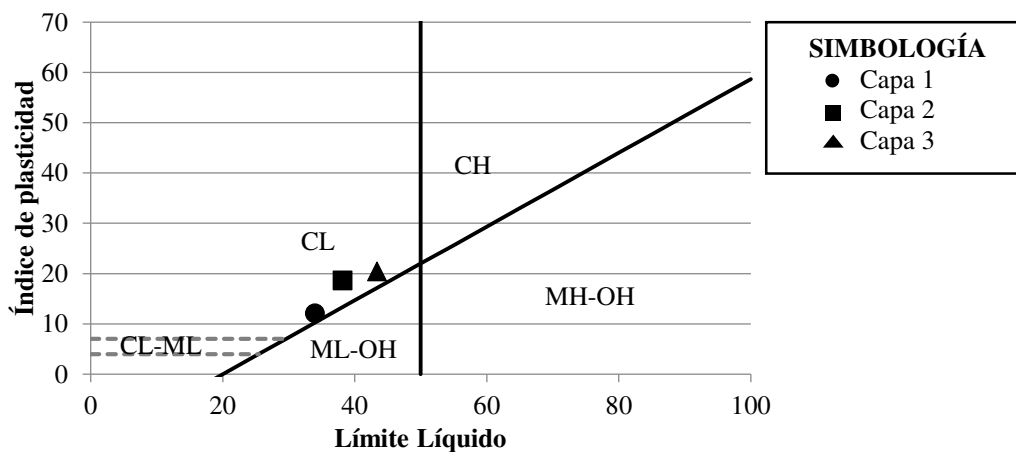


Figura 2.9 Carta de Plasticidad de la USCS, donde se colocan los 3 horizontes de suelo encontrados por debajo del EIP.

## **2.4 ESTRATIGRAFÍA LOCAL.**

Como se mencionó anteriormente, la presencia de algún tipo de ramificación, cuerpo de agua o paleocanal, pudo haber alterado la erosión de la Formación Méndez, en la zona de estudio y con ello la diferencia en los espesores de los estratos en dicho lugar.

Por medio de un programa para representar el “gridding”, que significa las elevaciones de varios puntos que se encuentran en un eje coordenado XY. Se utilizó el método de interpolación llamado “kriging”, el cual nos permite obtener las profundidades en cada uno de los puntos del plano.

Los valores utilizados para alimentar el programa, consistieron en los perfiles geofísicos realizados por Infante, (2010) y Suárez, (2013). Cada trabajo proporcionó dos perfiles. En el caso de Infante, sus perfiles se encuentran sobre los muros externos del Área de la Cafetería del EIP. Mientras que los de Suárez se encuentran dentro del inmueble.

Enseguida se procedió a realizar la interpolación, y con un error estándar de 0.008 y con las posiciones de las columnas se llegó al mapa mostrado en Figura 2.10b. En donde se muestra el espesor de la ISR, que se encuentra por encima de la Formación Méndez. Sin embargo, este no representa el espesor total de la ISR.

Debido a que la profundidad de las excavaciones para la elaboración de las zapatas del edificio, se hicieron aproximadamente de 2.5 m con retroexcavadora y se propusieron 50 cm adicional para nivelar el terreno a mano, lo que nos da una profundidad de desplante de 3 m. Por lo tanto, en la Figura 2.10b se muestran los espesores de la ISR después de un espesor de 3 m, tal como se puede apreciar en el corte A-A' de la Figura 2.10a.

En la Figura 2.10b, se ilustra la variación de los espesores de la ISR, de colores más oscuros se observa la porción más ancha con 3.4 m y de colores más claros, donde se tienen espesores más delgados. Además, las curvas de nivel con numeración igual o mayor a 0 representan zonas donde desaparece la ISR y aflora la Fm. Méndez.

Esta gran variación es la que produce en gran medida los asentamientos diferenciales en el EIP, sin tomar en cuenta las propiedades mecánicas de la roca y el suelo.



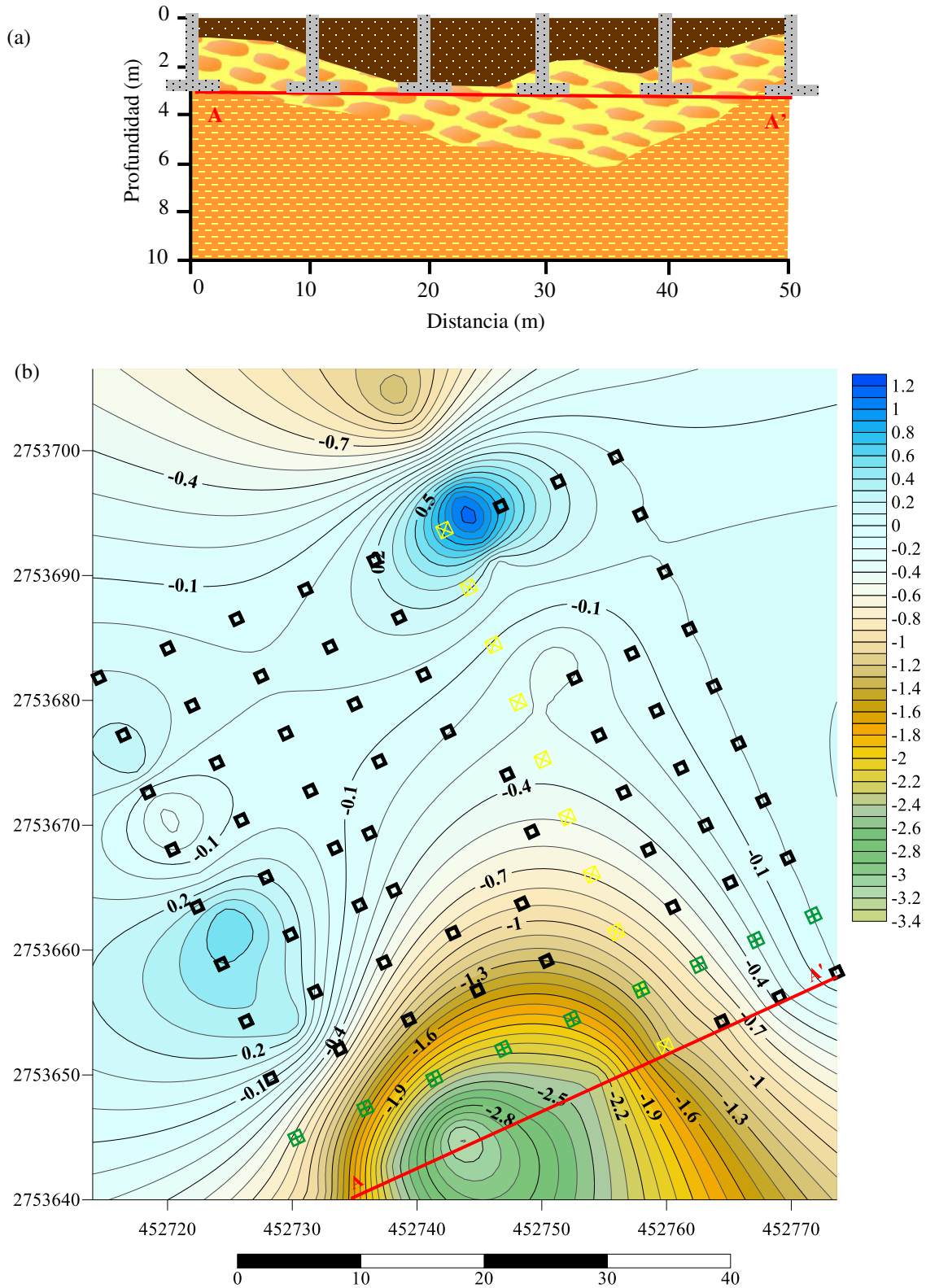


Figura 2.10 (a) Estratigrafía presente debajo del edificio, (modificado de Infante, 2010). (b) Espesor de la Interfase Suelo Roca por debajo de cada Zapata (Extraído del Surfer®), los cuadrados con cruces y equis representan las zapatas en estudio.

## CAPÍTULO 3

### 3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Todos los materiales disponibles en la naturaleza exhiben un comportamiento mecánico; es decir, siempre que a un material se le aplique una fuerza externa, esta fuerza producirá un efecto en él. Este efecto, siempre producirá como resultado una deformación en el material, la cual puede darse de distintas formas.

Siempre se piensa que al aplicar una fuerza sobre un objeto, este aplicará una fuerza contraria a la anterior, como explica claramente la tercera *Ley de Newton*: “*Con toda acción ocurre una reacción igual y contraria*”. En la mecánica de los materiales, a esta segunda fuerza contraria es a lo que se refiere como *esfuerzo*.

Este esfuerzo, el cual se produce dentro de las partículas internas de un material, siempre está ligado a una deformación. Debido a que la deformación depende de la carga, así como del tipo de material y por consecuencia de sus propiedades.

Los suelos y las rocas, como materiales naturales, exhiben un comportamiento similar a esta descripción, por eso es importante comprender el comportamiento mecánico. Al obtener, por lo tanto, las relaciones esfuerzo-deformación del suelo y la roca, permite conocer con más detalle el comportamiento que pueda tener la Interfase Suelo-Roca (ISR) y por consecuente los asentamientos que pueda producirse en un edificio que se encuentre cimentada sobre ella.

#### 3.1 ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

Antes de comprender la relación entre el esfuerzo y la deformación, es necesario definir estos dos términos. Además, se debe tener en cuenta que para que se cumplan las teorías y definiciones que se plantean en esta tesis, se debe considerar todos los materiales como isotrópicos, homogéneos, continuos y de variación suave.

Para definir el concepto de esfuerzo, es necesario visualizar la partícula de un material cualquiera como se muestra en la Figura 3.1a, la cual se encuentra cargada externamente por un número finito de fuerzas. A esta se le realiza un corte transversal como se muestra en la Figura 3.1b.

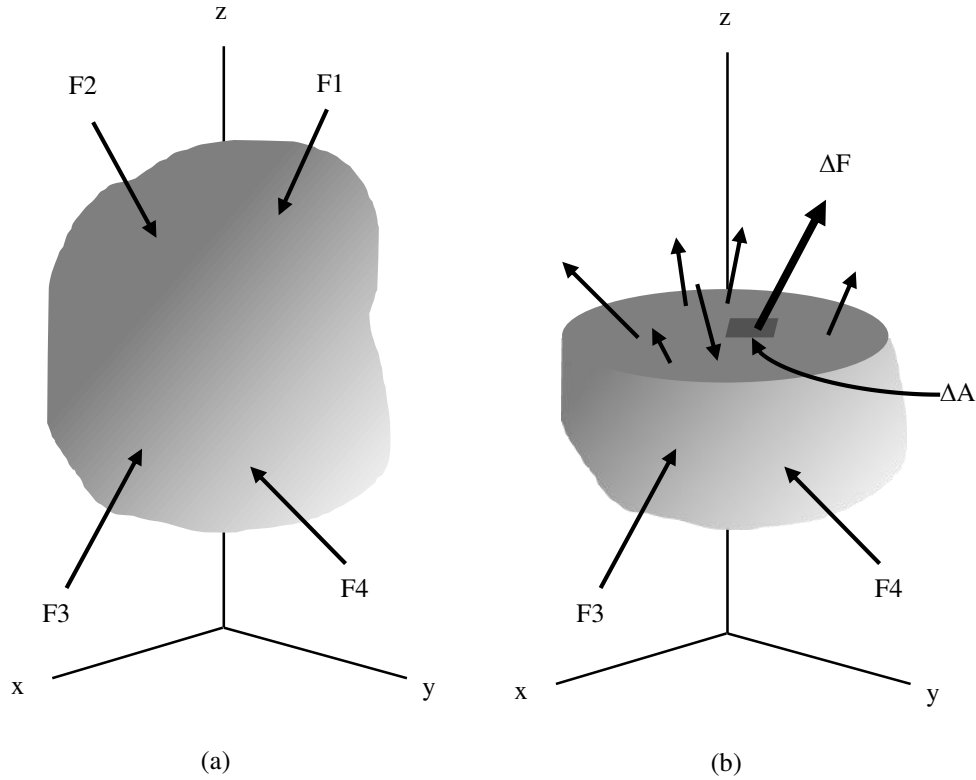


Figura 3.1 (a) Partícula en equilibrio sometida a un número finito de fuerzas (b) Corte transversal de la partícula con fuerzas internas sobre la sección, producidas por las fuerzas externas (modificado de Hibbeler, 2011).

Esta sección trasversal está dividida a su vez en áreas diferenciales,  $\Delta A$ , y a través de esta área pasan una cantidad de vectores de carga cuya resultante es llamada  $\Delta F$ . Esta carga resultante puede descomponerse en tres componentes, cada uno sobre los tres ejes coordenados  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .

Cuando disminuye el tamaño del área  $\Delta A$ , la magnitud de la fuerza  $\Delta F$ , junto con sus componentes, se hace de igual manera más pequeña. Sin embargo, el valor de la relación de la fuerza entre el área, siempre tiende a un límite finito. Esta relación es lo que se conoce como *esfuerzo* y representa la intensidad de fuerzas internas que pasan a través de un área determinada de un continuo (Hibbeler, 2011). Expresada mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{F}{A} \tag{3.1}$$

Donde  $\sigma$  (Pa) representa el esfuerzo, generalmente expresado en unidades de presión,  $F$  (N) y  $A$  (m) denotan los valores de fuerza y área respectivamente.

Si se consideran dos puntos (P y Q) en la misma partícula de estudio, los cuales se encuentran separados por una longitud inicial  $L_0$  (Figura 3.2a). El sistema coordenado toma como punto de referencia al punto P. En la Figura 3.2b se puede observar la partícula después que ha sufrido un cambio de tamaño y forma.

Este cambio produce una disminución en la longitud de la distancia  $\overline{PQ}$  convirtiéndose en  $\overline{PQ'}$ , al cual se le denomina  $L_f$ , que es la longitud final entre los dos puntos. La diferencia entre las longitudes nos da un diferencial de longitud  $\Delta L$ , el cual es el desplazamiento que sufre el punto Q.

La relación que existe entre el desplazamiento del punto Q y la longitud inicial entre los dos puntos (P y Q), es lo que se denomina como *deformación* ( $\epsilon$ ), que se puede definir de igual forma como el cambio de longitud de una línea por unidad de longitud (Hibbeler, 2011). Expresado por la siguiente formula:

$$\epsilon = \frac{L_f - L_0}{L_0} = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (3.2)$$

Donde  $\epsilon$  (mm/mm, adimensional) representa la deformación unitaria del material,  $\Delta L$  (mm) es el desplazamiento del punto Q, dado por la longitud inicial de la recta  $\overline{PQ}$ ,  $L_0$  (mm) y su longitud final  $L_f$  (mm).

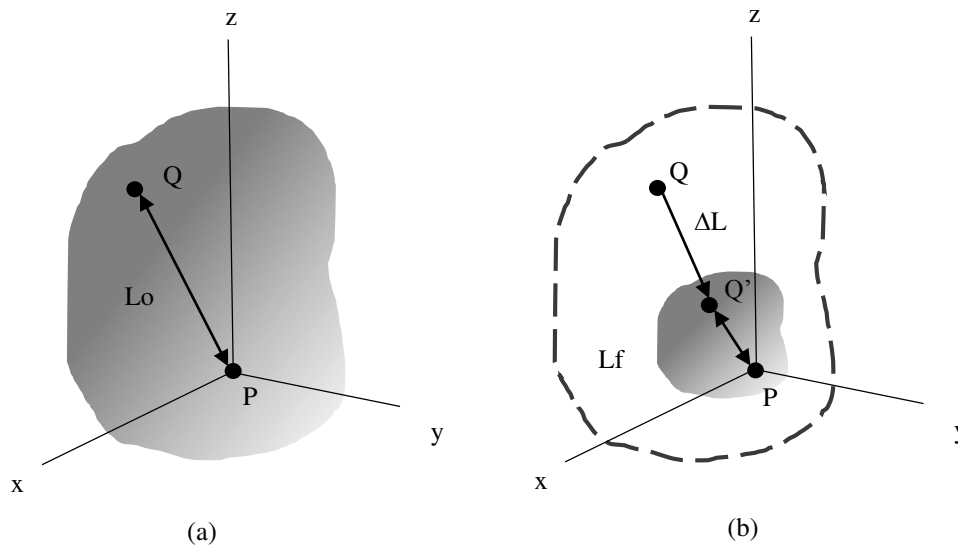


Figura 3.2 (a) Partícula sin deformación, (b) Partícula deformada (modificado de Mase, 1970).

### 3.2 RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN.

Aunque el esfuerzo y la deformación de una partícula se pueden estudiar de manera individual, por medio de la estática y la cinemática del medio continuo. Estos dos términos están relacionados entre sí, a través de la dinámica del medio continuo.

Una manera de representar esta relación es por medio de un diagrama *esfuerzo deformación*, que es la representación gráfica de los resultados de un ensayo a compresión o tensión simple de un material, en el cual se obtienen valores de deformación unitaria (eje x) y de esfuerzo (eje y). En la Figura 3.3 se observa el diagrama esfuerzo de un material idealizado (Das, 2008).

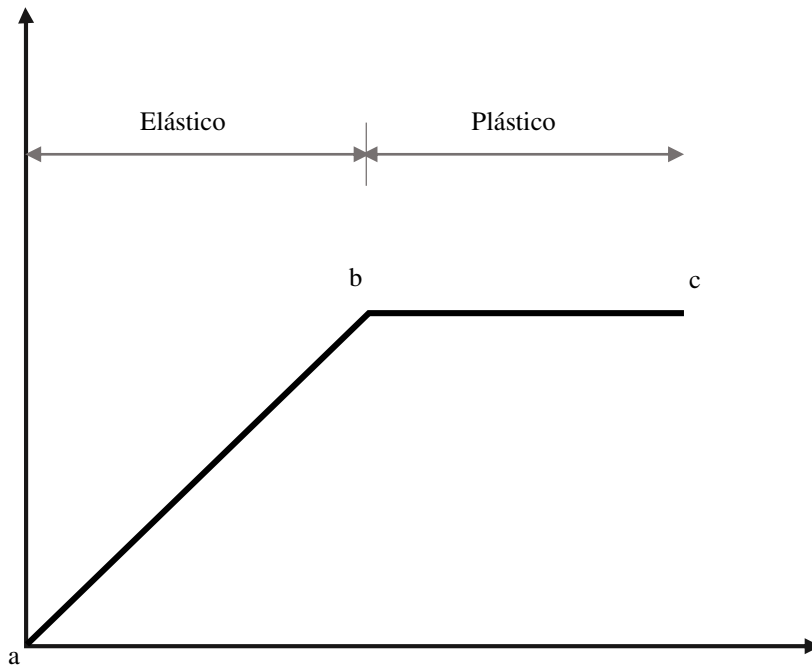


Figura 3.3 Diagrama esfuerzo-deformación de un material idealizado (modificado de Das, 2008).

Inicialmente se observa que a bajos niveles de esfuerzo, la deformación incrementa linealmente junto con el esfuerzo; es decir, la relación esfuerzo deformación está representada por una función lineal. Este rango representado entre los puntos “ab” se conoce como la *región elástica*; donde, si se llegase a retirar la carga de aplicación del material, este vuelve a su estado original.

Esta relación fue descubierta por Robert Hooke, en 1676, por medio del uso de resortes y se conoce actualmente como la Ley de Hooke. Esta ley afirma que las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos. Esto puede expresarse como:

$$\sigma = E\epsilon \tag{3.3}$$

Donde  $E$  (Pa), es la constante de proporcionalidad que relaciona los conceptos de deformación ( $\epsilon$ ) y esfuerzo ( $\sigma$ ), descritos en las ecuaciones 3.1 y 3.2, llamada módulo de elasticidad o módulo de Young.

El módulo de elasticidad, es uno de los parámetros mecánicos esenciales en el estudio de esfuerzos y deformaciones, sin embargo, este únicamente expresa la relación esfuerzo-deformación en una sola dirección. Para poder considerar la deformación en otras direcciones, debemos consideramos un paralelepípedo el cual es cargado axialmente en uno de sus lados como en la Figura 3.4

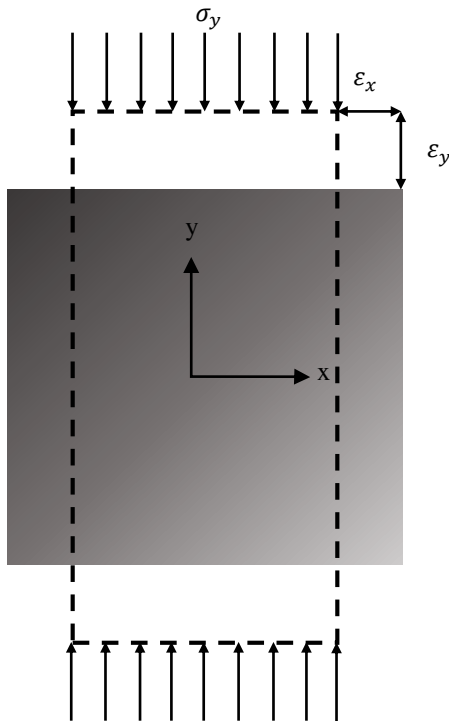


Figura 3.4 Representación del coeficiente de Poisson como la relación entre la deformación en x sobre y (modificado de Fitzgerald, 1996).

En este la carga distribuida que se presenta en un lado del material, lo deforma en la misma dirección que se aplica la carga  $\sigma_y$ , en el caso de la figura se produce la deformación en la dirección de la carga y. Sin embargo, también se tiene la presencia de una segunda deformación en el otro sentido x. Esta relación se puede representar en la siguiente ecuación:

$$\nu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_y} \tag{3.4}$$

Donde  $\nu$  (adimensional), es el coeficiente de Poisson; en honor al físico francés Simeon Poisson, y representa la relación que existe entre las deformaciones unitarias  $\epsilon_x$  y  $\epsilon_y$  sobre las direcciones x y y respectivamente.

Esta constante y el módulo de elasticidad permiten obtener los valores de esfuerzo y deformación de un continuo en el rango elástico del material. Pasando del rango *ab* de la Figura 3.3, estos parámetros dejan de ser esenciales al pasar al rango plástico.

Exactamente en el punto *b*, de la Figura 3.3, es lo que se conoce como límite fluencia, el cual representa el límite que se conoce como rango elástico, y da pauta al rango plástico. Este rango, representa la zona en la que los esfuerzos son los suficientemente grandes para generar un rompimiento en el material, y por lo tanto las deformaciones se vuelven irreversibles, aunque la carga sea retirada.

Este se representa en el tramo *bc* del gráfico de la Figura 3.3, en donde, aunque los esfuerzos en el material no aumentan por la cedencia de este, las deformaciones son más grandes y siguen aumentando. Hasta llegar a un punto de fractura, representado por el punto *c*.

Solo algunos materiales tienden a comportarse de esta manera, el vidrio por ejemplo, es un material que se comporta linealmente elástico, ya que carece de rango plástico (Figura 3.5a). Por otro lado hay materiales que no poseen esta linealidad como es el caso del caucho natural (Figura 3.5b).

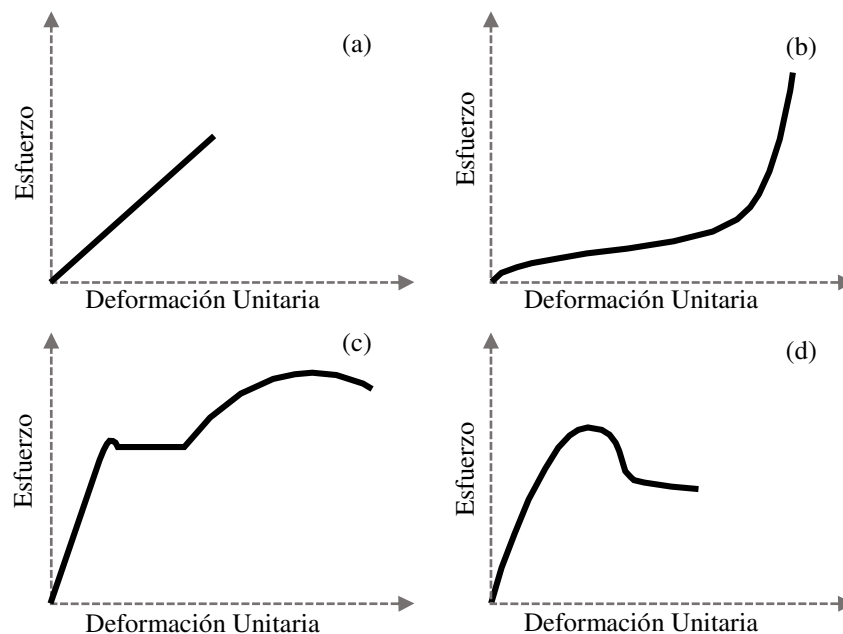


Figura 3.5 Diagramas esfuerzo deformación de diversos materiales: (a) vidrio, (b) caucho natural, (c) acero convencional y (d) concreto (sin escala) (incisos b, c y d modificados de Hibbeler, 2011; a modificado de Monfared, 2015).

De igual manera, al rebasar el rango lineal, se puede presentar comportamiento plástico, en el caso de la Figura 3.3, se habla de un comportamiento plástico puro. Sin embargo este comportamiento puede variar, hay materiales que en este rango adquieren mayor resistencia (plástico con endurecimiento), como el acero (Figura 3.5c) o en su defecto menor resistencia (plástico con ablandamiento) como el concreto (Figura 3.5d).

### 3.2.1 Relación esfuerzo-deformación de los suelos

Respecto a la relación de esfuerzo y deformación de los suelos, esta varía enormemente con respecto al tipo de suelo. Las relaciones esfuerzo-deformación se realizan por medio de pruebas triaxiales, principalmente por que no todas las probetas resisten una prueba de compresión axial sin confinamiento.

Existen dos tipos de suelos, los cuales se han descrito mecánicamente en la literatura, estos son los friccionantes (arenas) y cohesivos (arcillas y limos), sin embargo las relaciones esfuerzo-deformación son muy parecidas. Las diferencias que existen en los suelos friccionantes depende de la densidad de los suelos granulares, si se trata de un material muy denso o suelto, y en el caso de los materiales cohesivos dependen, si el material se encuentra consolidado o sobreconsolidado (Figura 3.6).

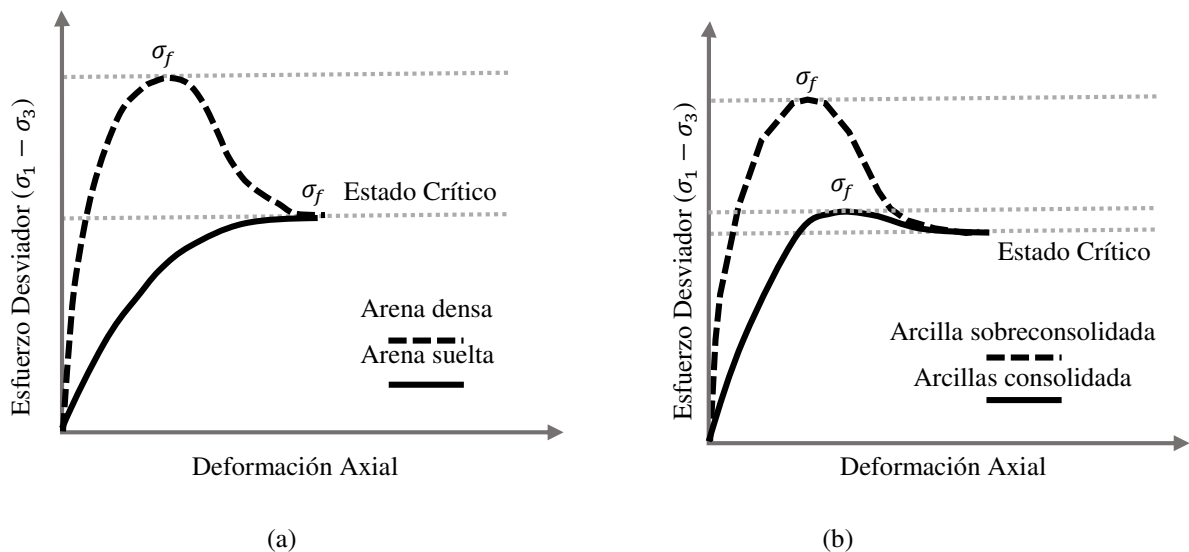


Figura 3.6 Gráficas esfuerzo desviador-deformación (a) arena suelta (línea sólida) y una arena densa (línea guiones). (b) Arcilla normalmente consolidada (línea sólida) y arcilla sobre consolidada (línea guiones) (Das, 2008).



Respecto al comportamiento inicial, en una gráfica esfuerzo deformación “ideal”, el primer tramo que se presenta, exhiben un comportamiento elástico lineal, en el caso de los suelos (Figura 3.6) , manejan un comportamiento elástico no lineal.

En este mismo tramo, pero para el caso de las arenas sueltas y las arcillas consolidadas, se puede observar que a cierta presión, se presenta una falla plástica. En la cual, el material entra en un estado crítico donde se deforma con la misma cantidad de esfuerzo hasta fallar completamente.

La primera diferencia importante que se encuentra entre estos materiales, es el hecho que la pendiente que tienen estos dos elementos es muy diferente, por el lado de los suelos cohesivos es mucho mayor que en los friccionantes.

El segundo factor importante es que las arenas sueltas al momento de alcanzar esfuerzo último ( $\sigma_f$ ), el esfuerzo no disminuye si no que se mantiene constante. Mientras, que en las arcillas normalmente consolidadas, se puede observar un ligero descenso en el esfuerzo hasta llegar al estado crítico a diferencias de las arenas sueltas, que nunca desciende el esfuerzo.

Esto puede explicarse por el acomodo inicial que tiene cada material, aunque las partículas de arcilla se pueden considerar como rígidas, realmente no tienen contacto entre ellas, lo que le permite tener un comportamiento más elástico que las arenas, y con una pendiente mucho mayor.

A diferencia de las partículas de una arena suelta que presentan contactos entre sus partículas desde un inicio, estas partículas tienden a deslizarse y girar entre sí. Con el aumento de los esfuerzos la tensión es tan grande que estas partículas se rompen y es donde ocurre el estado crítico. Lo mismo ocurre con las arcillas normalmente consolidadas pero a presiones altas (Juaréz & Rico, 2010).

En el caso de las arenas densas y las arcillas sobreconsolidadas, el comportamiento de estos dos suelos es muy parecido, en este caso las partículas de ambos materiales están mucho más pegadas, por lo que en ambos casos, se trata de un comportamiento frágil. El comportamiento elástico, al igual que los anteriores no es lineal.

Este comportamiento elástico no lineal se ve interrumpido por un comportamiento plástico con endurecimiento hasta alcanzar un esfuerzo final o esfuerzo máximo ( $\sigma_f$ ), después de este punto el material tiene un comportamiento plástico con ablandamiento, hasta llegar al estado crítico, donde el esfuerzo permanece constante pero aumenta su deformación, muy parecido a un comportamiento plástico puro antes de fallar totalmente.

### 3.2.2 Relación esfuerzo-deformación de las rocas

A diferencia de los suelos, las rocas generalmente adquieren un comportamiento de falla frágil, en algunos casos como en algunas lutitas, el comportamiento mecánico puede llegar a ser de falla plástica. Sin embargo, en su mayoría el comportamiento que las rocas pueden llegar a exhibir es el de un material frágil, como está descrito en la Figura 3.7.

Goodman, (1989) divide el comportamiento mecánico de la roca en seis zonas principales. La primera, que abarca de 0 a A, (Figura 3.7, supone un asentamiento de la roca. Este asentamiento es producido por la reducción de espacios vacíos (poros de la roca), lo que produce un comportamiento inelástico cóncavo en la gráfica.

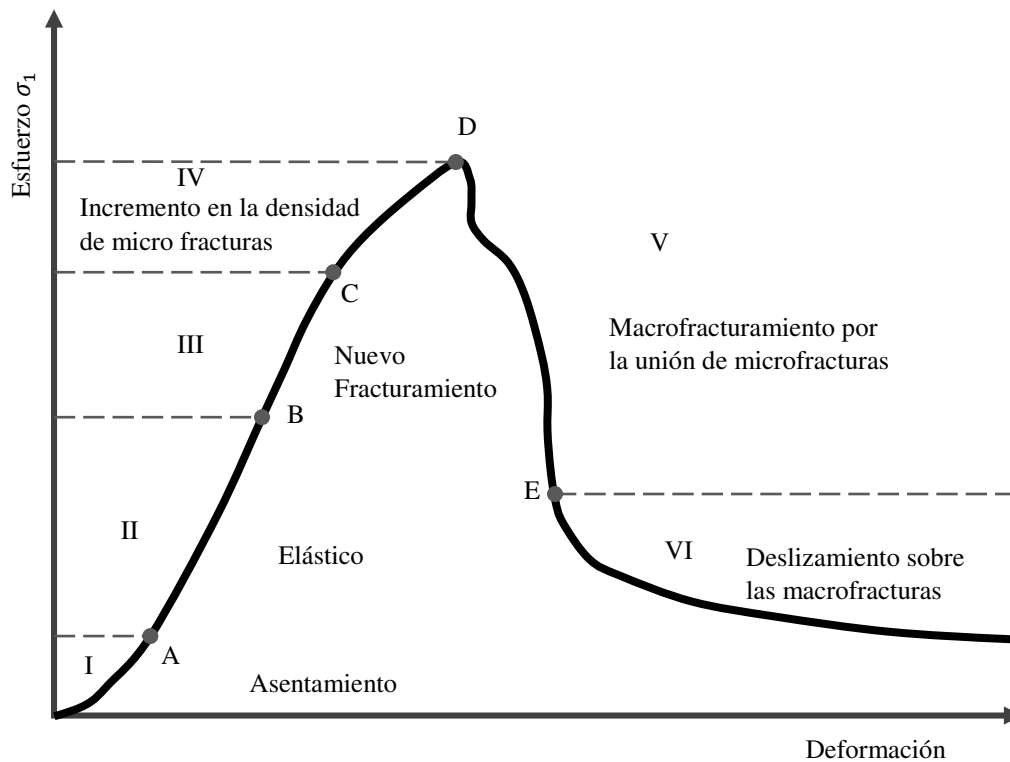


Figura 3.7 Gráfica esfuerzo-deformación de una roca, (sin escala) (modificado de Goodman, 1989)

Sin embargo, este argumento se cree que no es válido, lo que produce esta concavidad es el ajuste del mismo aparato antes de aplicar correctamente la carga. Después del punto A, el material se empieza a comportar linealmente elástico (Tramo A-B).

La tercera región (Tramo B-C), está caracterizada por el aumento del coeficiente de Poisson, debido a la aparición de nuevas fracturas en el material, las cuales crecen con cada incremento de esfuerzo hasta una longitud finita y paran de crecer, por lo que se establece como una transición “estable”. Aquí a pesar de la presencia de estas fracturas se conserva la linealidad de la curva.

En la cuarta región (Tramo C-D), las fracturas que se habían formado en la región anterior crecen hasta topar con los bordes de la muestra, e inclusive se alargan tanto que se unen con otras fracturas hasta formar un plano de falla en la muestra. Este plano de falla normalmente aparece en el punto D; es decir, en el esfuerzo máximo que puede soportar la roca.

A pesar de producirse el plano de falla, después de este punto la roca aún puede seguir deformándose; sin embargo, el esfuerzo disminuye notablemente después del punto D, esto debido a la aparición de macrofracturas, producidas por la unión de las microfracturas.

Finalmente en el punto E, se produce un cambio brusco al pasar a un comportamiento plástico puro, producido por el deslizamiento del material sobre las macrofracturas (Goodman, 1989).

Este proceso es igualmente descrito por la teoría de fractura de Griffith, para el fracturamiento microscópico, que permite comprender el fracturamiento previamente descrito, (Figura 3.8) se puede observar el comportamiento descrito por Griffith y compararlo con la gráfica de la Figura 3.7.

La teoría de fractura de Griffith, afirma la existencia de microfracturas orientadas aleatoriamente, llamadas fracturas de Griffith. Estas fracturas disminuyen notablemente la capacidad de carga de la roca. Igualmente describe la formación de fracturas de tensión y cortante, dependiendo su orientación; vertical y oblicua respectivamente.

Finalmente la expansión de estas microfracturas son las que producen la propagación de las mismas, para la creación de las macrofracturas y terminar con la cohesión de la roca misma.

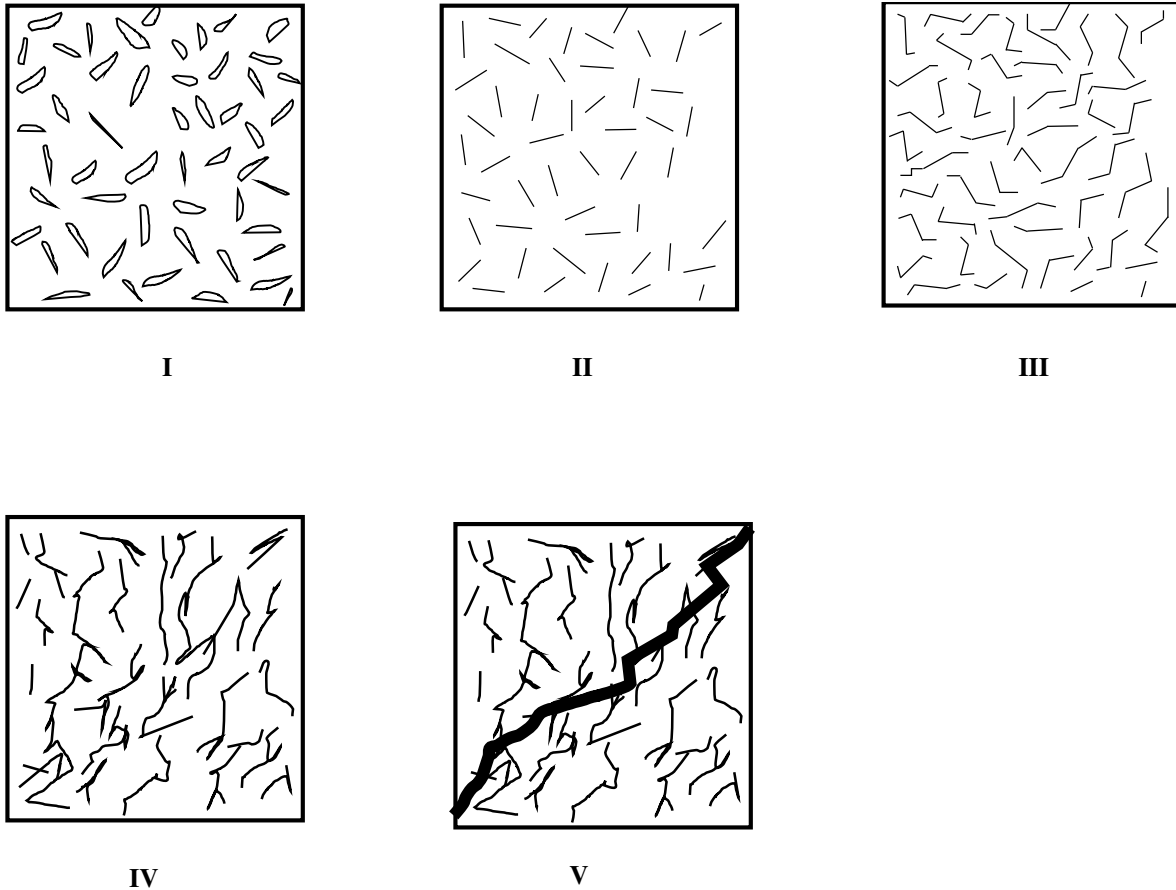


Figura 3.8 Etapas de deformación de una roca según Griffith, cada una representa un rango de la curva esfuerzo deformación de la figura 3.7, (modificado de Twiss & Moores, 1992)

### 3.3 MUESTREO Y PRUEBAS DEL SUELO Y ROCA.

Para la extracción de las muestras se realizaron excavaciones a cielo abierto, siguiendo las especificaciones de las normas AASHTO T86-70 y ASTM D420-69 (Bowles, 1981). En el caso de las rocas, se aprovecharon 7 excavaciones de zapatas aisladas, como cimentación de unas aulas nuevas dentro del inmueble de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL (Figura 3.9b). De aquí se obtuvieron bloques de lutita para su posterior prueba.

De los suelos se realizó una sola excavación hasta encontrar la capa anterior de la lutita, (última capa de la Figura 2.7). Para encontrar esta, se excavo aproximadamente unos 2.80 m y se procedió a retirar un cubo del suelo de 40 cm aproximadamente, cubierto en cera y en una caja de madera (Figura 3.9a).

En la fabricación de las muestras, se construyeron probetas cilíndricas de 5 cm de diámetro por 10 cm de altura. En el caso del suelo, se cortaron las probetas manualmente y en el de las rocas se cortaron primero con una barrenadora, para después nivelar las muestras con una cortadora, todo como lo marca la ISMR (1979) (González de Vallejo, 2002) (Figura 3.9c y 3.9d). Finalmente se obtuvieron 11 núcleos de roca y 9 de suelo.

Estos núcleos se probaron a compresión por medio de una máquina tipo Instron 600DX (Figura 3.10a), esto se realizó mediante la normas de pruebas de compresión uniaxial sin confinamiento AASHTO T208-70 y ASTM 2166-66 para suelos (Bowles, 1981) y la norma AASHTO T 22 y ASTM D 2938 para rocas (SCDOT, 2016).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.9 Proceso de muestreo y fabricación de probetas: (a) Muestra inalterada de suelo con excavación a cielo abierto (b) Muestras de roca con excavación a cielo abierto (c) Extracción de núcleos con barrena. (d) Núcleos de lutita nivelados con cortadora.

El ensayo de compresión simple permite determinar los parámetros uniaxiales de un suelo: el módulo de elasticidad o de Young ( $E$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y el esfuerzo máximo del material (González de Vallejo, 2002). En esta prueba, a diferencia de la prueba triaxial, carece de confinamiento; es decir, el esfuerzo  $\sigma_3$  es igual a cero.

El procedimiento de este ensayo, consistió en aplicar una carga axial vertical sobre la muestra, en este caso los cilindros de suelo y roca, hasta que se produjo la rotura del material. Normalmente los aparatos que se utilizan para estas pruebas tienen la capacidad de controlar la magnitud y velocidad de carga.

Durante el procedimiento, se llevó un registro de la carga que se le aplicó a la probeta y al mismo tiempo de las deformaciones que se produjeron en el material. Para finalmente obtener la relación esfuerzo-deformación y los parámetros correspondientes (Figura 3.10B).

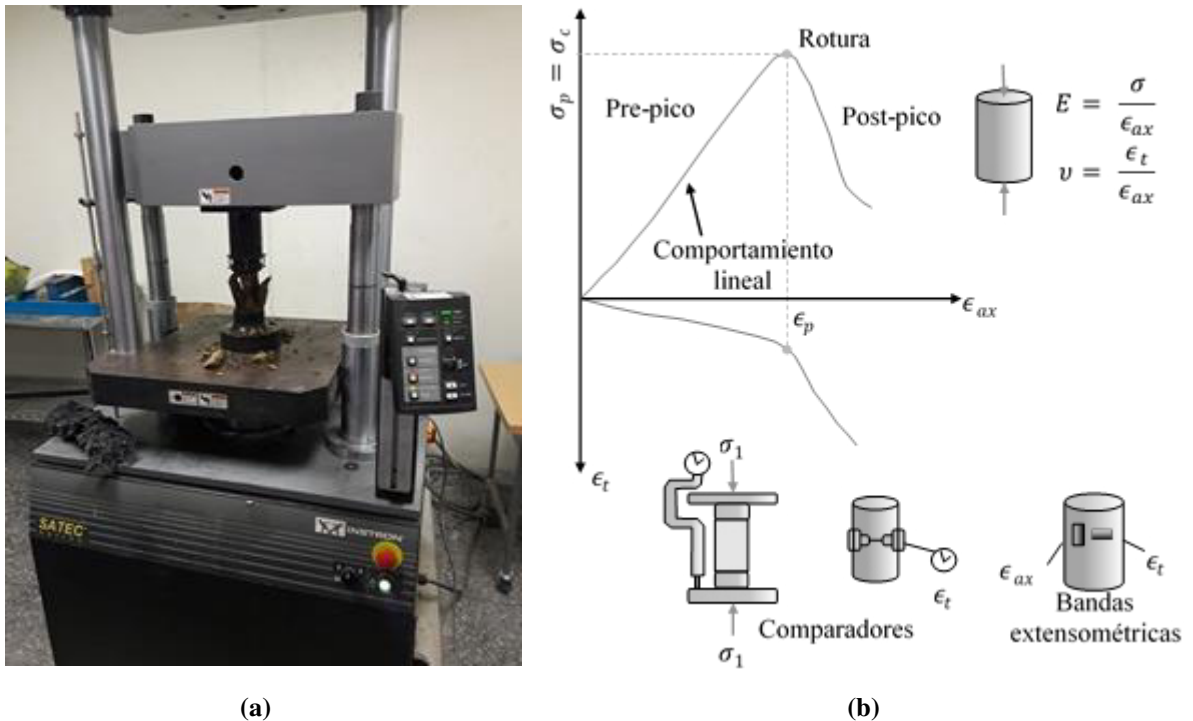


Figura 3.10 (a) Equipo utilizado para prueba uniaxial a compresión marca Instron 600DX, utilizado para las pruebas. (b) Gráfica esfuerzo deformación obtenida a partir de la prueba uniaxial a compresión, junto con los parámetros obtenidos de este (González de Vallejo, 2002).

### 3.4 RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LA INTERFAZ SUELO-ROCA

Al realizar las pruebas de compresión uniaxial simple de los materiales que conforman la ISR, se obtuvieron los diagramas esfuerzo-deformación de cada una de las muestras de suelo y roca, cuyos resultados pueden ser observados en los Anexos 3 y 4, respectivamente. Adicionalmente, en estos se pueden observar los diagramas sin modificar de estas pruebas.

#### 3.4.1 Suelo

De los suelos, se realizaron 9 pruebas, de las cuales solo 7 probetas arrojaron resultados satisfactorios; es decir, mostraron una continuidad coherente durante la realización de la prueba y un comportamiento similar al descrito anteriormente (Figura 3.6). Este comportamiento lo podemos observar en la gráfica sin modificar de la Figura 3.11. Las otras dos probetas no mostraron continuidad en los resultados y mucho menos un comportamiento mecánico aceptable.

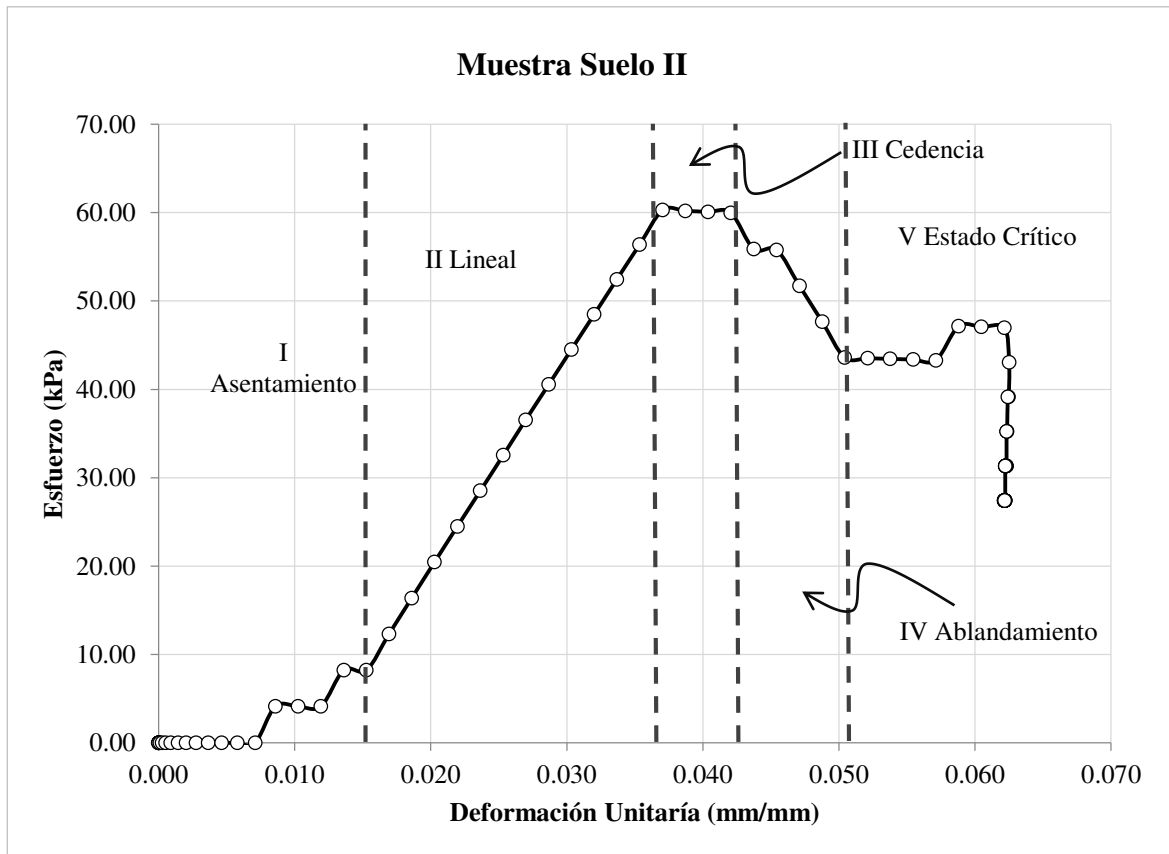


Figura 3.11 Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de suelo II, eje de la abscisas deformación unitaria (mm/mm) y eje de la ordenadas esfuerzo en kPa (kilopascal)

Comparando la Figura 3.11 con la Figura 3.6, se observa una gran similitud con las gráficas de una arena densa y una arcilla sobreconsolidada. Con la caracterización del suelo que se realizó en el capítulo anterior, se llegó a la conclusión que el comportamiento mecánico corresponde al de una arcilla sobreconsolidada.

A pesar que los suelos se caracterizan por tener un comportamiento elástico no lineal en un inicio, con excepción de las gráficas de las muestra de suelo 5 (Ver Anexo 3), el resto de las gráficas muestran un comportamiento lineal inicial, con excepción de la pequeña curvatura al inicio de la gráfica, que se atribuye al acomodo del equipo.

Se puede observar el rango lineal de la curva, seguido por el esfuerzo máximo del material, posteriormente se observa un comportamiento de cedencia, donde el material se deforma rápidamente sin que la tensión aumente, seguido por un comportamiento de ablandamiento producido por el fracturamiento interno del material.

En este último, ocurre una liberación del esfuerzo y continua aumentando la deformación del material hasta que alcanza el estado crítico, donde aunque el esfuerzo se mantiene constante, la deformación sigue aumentando hasta fallar completamente.

Los límites de fluencia que nos determinan el fin del rango elástico y el comienzo del plástico, no se pueden definir con las curvas esfuerzo-deformación presentadas, para ello se debe realizar una prueba triaxial para posteriormente aplicar el criterio de Drucker-Prager (criterio de Morh Coulomb para suelos) y finalmente definir el límite de fluencia.

De los resultados obtenidos se pueden identificar las siguientes fases de deformación, en las gráficas obtenidas. De los cuales se tienen (Figura 3.11):

- I. Asentamiento
- II. Lineal
- III. Cedencia
- IV. Ablandamiento
- V. Estado Crítico



### 3.4.2 Roca

Respecto a las muestras de rocas, las 11 muestras mostraron un comportamiento satisfactorio, el cual se observa en la gráfica sin modificar de la muestra de Roca II (Figura 3.12). Sin embargo, la ISR por ser una zona de transición está muy fuertemente fracturada, por consiguiente la tendencia de las curvas es muy diferente en cuanto a los valores de esfuerzo máximo (Ver Anexo 4).

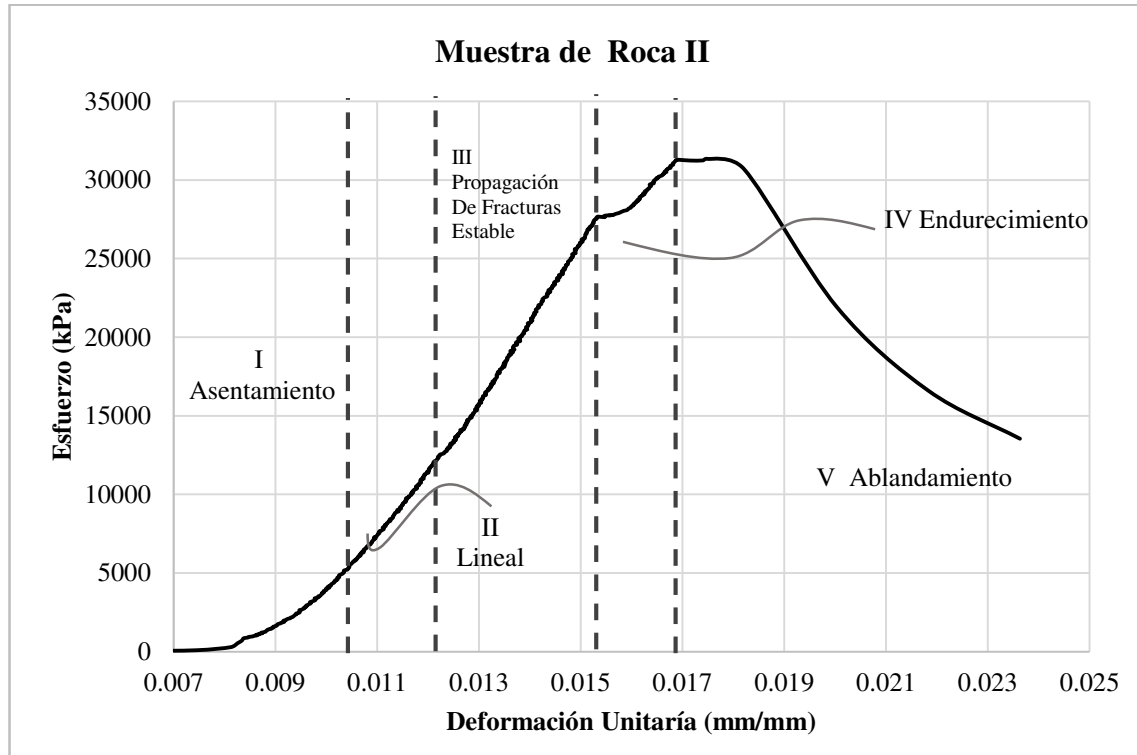


Figura 3.12 Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de Roca II, eje de la abscisas deformación unitaria (mm/mm) y eje de la ordenadas esfuerzo en kPa (kilopascal)

Al comparar la gráfica generalizada de la Figura 3.7 y la gráfica de la Figura 3.12 se observa cierta similitud. El tramo I de ambas figuras, representa el asentamiento del equipo, por lo que se asume que el comportamiento es lineal desde un inicio, tendiendo el mismo comportamiento en el Rango II (Lineal).

El tercer tramo, el cual representa la aparición de nuevas fracturas en la muestra de roca, está representado por un leve cambio en la pendiente de la recta. En la Figura 3.12, el cambio entre estos dos tramos se logra apreciar debido a una pequeña perturbación entre las dos rectas.

En el tramo III, la deformación se mantiene constante, por lo que la diferencia en las muestras radica en la apertura de nuevas fracturas en el material, por lo tanto se encuentra en un estado de fracturamiento estable.

Posteriormente se puede apreciar perfectamente una curvatura hasta alcanzar el esfuerzo pico de la muestra, la cual es característica de un comportamiento de endurecimiento (tramo IV), el cual es provocado por el incremento de la densidad de las fracturas producidas en el tramo III.

Finalmente en el esfuerzo máximo de la muestra (Límite entre el Tramo IV y V) comienza un descenso en el esfuerzo producido por la aparición de macrofracturas formadas por la unión de las microfracturas, el cual adquiere un comportamiento de Ablandamiento.

Aunque este comportamiento es característico en todas las muestras de roca, algunas rocas tienden a un comportamiento más dúctil que frágil, debido al alargamiento de la última curva (Figura 3.13). Este comportamiento se puede observar en las muestras que tienen una capacidad de carga menor que los 30 MPa.

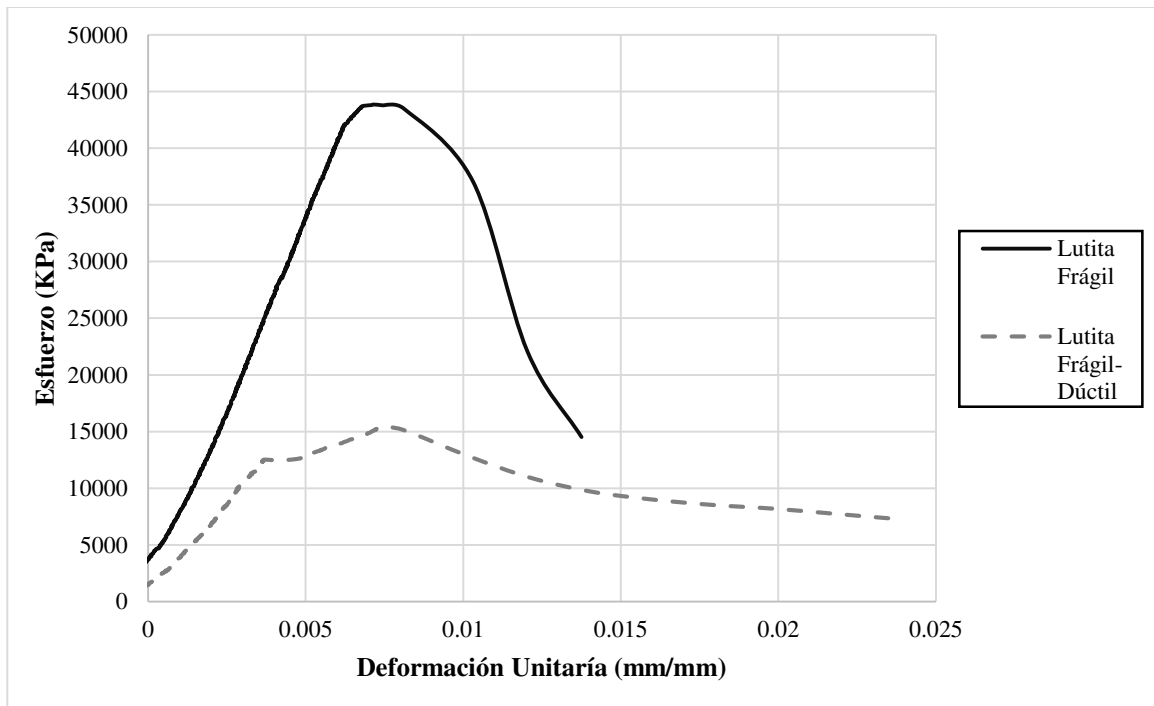


Figura 3.13 Dos tipos de comportamiento de la lutita de la ISR: Frágil y Frágil-dúctil.

Finalmente podemos apreciar que el comportamiento de los bloques presentes en la ISR pudiera dividirse en las siguientes fases (Figura 3.12):

- I. Asentamiento
- II. Lineal
- III. Lineal Estable
- IV. Endurecimiento
- V. Ablandamiento.

### 3.4.3 Ajuste de las curvas

Las curvas esfuerzos-deformación descritas en la sección anterior fueron obtenidas directamente de los ensayos de compresión axial sin confinamiento. Estas curvas como tal no representan un comportamiento mecánico representativo de los materiales de la ISR, por lo tanto es necesario el ajuste de estas gráficas, para posteriormente introducirlas dentro de un modelado

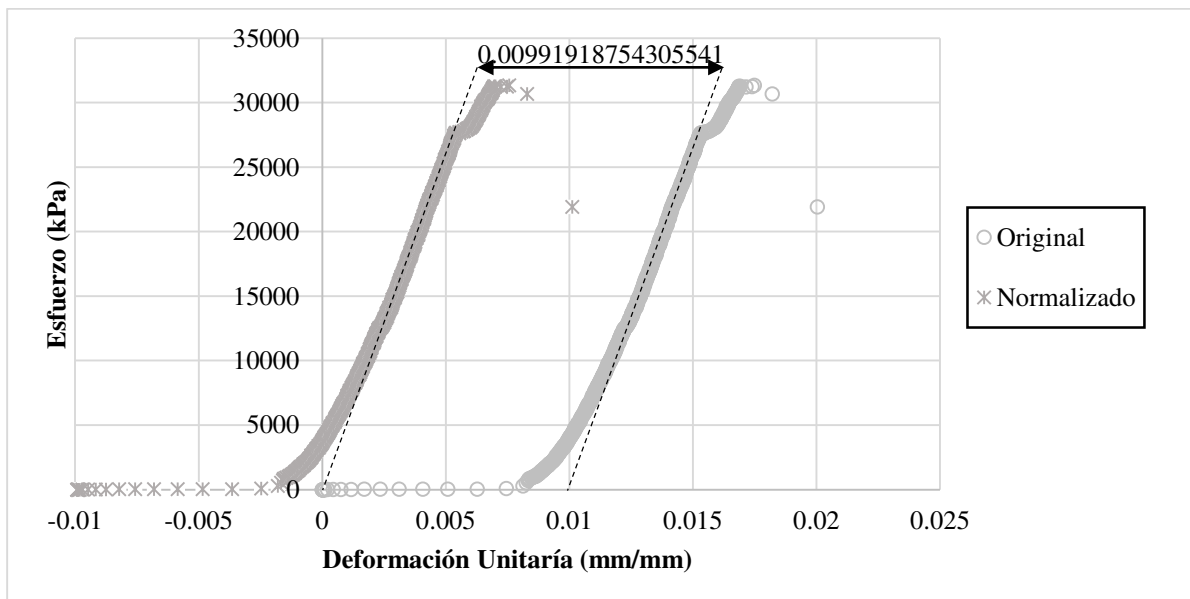


Figura 3.14 Normalización de las gráficas esfuerzo-deformación al origen. Se observa la gráfica original y la gráfica normalizada de la muestra de roca II.

El primer paso del ajuste de las curvas, consistió en eliminar la parte que corresponde al asentamiento del equipo (tramo I de la figura 3.12). Para ello se consideró que los tramos II y III están representados por la misma línea (en el caso de los suelos únicamente el tramo II). Por lo que se prolonga hasta tocar el eje de las abscisas (deformación unitaria) y se resta el valor de la intersección a todos los puntos (Figura 3.14).

Al realizar el paso anterior, prácticamente se corre la curva, de tal manera que el punto de intersección de la curva con el eje de las abscisas ahora se convertirá en el punto de origen.

El segundo paso consistió en definir una ecuación que reproduzca la curva obtenida del comportamiento mecánico del material. Para esto se utilizó el programa STATISTICA®, el cual provee las herramientas que permiten encontrar la ecuación que se acople más a los datos obtenidos de las pruebas.

Se debe elegir una ecuación que trabaje con una variable dependiente e independiente, en este caso la deformación y el esfuerzo respectivamente. Dependiendo de la ecuación, se necesitan encontrar los parámetros que cumplan con la ecuación definida. Por ejemplo, el rango elástico de cualquier material está dado por la ecuación 3.3, la cual tendría la siguiente forma:

$$\sigma = E\varepsilon \quad \Rightarrow \quad y = Ax \quad (3.5)$$

En este caso el esfuerzo está representado con la variable “y”, y la deformación unitaria por la variable “x”. En el caso del Módulo de Young (E), está representado por el parámetro “A”. Para encontrar estos parámetros se utilizó el “Algoritmo de Levenberg-Marquardt”, el cual es una mejora del método de “Gauss-Newton” para resolver problemas de regresiones no lineales por el método de los *mínimos cuadrados* (Transtrum & Sethna, 2012).

Tanto para las muestras de suelo y roca, que conforman la ISR, el tramo lineal está representado por una función lineal como se muestra en la ecuación 3.5, por ello para este es solo necesario encontrar un solo parámetro (la pendiente). El ajuste del tramo lineal de la muestra de suelo 2 se puede observar en la Figura 3.15.

En la Tabla 3-1, se muestran los resultados del análisis de la probeta de suelo 2 que incluyen: el parámetro “A”, error estándar y sus límites inferior y superior.

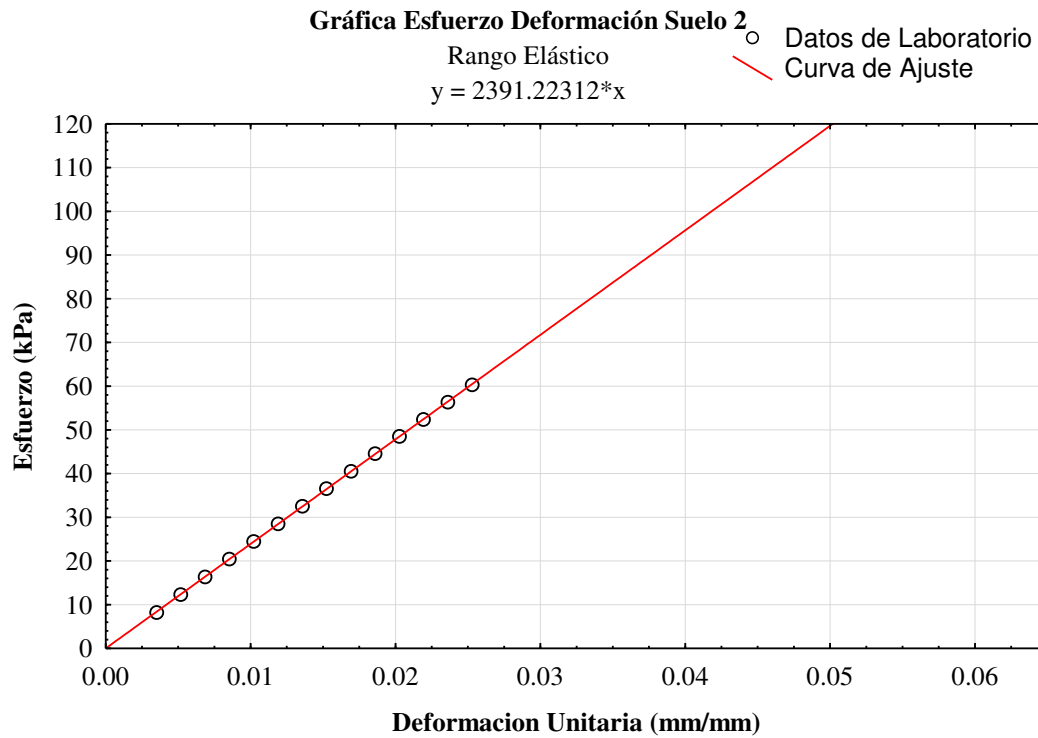


Figura 3.15 Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de suelo 2.

Parámetro	Valor Estimado	Error Estándar	Límite Inferior	Límite Superior
A	2391.223	1.758424	2387.424	2395.022

En el caso de la muestra de suelo 2, correspondiente al rango lineal, el valor del parámetro A (módulo de elasticidad) es equivalente a 2391.223 kPa. Se observa en la Figura 3.15, que este valor se ajusta muy bien a los datos con un error estándar de 1.758424, el cual tienen un porcentaje 0.0007353 % con respecto al valor estimado.

En el caso de las rocas el procedimiento es el mismo, con la diferencia del número de datos obtenidos en el laboratorio, debido a la gran diferencia en la capacidad de carga de los dos materiales. Para ello se muestra el ajuste de la gráfica esfuerzo deformación de la Muestra de Roca II en la Figura 3.16.

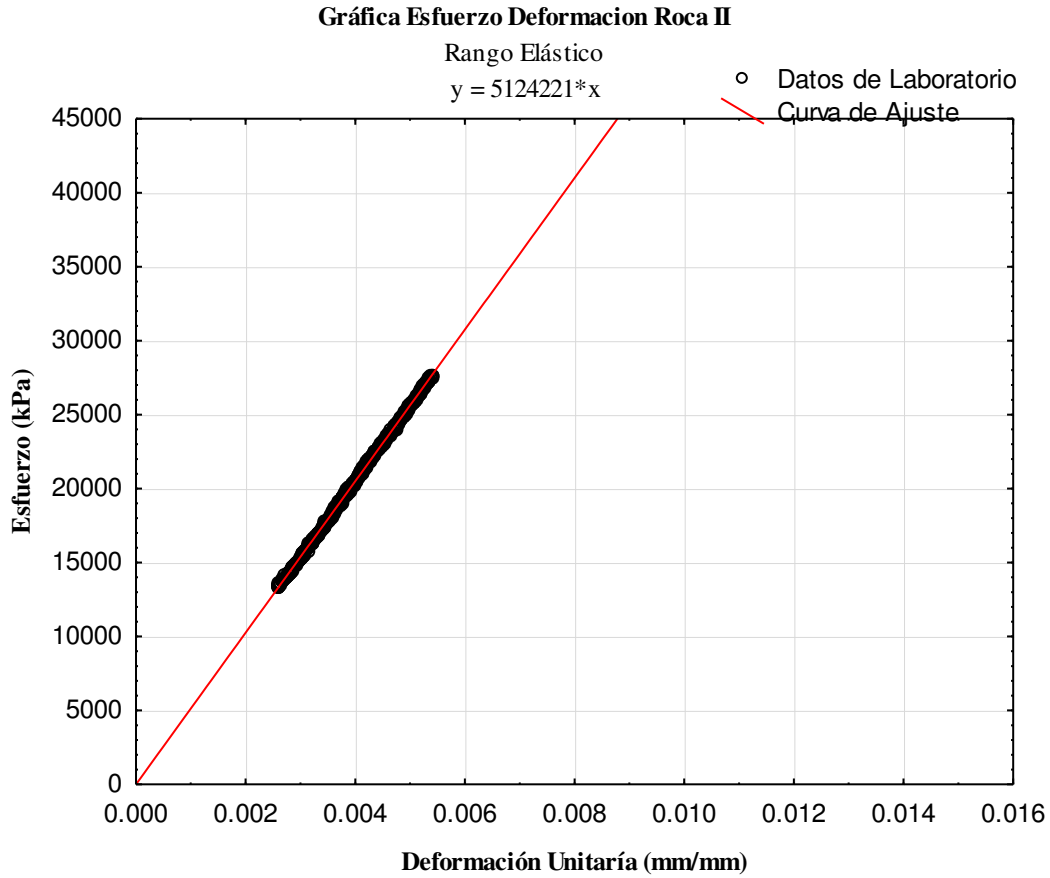


Figura 3.16 Gráfica esfuerzo-deformación de la muestra de Roca II.

Parámetro	Valor Estimado	Error Estándar	Límite inferior	Límite Superior
A	5124221	1330.322	5121604	5126837

Este procedimiento se repite con todas las muestras de suelo y de roca, y se obtienen los módulos elásticos de cada muestra, enseguida se procede a determinar el módulo de elasticidad representativo para ambos materiales. Para esto se colocan todos los datos obtenidos y se realiza el mismo procedimiento realizado individualmente. El análisis de las demás muestras de suelo y roca se puede observar en el Anexo V.

En la Figura 3.17 se observan todos los datos ajustados de las muestras del suelo, correspondientes al rango lineal del suelo de la ISR. Se puede observar una curva distinta que rompe con el patrón de comportamiento del resto de las curvas, esta curva representa la muestra

de suelo 5 (ver Anexo IV y V), en la que el ajuste que presentó una menor cantidad de error, fue el de una ecuación cuadrática.

El comportamiento que presenta esta muestra, tiene mayor semejanza al esperado en una arcilla consolidada (Figura 3.6b), el cual es más parecido al que se esperaría de la capa superior del suelo presente en la zona (limo-arcilloso color café), debido a que este material se encontraba mucho más suelto que el presente en la ISR.

A pesar de esto, los datos de la muestra de suelo 5 se incluyeron análisis del módulo de elasticidad del suelo. Este obtuvo un valor de 4414.516 kPa con un error estándar de 83.07874, el cual tienen un porcentaje 0.018% con respecto al valor estimado.

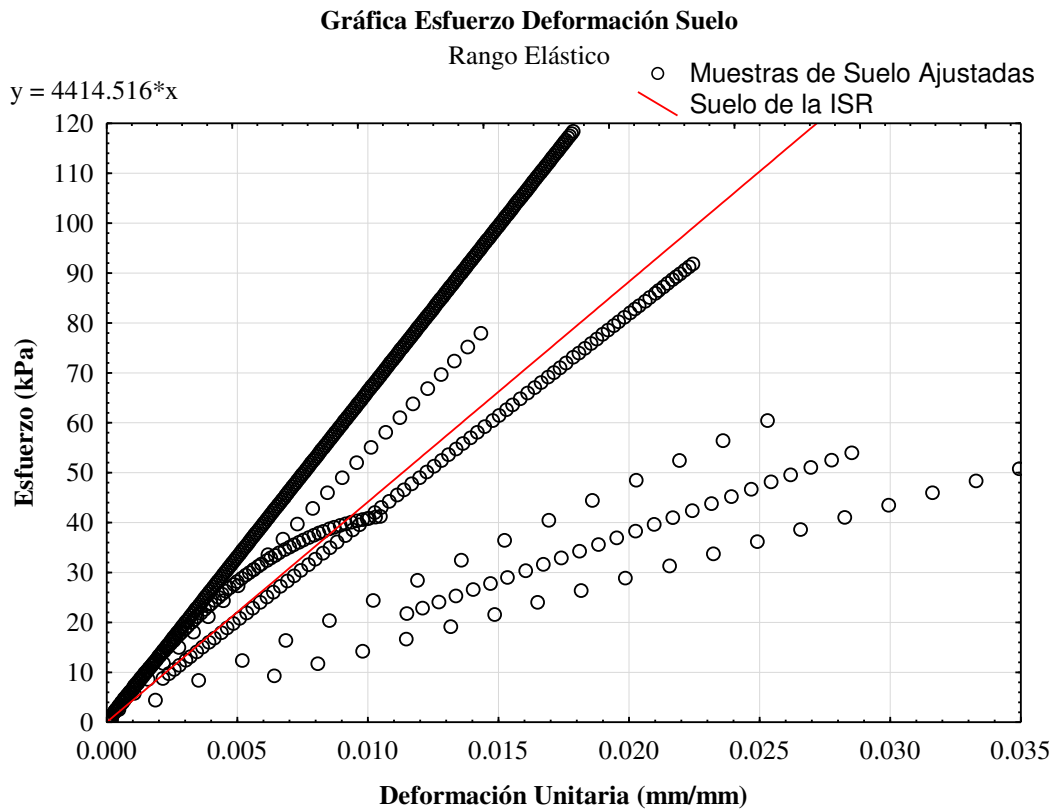


Figura 3.17 Gráficas esfuerzo-deformación de las 7 muestras de suelo y la curva representativa del suelo de la ISR.

Tabla 3-3 Cálculo del módulo de Elasticidad del suelo de la ISR

Parámetro	Valor Estimado	Error Estándar	Límite inferior	Límite Superior
A	4414.516	83.07874	4251.361	4577.671

De igual manera en la Figura 3.18, se observan todas las gráficas en la fase del rango lineal de las 11 muestras de roca (lutita de la ISR). Del cual se obtuvo un valor de 5350916.47 kPa, de módulo de elasticidad. En este caso se observa una gran variación en las curvas de cada muestra debido al intemperismo de la interfase.

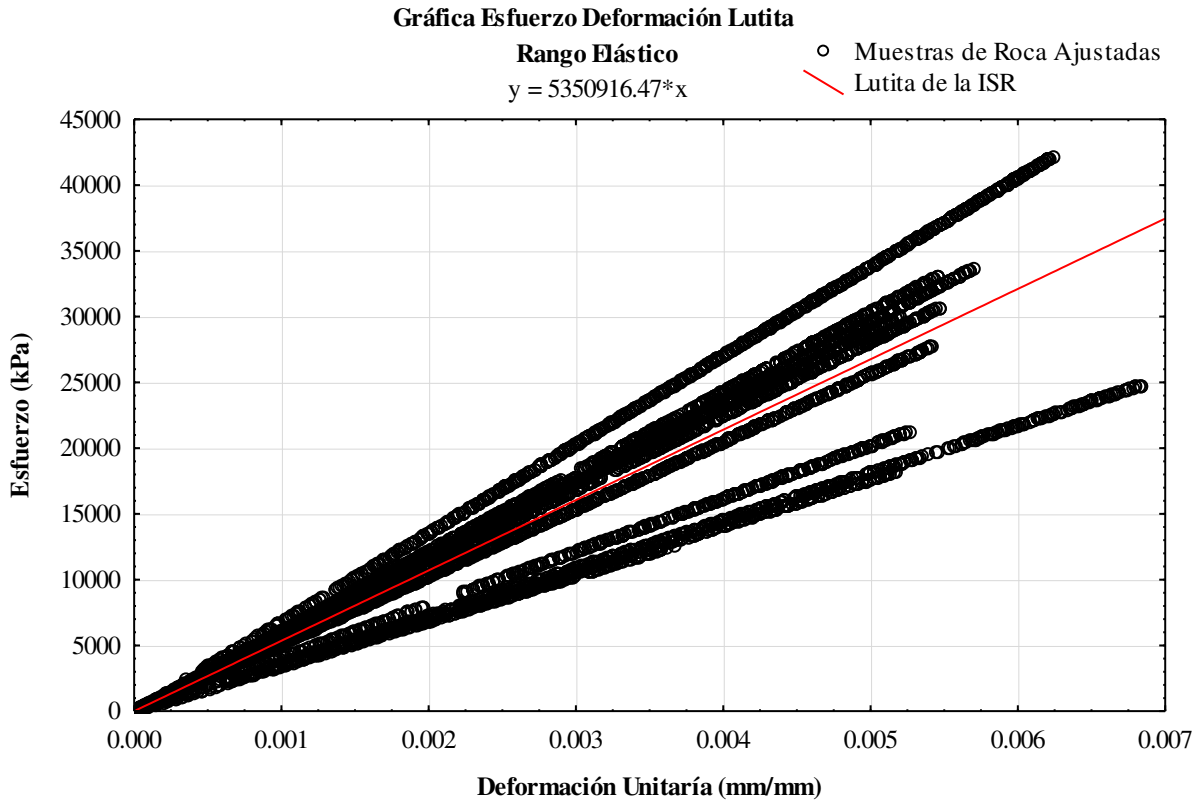


Figura 3.18 Gráficas esfuerzo-deformación de las 11 muestras de Roca y la curva representativa de la lutita de la ISR.

Tabla 3-4 Cálculo del módulo de Elasticidad de la Roca de la ISR

Parámetro	Valor Estimado	Error Estándar	Límite Inferior	Límite Superior
A	5360916	14820.81	5321862	5379971

Después de ajustar el rango lineal de las curvas que representan las muestras de las rocas y los suelos de la ISR, se procedió a ajustar la región plástica de cada curva de la misma forma que el aplicado para el rango lineal. En los suelos (Figura 3.11), después del rango lineal,



procede un estado de cedencia por lo que la función se trata de un constante que es obtenida por un promedio de las muestras.

Este valor corresponde al esfuerzo máximo, el cual es de 69.7493 kPa (promedio aritmético). Por lo que el rango lineal del suelo se mantiene hasta este valor; después de este punto, el esfuerzo se mantiene constante. Sin embargo, la deformación unitaria aumenta un valor de 0.02167601 mm/mm (promedio aritmético).

A partir de este valor, la curva empieza a caer, debido a un comportamiento con ablandamiento, el cual está representado por una función lineal con pendiente negativa:

$$y = A + Bx \tag{3.6}$$

Esta ecuación posee dos parámetros a determinar (A y B), para obtener estos valores se realiza el mismo tipo análisis para el rango lineal. En la Figura 3.19, se muestra el ajuste de la región plástica de la curva esfuerzo deformación de la muestra de Suelo 2 y en la Tabla 3.5 se muestran los resultados del análisis que incluyen: el parámetro “A” y “B”, error estándar y sus límites inferior y superior.

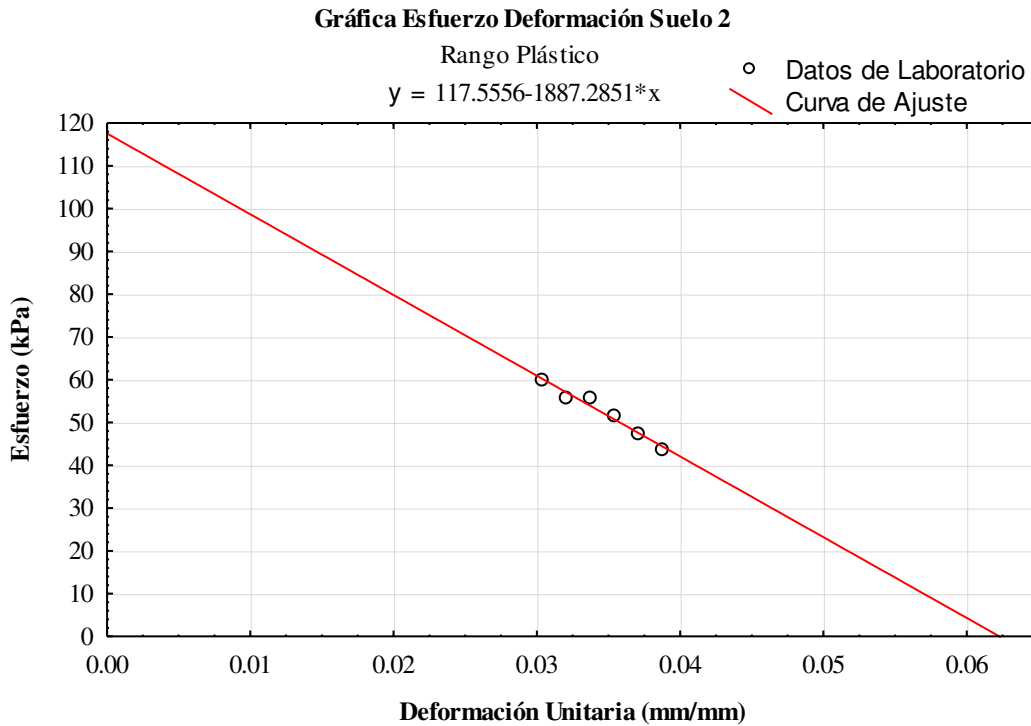


Figura 3.19 Gráfica esfuerzo-deformación de la región plástica de la muestra de suelo 2

Tabla 3-5 Cálculo de los parámetros “A” y “B” de la muestra de suelo 2.

Parámetros	Valor Estimado	Error Estándar	Límite Inferior	Límite Superior
A	117.56	6.3819	99.84	135.27
B	-1887.29	184.3334	-2399.08	-1375.49

De la misma manera se obtuvieron los parámetros de la región plástica con ablandamiento para el resto de las muestras de suelo. Posteriormente se realizó una normalización de todas las rectas en el origen (coordenada 0,0) (Figura 3.20) y con ello es eliminado el parámetro “A” de la ecuación.

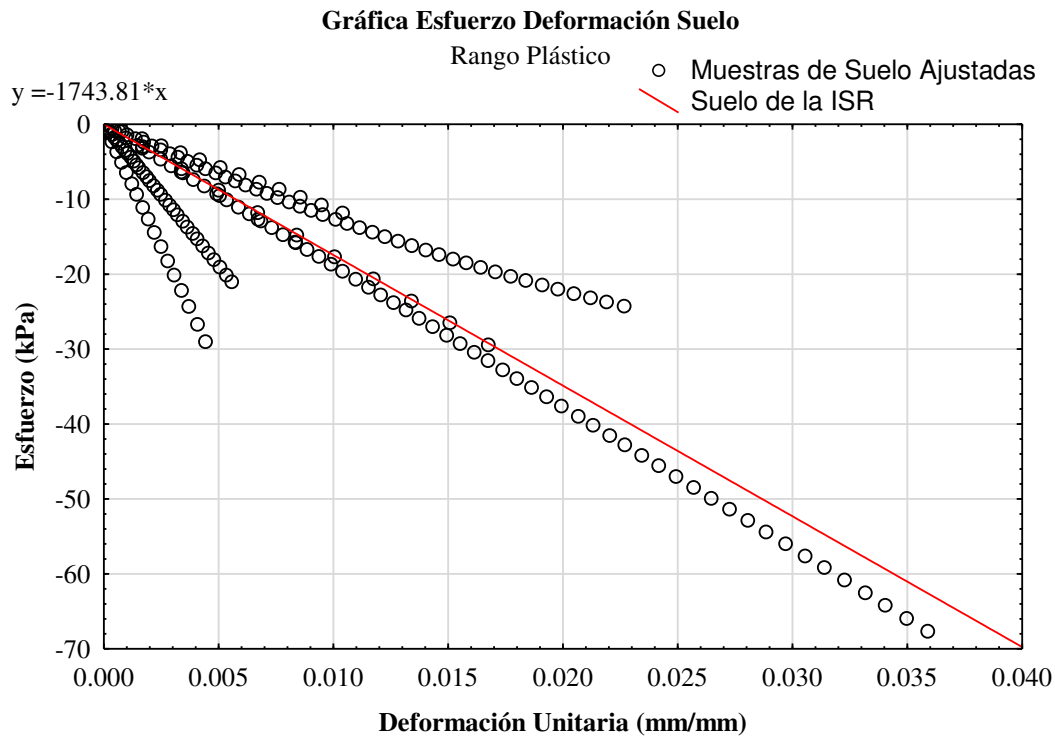


Figura 3.20 Gráfica esfuerzo-deformación rango plástico de las muestras de Suelo, con datos ajustados y la curva del rango plástico representativa de los suelos de la ISR.

Tabla 3-6 Cálculo del parámetro “A” para la región plástica de la ISR.

Parámetros	Valor Estimado	Error Estándar	Límite Inferior	Límite Superior
A	-1743.81	34.25	-1811.39	-1676.24

Así se obtuvo el valor de la pendiente con la que decrece el esfuerzo; que es igual a 1743.81, en la región plástica con ablandamiento antes de llegar al estado crítico del suelo. Cuyo valor de 43.9408 KPa. Así con estos valores, se obtiene un gráfica esfuerzo deformación del Suelo presente en la ISR (Figura 3.21).

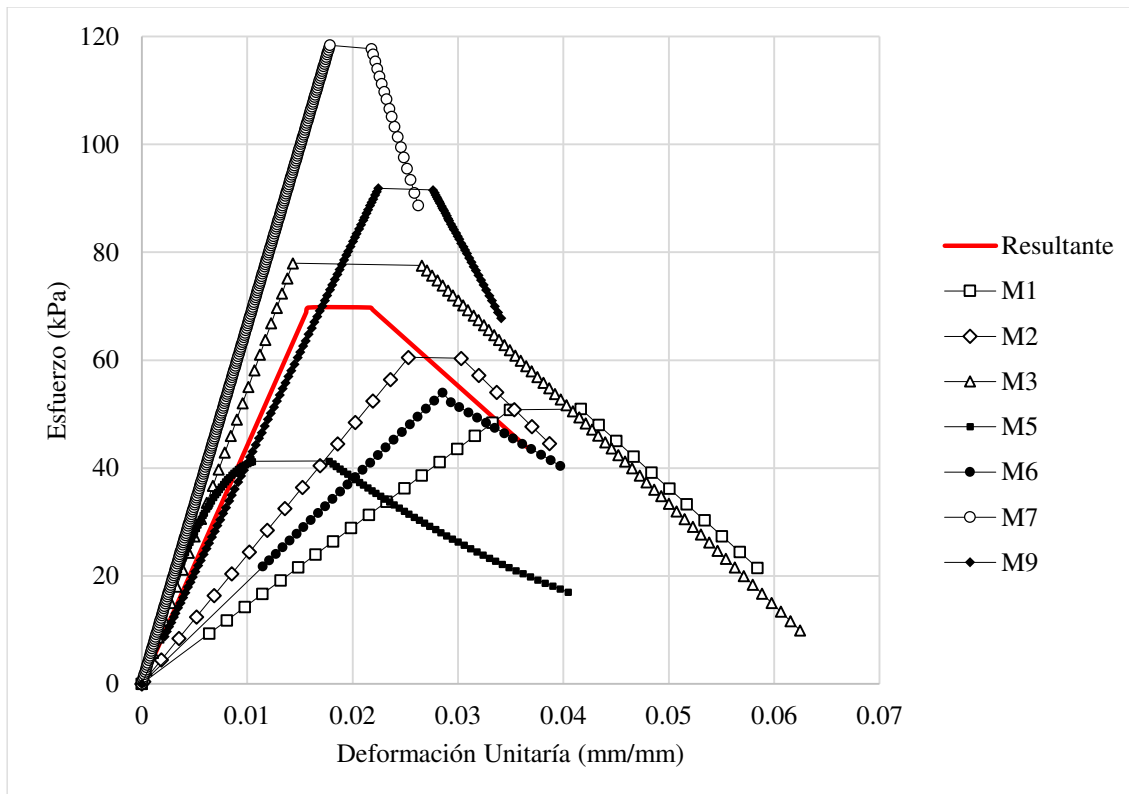


Figura 3.21 Curvas esfuerzo-deformación de cada una de las muestras de suelo (Líneas punteadas) y curva esfuerzo-deformación representativa del suelo de la ISR

Únicamente se contemplaron las primeras cuatro fases del suelo para su ajuste (con excepción del asentamiento), el rango linealmente elástico, el rango plástico del material dividido en plástico puro y plástico con ablandamiento. De aquí se obtuvo el módulo de elasticidad del suelo de 4414.516 kPa y el esfuerzo máximo del suelo de 43.9408 kPa.

En la Figura 3.21 se observa una variación importante en las muestras del suelo, esto es el resultado de la formación del suelo como producto de la descomposición de la lutita de la Formación Méndez (suelos residuales), proceso que se aceleró por la presencia de cauces por encima de la roca. Por lo tanto, el proceso de erosión no se presenta homogéneamente en toda la roca.

En el caso de la roca, cuando esta alcanzó un esfuerzo de 28767.499 kPa (promedio aritmético); se dice que alcanzó el límite elástico, el cual se considera como el inicio del al comportamiento plástico del material. En el caso de la Lutita de la ISR, después de este límite, comienza un estado de cedencia donde se alcanza una deformación unitaria de 0.005739 (promedio aritmético).

Después de este punto, el material adquiere un comportamiento con endurecimiento, el cual puede ser representado por una ecuación cuadrática, la cual obtuvo el menor error en la muestras y tiene la siguiente forma:

$$A + Bx + Cx^2 \tag{3.7}$$

En este caso se presentan 3 parámetros diferentes, los cuales se determinan con el mismo criterio aplicado anteriormente. En la Figura 3.22 se muestra el ajuste de la curva esfuerzo deformación de la muestra de roca II.

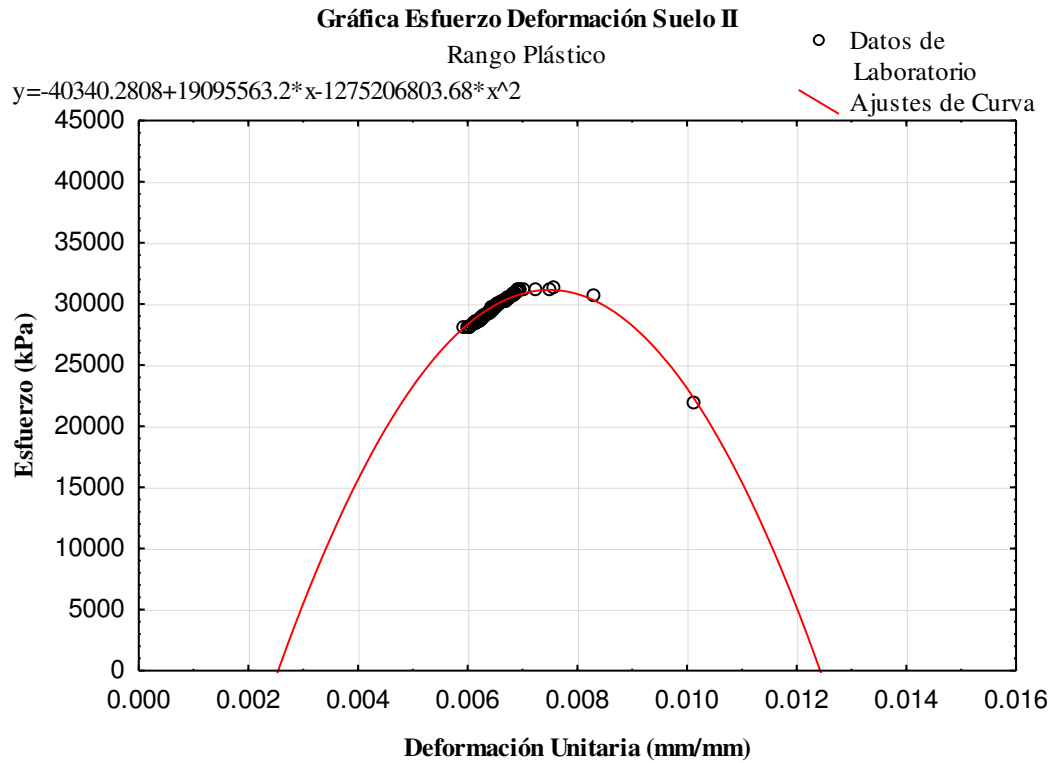


Figura 3.22 Gráfica esfuerzo-deformación del rango plástico de la muestra de Roca II.

Tabla 3-7 Cálculo de parámetros “A”, “B” y “C” para la muestra de roca II.

Parámetros	Valor Estimado	Error Estándar	Límite Inferior	Límite Superior
A	-40340.28	1955	-44224.7965680286	-36455.7649869248
B	19095563.17	534309	18033736.8229328	20157389.5320781
C	-1275206803.68	36123760	-1346995185.36554	-1203418422.01042

En la Figura 3.23 se muestran todas las gráficas ajustadas de las muestras de roca y normalizadas en cero (eliminando el parámetro “A”) para determinar los parámetros representativos del rango plástico de la Lutita de la ISR.

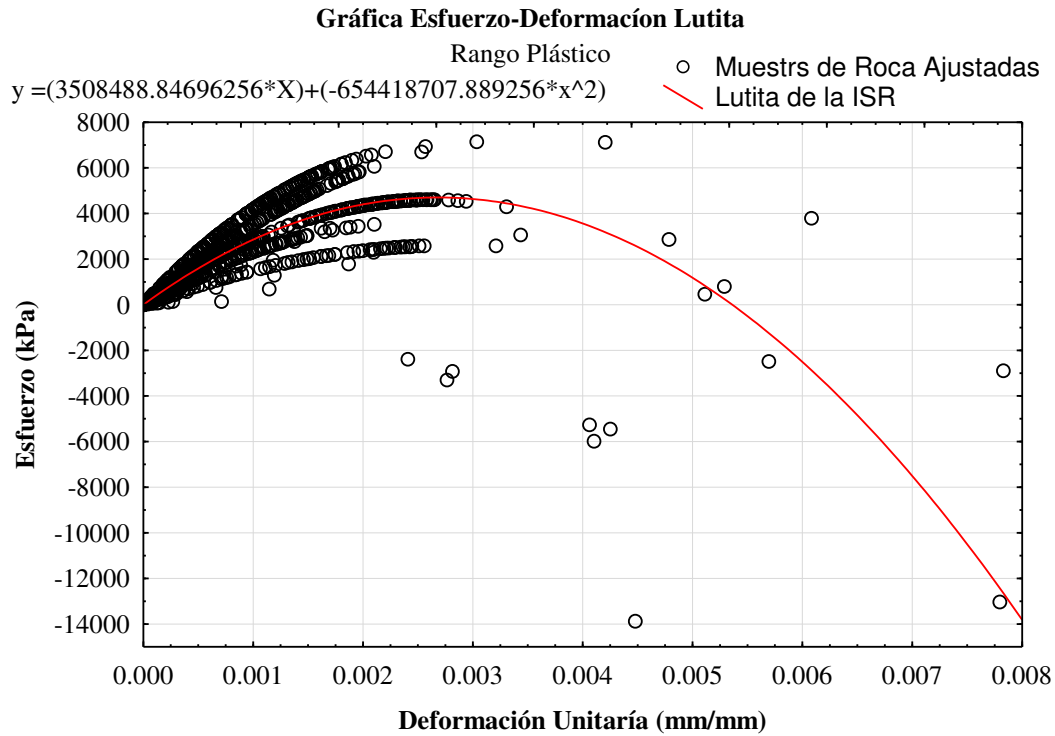


Figura 3.23 Gráfica esfuerzo-deformación rango plástico de las muestras de Roca.

Tabla 3-8 Cálculo de los parámetros “B” y “C” de bloques de lutita de la ISR.

Parámetros	Valor Estimado	Error Estándar	Límite Inferior	Límite Superior
B	3508489	57752	3395139	3621839
C	-654418708	16783105	-687358974	-621478442

Una vez obtenidos estos parámetros, se definieron las curvas ajustadas de todas las muestras de roca y una gráfica representativa de las lutitas de la ISR. Dentro de este análisis se contemplaron todas las fases de deformación con excepción del asentamiento. En la Figura 3.24 podemos observar los resultados obtenidos.

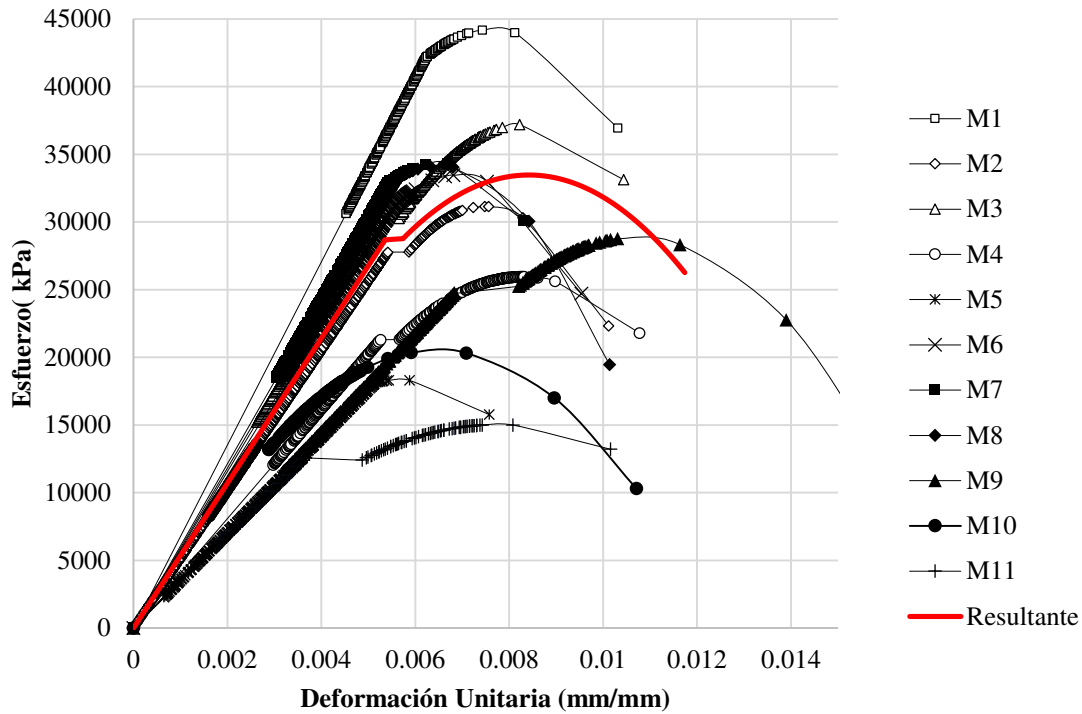


Figura 3.24 Curvas esfuerzo-deformación de cada una de las muestras de Roca y curva esfuerzo-deformación representativa de los bloques de lutita de la ISR

Se observa una variación importante, en los módulos de elasticidad de las rocas que sobrepasan los valores de 30 MPa, en comparación con las que se encuentran por debajo de este, tal como se describió en el tema anterior (Figura 3.13). Estas diferencias son producidas por las variaciones en la intensidad de las fracturas presentes en los bloques de lutita.

Además, las lutitas con una capacidad de carga mayor a los 30 MPa poseen una deformación de cedencia mucho menor o inclusive carecen de esta, a diferencia de las que están por debajo de este valor. Con la excepción de la muestra de roca 5, la cual carece de estado de cedencia a pesar de no sobrepasar los 30 Mpa.

### 3.4.4 Verificación de los diagramas esfuerzo-deformación

Para poder realizar una correcta verificación de los datos obtenidos experimentalmente en la sección anterior, es necesario realizar una comparación con datos experimentales obtenidos previamente del mismo material y los obtenidos en este trabajo de tesis. Como no existen

trabajos previos en la zona, se decidió comparar estos datos con lo obtenidos en otros lugares pero con el mismo procedimiento (prueba uniaxial no confinada) y materiales similares.

Podemos observar en las curvas de la Figura 3.25, la representación del suelo de la ISR, presente en el área de estudio, comparada con las gráficas de tres tipos de suelos (Nasr, 2015) (Liu & Peng L, 2009) (Mahasneh, 2004), las cuales fueron determinadas también por pruebas de compresión uniaxial no confinada. Estas gráficas por la forma indican un comportamiento frágil.

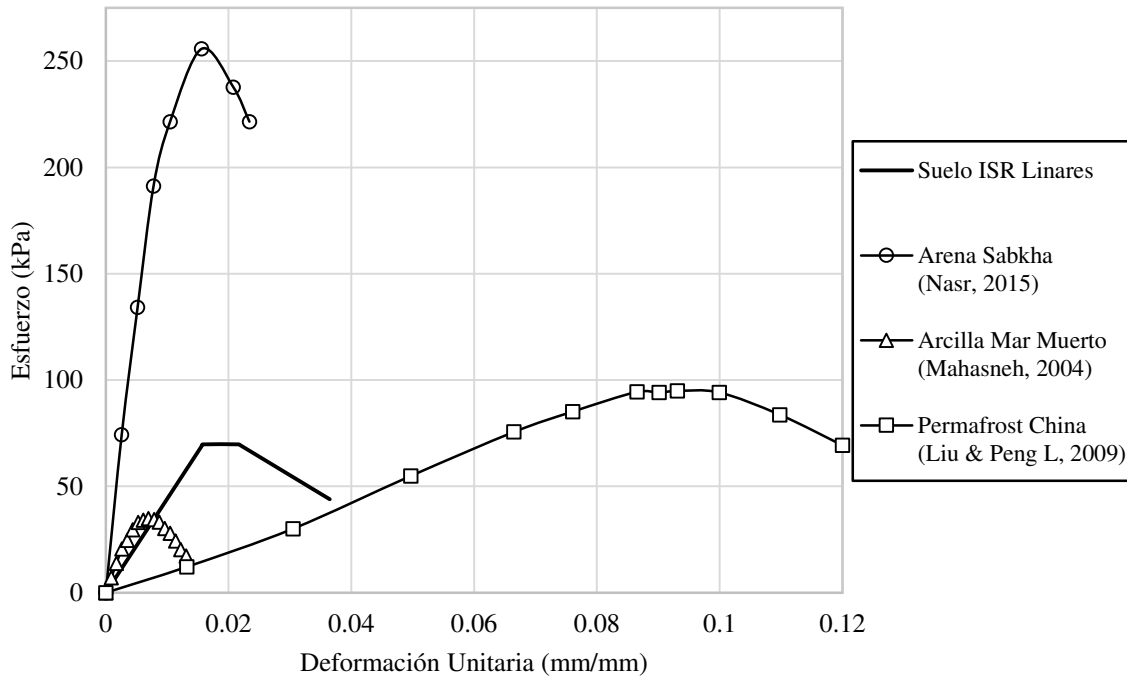


Figura 3.25 Gráficas Esfuerzo deformación de diferentes tipos de suelos, probados por medio de compresión uniaxial no confinada y la gráfica esfuerzo deformación del suelo de la ISR.

Inmediatamente se nota la diferencia de los esfuerzos máximo, entre las curvas que representan los suelos finos y los granulares; sin embargo, también se aprecian suelos finos con mayores valores de esfuerzo máximo. Otra diferencia que se logra apreciar es una mayor

cantidad de deformación por parte de los suelos cohesivos en comparación con su esfuerzo máximo.

A pesar de estas diferencias, los modelos teóricos, descritos en la sección 3.2.1, no muestran una característica típica en suelos más dúctiles de la Figura 3.25, esto es la presencia de un tramo de cedencia al previo al esfuerzo máximo.

A pesar de la distancia que diferencia las zonas donde se realizaron las muestras, estos suelos comparten una característica en común, y es el contenido de humedad ( $W\%$ ). En el caso del suelo de la ISR, cuenta con un  $W$  igual al  $14.6\%$  (Límite Plástico  $19.6\%$ ), el permafrost con un  $23\%$  y la arcilla del Mar Muerto no menciona el valor del contenido, pero sí reporta que la muestra esta humectada. Lo que puede producir un comportamiento Frágil-Dúctil.

En el caso de la Arena de Sabkha, se observa la ausencia de esta tramo de cedencia en la curva, inmediatamente como llega al esfuerzo máximo el esfuerzo comienza a decaer, esto se debe a que la muestra se trata de un suelo friccionante, a diferencia de las otras tres muestras y probablemente a un contenido de humedad muy bajo, por encontrarse en una zona desértica.

Todas las curvas obtenidas y que representan suelos exhiben características similares, como una fase elástica lineal. Las variaciones entre estas curvas se aprecian en los módulos de elasticidad, ya que estos dependen de las propiedades de cada tipo de suelo y de su formación.

Respecto al del ablandamiento que sufren los materiales, este tiende a ser muy parecido, aunque este disminuye hasta llegar al esfuerzo del estado crítico, se deforma un poco más y finalmente el material pierde completamente su cohesión.

En el caso de las rocas de la ISR, se compararon contra dos curvas de lutitas, de la Formación Xujiahe en China (Zhang, 2015) (Figura 3.26). Inmediatamente se observa la diferencia de esfuerzos máximos entre las 3 lutitas, a pesar de ser el mismo tipo de roca no podemos pasar por alto que la Fm. Xujiahe se encuentra a una profundidad considerable a comparación de la Lutita de la ISR, lo que permite que el material tenga mayor intemperismo.



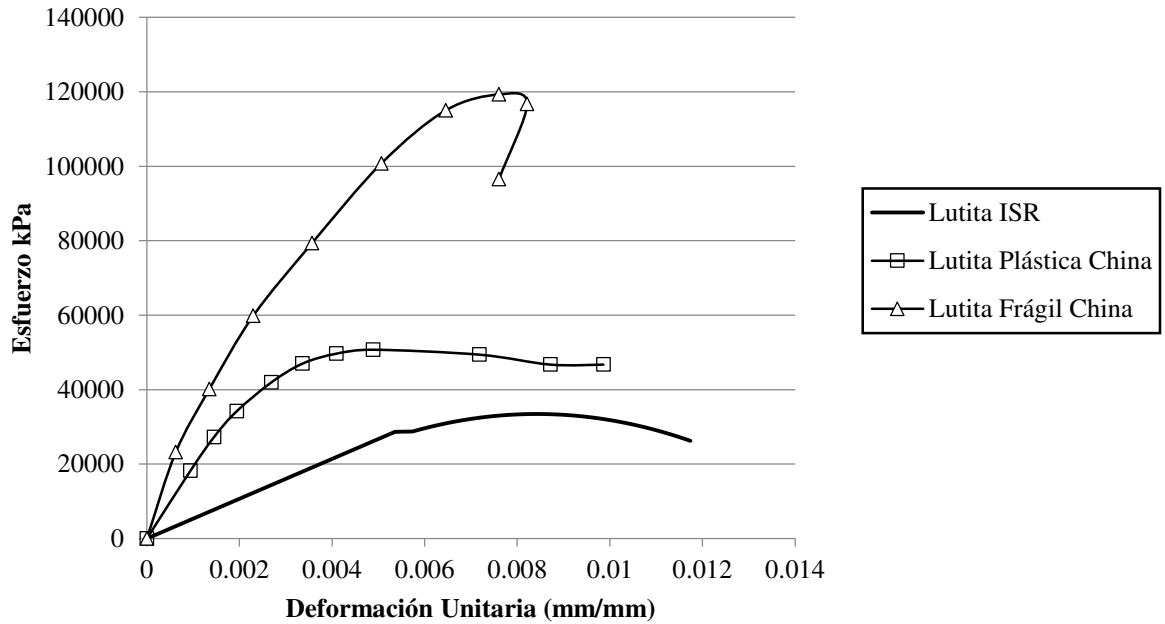


Figura 3.26 Gráficas esfuerzo-deformación de lutitas de la Formación Xujiahe, en China (Zhang, 2015). Comparadas con la gráfica esfuerzo deformación de la Lutita de la ISR de la Formación Méndez, Linares, México.

Otra diferencia que se aprecia es que estas curvas muestran un cambio muy brusco en el cambio del rango elástico lineal y el estado de fracturamiento estable. Aunque en la lutita de la ISR se observe un comportamiento quasi lineal, no significa que no se presente una zona de transición, simplemente es muy ligero el cambio entre ambos.

El segundo punto a considerar son las pendientes (módulo de Young) en las curvas que representan las lutitas de la Fm. Xujiahe. Esta diferencia de pendiente, quizás sea atribuible a que se trata a una roca de transición (saprolito), por lo que se encuentra fracturada e intemperizada.

Esta última característica, puede influir también en la deformación de la roca, ya que a pesar que represente un comportamiento frágil, adquiere una deformación parecida a la de la roca plástica, sin embargo el comportamiento que exhibió en los análisis realizados anteriormente, claramente demuestra el comportamiento frágil.

A pesar de todo esto, el material condicionante para que se puedan producir asentamientos diferenciales en la ISR, es el suelo que rodea los bloques de lutita, debido a que el suelo con un esfuerzo mínimo este se deforma tres veces más que la deformación máxima de la roca (Figura 3.23).

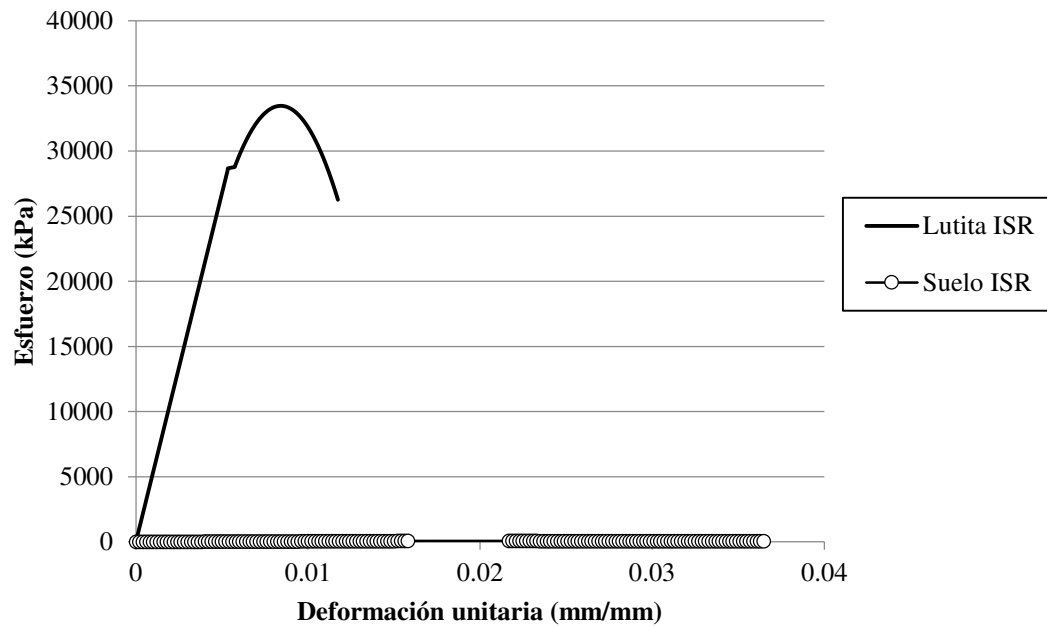


Figura 3.27 Gráficas Esfuerzo-Deformación de los materiales que integran la Interfase Suelo Roca.

## CAPÍTULO 4

### 4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DE LA INTERFAZ SUELO-ROCA

En el capítulo anterior se describieron las relaciones esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente de cada uno de los materiales que integran la ISR, en donde se encuentran cimentadas las zapatas del EIP, de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL. A partir de estas características mecánicas, la geometría estructural de la ISR y de las cargas producidas sobre ISR por cada una de la zapatas, se pretende calcular los desplazamientos de las zapatas.

Para calcular los asentamientos de la ISR, se aplicará el *método de los elementos finitos* (FEM por sus siglas en inglés), por medio de la plataforma ABAQUS®. Para ello se modelará una probeta representativa de la ISR, con una relación 1:2 (1m de ancho por 2 de altura) la cual se alimentará con los parámetros mecánicos y la geología estructural de la ISR.

Una vez realizado este análisis, se obtendrán parámetros mecánicos de la probeta de la ISR, con los cuales se realizará un segundo análisis, con la estratigrafía presente por debajo de cada una de las zapatas del EIP obtenidos de la Figura 2.11. Tomando en cuenta, el confinamiento producido por la Formación Méndez, de la cual también se introducirán sus propiedades mecánicas.

De igual manera por medio de un análisis de cargas se obtendrán las fuerzas que transmite la estructura del EIP sobre cada una de las zapatas. Con estos parámetros y geometría se alimentará el modelo, que dará como resultados los esfuerzos producidos en toda la ISR y por ende las deformaciones que causan los asentamientos propuestos en la hipótesis de este trabajo.

#### 4.1 MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El método de los Elementos Finitos plantea una solución aproximada en varios campos de la ingeniería, en el caso del problema aquí planteando se permitirá conocer los esfuerzos y deformaciones de un suelo o una roca; sin embargo, entre las aplicaciones pueden realizarse análisis de estructuras civiles como edificios y puentes, así como para el diseño de aviones y

automóviles, también se utiliza para modelar flujos de calor, de fluidos, magnéticos y otros problemas de flujo.

En general, este método consiste en discretizar un cuerpo (continuo o dominio), en un número finito de formas geométricas simples (elementos o subdominios), que se conocen como *elementos finitos*. A cada uno de estos elementos se les asignan las propiedades que caracterizan al material, junto con las relaciones que lo gobiernan.

Estos elementos son unidos mediante un ensamblaje, en el cual se consideran las condiciones de frontera (restricciones) y las cargas, dando como resultado un conjunto finito de ecuaciones. La solución de todas estas condiciones da como resultado una aproximación (muy exacta), que describe el comportamiento del continuo.

El método de los elementos finitos requiere de los siguientes pasos principales (Madenci & Guven, 2006):

1. Discretización del dominio en un número finito de subdominios (elementos).
2. Selección de funciones de Interpolación (funciones de forma).
3. Desarrollo de una matriz de elemento para el subdominio.
4. Ensamblaje de las matrices de los elementos para cada subdominio para obtener una matriz global para todo el dominio.
5. Imposición de las condiciones frontera.
6. Solución de las ecuaciones.
7. Cálculos adicionales (si es necesario).

Posteriormente se describirá la teoría y las ecuaciones que envuelven el método de la aproximación de los elementos finitos, basándose en el desarrollo de un continuo dividido en elementos triangulares basándonos en el enfoque energía potencial (Chandrupatla & Belegundu, 1999).

#### **4.1.1 Nodos y Elementos**

Cada uno de los elementos que se generan al discretizar el continuo, normalmente tienen formas geométricas sencillas como las que se muestran en la Figura 4.1. La forma que tienen

estos elementos, dependerá de la forma y características del continuo mismo, así como en el número de dimensiones que se trabaje (líneas, áreas o volúmenes).

A su vez estos “elementos” están conectados por *nodos* que forman los vértices de los elementos. En el modelado cada nodo está representado por un sistema de coordenadas cartesiano; sin embargo, en el sistema computacional se representan por medio de *coordenadas nodales y conectividades*.

Estas coordenadas nodales y conectividades de los nodos de los elementos del continuo, pueden representarse como se observa en la tabla de la Figura 4.1c, puede observarse que el método utiliza un arreglo circular inverso a la manecillas del reloj. Esta tabla muestra la conectividad entre los nodos locales y globales de todo el continuo y con ello también los grados de libertad del mismo.

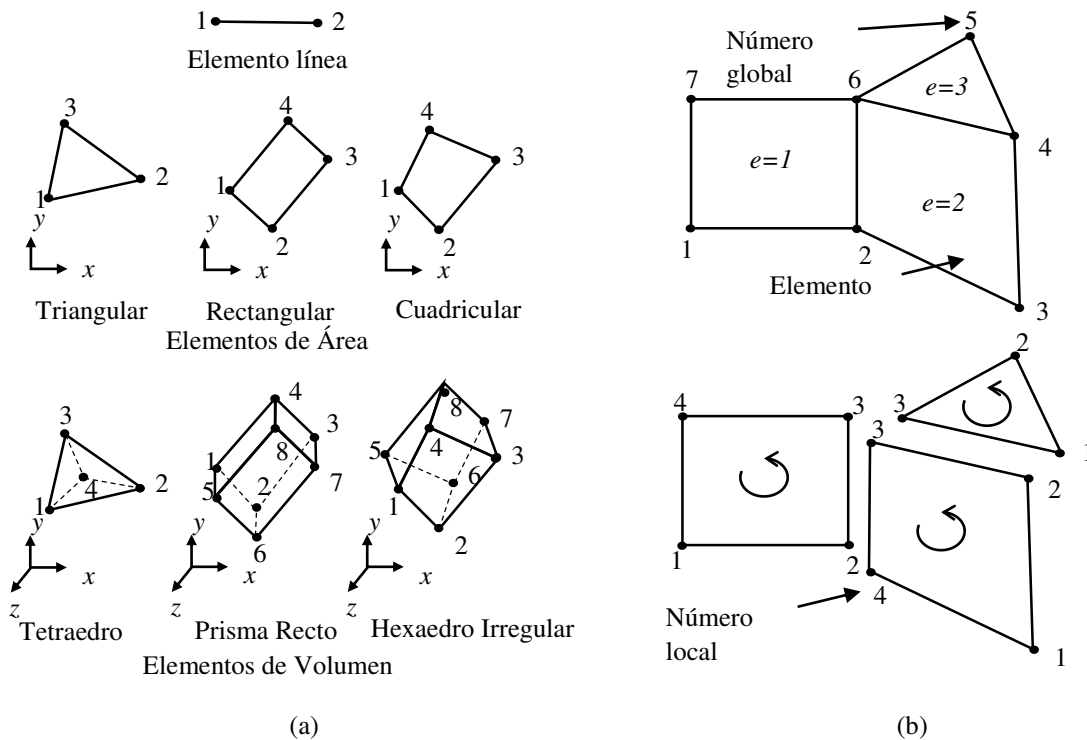


Figura 4.1 (a) Descripción de los distintos tipos de elementos de línea, área y volumen con sus respectivos números de nodos. (b) Discretización de un cuerpo en elementos y nodos (modificado de Madenci & Guven, 2006)

Tabla 4-1 Elementos de conectividad de los nodos de un elemento finito.

Número de Elemento	Nodos			
E	1	2	3	4
1	1	2	6	7
2	3	4	6	2
3	4	5	6	-

### 4.1.2 Funciones de Forma

Para realizar las interpolaciones de los puntos internos del elemento, se introducen las llamadas *funciones de forma*. Estas tienden a ser funciones lineales y se crean para cada uno de los nodos. Si se tiene un elemento finito de forma triangular como se muestra en la Figura 4.2, se obtiene una función de forma  $N_1$ ,  $N_2$  y  $N_3$ , para los nodos 1, 2 y 3 respectivamente.

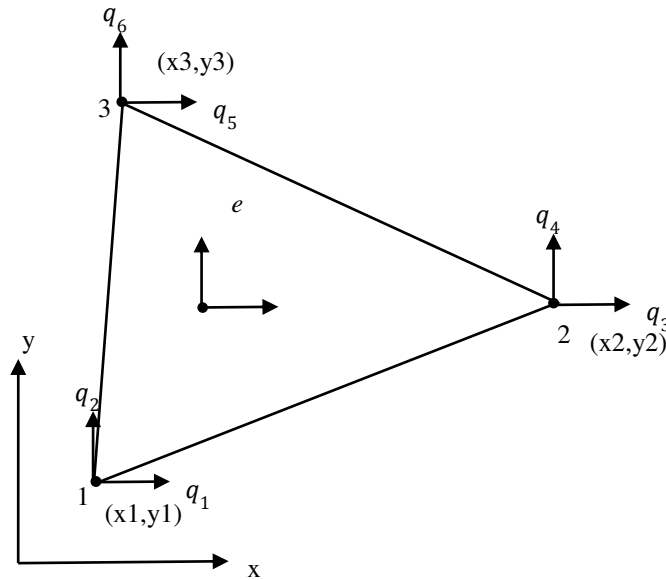


Figura 4.2 Representación de un elemento finito de forma triangular, con dos grados de libertad en cada nodo (modificado de Chandrupatla & Belegundu, 1999)

Sobre cada nodo, se establece un valor de desplazamiento; sin embargo estos valores guardan una relación con respecto a los otros valores nodales. Esto permite realizar la interpolación entre elementos.

Imaginando un segundo triángulo por encima del elemento analizado, las elevaciones de los vértices de este segundo triángulo, están dados por los desplazamientos de los nodos, así se crea una superficie triangular, por lo que al prolongar un punto cualquiera dentro del elemento

perpendicular al mismo, el valor de la elevación con la que alcanza el segundo triángulo viene siendo el desplazamiento en ese punto. La relación que guardan las funciones de forma “N” de cada nodo, debe ser como sigue:

$$N_1 + N_2 + N_3 = 1 \quad (4.1)$$

Para que se cumpla la función anterior, las funciones de forma  $N_1$ ,  $N_2$  y  $N_3$  deben ser linealmente independientes, con excepción de una. Por lo que conviene representarlas en coordenadas naturales ( $\xi$  y  $\eta$ ) como sigue:

$$N_1 = \xi \quad N_2 = \eta \quad N_3 = 1 - \xi - \eta \quad (4.2)$$

Las ecuaciones de los desplazamientos de los nodos, están dados por las ecuaciones de forma y los valores nodales de los desplazamientos en ambas direcciones ( $q_i, q_j$ ) (Figura 4.2). Esto puede representarse matricialmente definiendo una matriz N de la función de forma como sigue:

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

$$u = Nq \quad (4.4)$$

Donde  $u$ , es la función de los desplazamientos del elemento triangular, en las direcciones bidimensionales ( $x, y$ ), y  $q$  representa el desplazamiento nodal local de cada uno de los nodos.

Usando las ecuaciones de forma, las coordenadas  $x, y$  pueden representar los valores nodales ( $q_i, q_j$ ) en coordenadas nodales ( $x_i, x_j$ ). Esto es lo que se entiende como *representación isoparamétrica*. Utilizando la notación  $x_{ij} = x_i - x_j$  y  $y_{ij} = y_i - y_j$ , en la ecuación 4.4 y representando las ecuaciones de forma como en las ecuaciones 4.2 se obtiene,

$$x = (x_{13})\xi + (x_{23})\eta + x_3 \quad (4.5)$$

$$y = (y_{13})\xi + (y_{23})\eta + y_3 \quad (4.6)$$

Al derivar parcialmente las deformaciones  $u$  y  $v$  con respecto a  $x$ ,  $y$ . Se observa que  $u$ ,  $v$ ,  $x$  y  $y$ , están en función de las coordenadas naturales  $\xi$  y  $\eta$ . Así utilizando la regla de la cadena de las derivadas parciales de  $u$ , se tiene:

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \eta} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{pmatrix} \quad (4.7)$$

Donde la matriz cuadrada (2 X 2) se conoce como el jacobiano  $J$  de la transformación:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \eta} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Aplicando algunas propiedades del jacobiano y tomando las derivadas de  $x$  y  $y$ , se tiene.

$$J = \begin{bmatrix} x_{13} & y_{13} \\ x_{23} & y_{23} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

De la ecuación 4.7 aplicando el jacobiano, se obtiene la siguiente ecuación con la inversa del jacobiano  $J$ .

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{pmatrix} = J^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial \xi} \\ \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (4.10)$$

$$J^{-1} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} x_{13} & -y_{13} \\ -x_{23} & y_{23} \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

$$\det J = x_{13}y_{23} - x_{23}y_{13} \quad (4.12)$$

De las ecuaciones 4.10 y 4.11, se puede inferir lo siguiente:

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{pmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{pmatrix} x_{13} \frac{\partial u}{\partial \xi} & -y_{13} \frac{\partial u}{\partial \eta} \\ -x_{23} \frac{\partial u}{\partial \xi} & y_{23} \frac{\partial u}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (4.13a)$$

Y de la misma forma en  $v$ .



$$\begin{pmatrix} \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \end{pmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{pmatrix} x_{13} \frac{\partial v}{\partial \xi} & -y_{13} \frac{\partial v}{\partial \eta} \\ -x_{23} \frac{\partial v}{\partial \xi} & y_{23} \frac{\partial v}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (4.13b)$$

Teniendo en cuenta que la relación deformación-desplazamiento está dada por la siguiente ecuación (Chandrupatla & Belegundu, 1999):

$$\epsilon = \left[ \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right]^T \quad (4.14)$$

Aplicando los conceptos de las ecuaciones 4.13 y 4.4 en la relación de la ecuación 4.14, así como considerando que las definiciones de  $x_{ij}$  y  $y_{ij}$ , se puede escribir como  $y_{31} = -y_{31}$  y  $y_{12} = y_{13} - y_{23}$ , se obtiene la siguiente expresión:

$$\epsilon = \frac{1}{\det J} \begin{pmatrix} y_{23}q_1 & 0 & y_{31}q_3 & 0 & y_{12}q_5 & 0 \\ 0 & x_{32}q_2 & 0 & x_{13}q_4 & 0 & x_{21}q_6 \\ x_{32}q_1 & y_{23}q_2 & x_{13}q_3 & y_{31}q_4 & x_{21}q_5 & y_{12}q_6 \end{pmatrix} \quad (4.15)$$

La cual se representa de la siguiente forma matricial.

$$\epsilon = Bq \quad (4.16)$$

Donde B es la matriz de elemento de deformación unitaria-desplazamiento de (3 X 6) relacionada con las tres deformaciones unitarias y está dada por:

$$B = \frac{1}{\det J} \begin{pmatrix} y_{23}q_1 & 0 & y_{31}q_3 & 0 & y_{12}q_5 & 0 \\ 0 & x_{32}q_2 & 0 & x_{13}q_4 & 0 & x_{21}q_6 \\ x_{32}q_1 & y_{23}q_2 & x_{13}q_3 & y_{31}q_4 & x_{21}q_5 & y_{12}q_6 \end{pmatrix} \quad (4.17)$$

### 4.1.3 Enfoque de energía potencial

La energía potencial  $\Pi$  de un sistema está dada por la siguiente ecuación.

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_A \epsilon^T D \epsilon t \, dA - \int_A u^T f t \, dA - \int_A U^T T t \, dA - \sum_i u_i^T P_i \quad (4.18)$$

Donde el primer término corresponde a la energía potencial de deformación o esfuerzos internos, el segundo término corresponde a las fuerzas de cuerpo, el tercero a las fuerzas de tracción y el último término corresponde a la aplicación de cargas puntuales, todos estos aplicados sobre el elemento del continuo.

Sin embargo la ecuación 4.18 está relacionada la energía potencial de un solo elemento. Al momento de introducir todos los elementos que conforman el continuo la energía total puede escribirse así,

$$\Pi = \sum_i U_e - \int_e^0 u^T f t \, dA - \int_L^0 U^T T t \, dA - \sum_i u_i^T P_i \quad (4.19)$$

Donde  $U_e$  es la energía de deformación unitaria del elemento. Esta se define como el aumento de la energía interna de un sólido deformable como respuesta del trabajo realizado por las fuerzas que provocan la deformación. Para materiales elásticos, la energía de deformación ( $U$ ) está dada por:

$$U = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \epsilon \, dV \quad (4.20)$$

Sin embargo como se desconocen los esfuerzos dentro del continuo, se pueden determinar con la relación esfuerzo-deformación:

$$\sigma = D \epsilon \quad (4.21)$$

Donde  $D$  es una matriz que relaciona el esfuerzo y la deformación de un continuo en problemas planos, el valor de esta matriz depende del tipo del problema bidimensional (esfuerzo plano o deformación plana). Así se obtiene la energía de deformación unitaria del elemento

$$U_e = \frac{1}{2} \int_e^0 \epsilon^T D \epsilon \, dA \quad (4.22)$$

#### 4.1.4 Rigidez del elemento

Para determinar la rigidez del elemento, se debe sustituir la deformación unitaria de la ecuación 4.16 en la energía de deformación unitaria del primer término de la ecuación 4.19, para obtener la siguiente expresión.

$$U_e = \frac{1}{2} \int_e^0 q^T B^T D B q \, dA \quad (4.23)$$

Considerando que todos los términos, con excepción del área, son consideradas como constantes, se extraen todos estos valores fuera de la integral y al integrar la derivada del área queda como resultado la siguiente expresión,

$$U_e = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T t_e A_e \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} \mathbf{q} \quad (4.24)$$

O

$$U_e = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T k^e \mathbf{q} \quad (4.25)$$

Donde  $k^e$ , es la matriz de rigideces del elemento, aplicando la sumatoria de la energía de deformación unitaria del elemento, se obtiene finalmente la energía de deformación de todo el sistema, con la matriz de rigideces global ( $\mathbf{K}$ ) y el vector de desplazamientos global del continuo ( $\mathbf{Q}$ ),

$$U = \sum_e \frac{1}{2} \mathbf{q}^T k^e \mathbf{q} = \frac{1}{2} \mathbf{Q}^T \mathbf{K} \mathbf{Q} \quad (4.26)$$

#### 4.1.5 Términos de fuerza

Se puede observar, que los últimos términos de la ecuación de energía, son las fuerzas que actúan sobre el continuo y las fuerzas de cuerpo del mismo continuo. Las fuerzas de cuerpo pueden ser considerarlas como sigue:

$$\int_e \mathbf{u}^T \mathbf{f}^e dA = \mathbf{q}^T \mathbf{f}^e \quad (4.27)$$

Donde  $\mathbf{f}^e$  es el vector de fuerza del cuerpo del elemento, que se encuentra dado como,

$$\mathbf{f}^e = \frac{t_e A_e}{3} [f_x, f_y, f_x, f_y, f_x, f_y]^T \quad (4.28)$$

Sin embargo, este representa las fuerzas de cuerpo de un solo elemento, para que se obtenga el valor de todas las fuerzas del continuo se deben realizar las sumatorias de la siguiente manera y agregarse a la matriz global ( $\mathbf{F}$ ),

$$\mathbf{F} \leftarrow \sum_e \mathbf{f}^e \quad (4.29)$$

La segunda fuerza que se tiene en la ecuación de energía, son las fuerzas de tracción, que corresponden a cargas distribuidas que actúan sobre la superficie del continuo. Estas fuerzas actúan sobre las “aristas” que conectan los nodos de los elementos. Considerando que actúa una fuerza de tracción sobre un borde  $l_{1-2}$ , se puede expresar de la siguiente forma:

$$\int_e^0 \mathbf{u}^T \mathbf{T} t \, dl = [q_1 q_2 q_3 q_4] \mathbf{T}^e \quad (4.30)$$

Donde  $\mathbf{T}^e$  esta descrito como:

$$\mathbf{T}^e = \frac{t_e l_{1-2}}{6} [2T_{x1} + T_{x2}, 2T_{y1} + T_{y2}, T_{x1} + 2T_{x2}, T_{y1} + 2T_{y2}]^T \quad (4.31)$$

Donde los valores de las tracciones deben agregarse a la matriz global de fuerzas  $\mathbf{F}$ , junto con las fuerzas de cuerpo como se mostró en la ecuación 4.29.

Las cargas puntuales que se aplican en el continuo, son aplicadas normalmente, sobre alguno de los nodos de los elementos que conforman el continuo. Si se considera como  $i$ , al que se le aplica una carga puntual  $P_i = [P_x, P_y]^T$ , entonces,

$$\mathbf{u}_i^T P_i = Q_{2i-1} P_x + Q_{2i} P_y \quad (4.32)$$

Así las componentes  $x$ ,  $y$  de la cargas o cargas puntuales pueden ser agregadas la componente  $(2i-1)$ -ésima y  $(2i)$ -ésima de la matriz de fuerza global  $\mathbf{F}$ . Al ingresar los conceptos de fuerzas de cuerpo, de tracción y cargas puntuales se expresan como sigue,

$$\mathbf{F} \leftarrow \sum_e (\mathbf{f}^e + \mathbf{T}^e) + \mathbf{P} \quad (4.33)$$

Al insertar la energía potencial producida en el continuo por la fuerzas en el mismo, junto con la energía potencial de deformación de todos los elementos del continuo, se puede escribir la ecuación 4.19, como sigue,

$$\Pi = \frac{1}{2} \mathbf{Q}^T \mathbf{K} \mathbf{Q} - \mathbf{Q}^T \mathbf{F} \quad (4.34)$$

Al considerar las condiciones de frontera, y obtener las matrices de  $\mathbf{K}$  y  $\mathbf{F}$  modificadas, se obtiene una expresión más sencilla, de la cual se deriva el vector de los desplazamientos por cualquier método para resolver un sistema de ecuaciones, la cual tiene la siguiente forma.

$$\mathbf{K} \mathbf{Q} = \mathbf{F} \quad (4.35)$$

En el caso de los esfuerzos, se pueden obtener los valores por medio de la matriz  $\mathbf{B}$  (ecuación 4.17), que relaciona la deformación unitaria-desplazamiento y el vector de desplazamientos del elemento  $q$ , con ello tenemos la siguiente ecuación,

$$\sigma = DBq \quad (4.36)$$

Sin embargo el esfuerzo debe, determinarse por elemento, no puede tomarse una matriz global para su cálculo. Por ello, en este método se puede determinar el valor de los esfuerzos, sin la necesidad de la deformación y el viceversa.

Para determinar los esfuerzos y deformaciones de la ISR, se usará una versión estudiante de la plataforma ABAQUS®. Este programa provee una herramienta poderosa del FEM, con una interfase gráfica muy fácil de utilizar.

También permite utilizar los diversos tipos de elementos para el mallado del continuo. Además, permite introducir propiedades a los elementos, en el caso que el problema es bidimensional, se puede optar por un problema de tipo esfuerzo plano o deformación plana.

El programa permite, adicionar propiedades mecánicas a los elementos más allá del comportamiento elástico, es decir, que también propiedades del comportamiento plástico e inclusive el fracturamiento del mismo. Sin embargo, por ser versión estudiantil tiene capacidad limitada

## ***4.2 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA ISR***

En el capítulo anterior se definió la relación esfuerzo deformación de los materiales que integran la ISR (suelo y roca). Por medio del FEM, se simulará una prueba uniaxial de compresión y obtener los parámetros elásticos de la ISR (Módulo de elasticidad E para coeficiente de Poisson  $\nu$ ).

La geometría de la probeta, tendrá una relación 1:2 (un metro de base por dos de altura), cuya geometría estará representada por la geología estructural de la ISR, se le aplicará una carga de 10 KN, por cada incremento se analizará la deformación normal y tangencial a la carga para poder determinar la relación esfuerzo deformación del material.

### 4.2.1 Geometría de la ISR

El material consta de un metro de base, por dos metros de altura. Los bloques de lutita como se mencionó en el Capítulo 2, tienen una dimensión aproximada de 15 X 30 cm, y el espesor de las fracturas de suelo tiene un espesor de 5 cm.

Los estratos de lutita tienen un buzamiento de  $30^\circ$  y para cuestiones de diseño las diaclasas tienen un buzamiento de  $60^\circ$  para obtener bloques rectangulares y para formar un ángulo interno de  $90^\circ$  entre estratos y diaclasas, típico de las fracturas a extensión *bc*. De esta manera, se obtuvo la geometría como se aprecia en la Figura 4.3

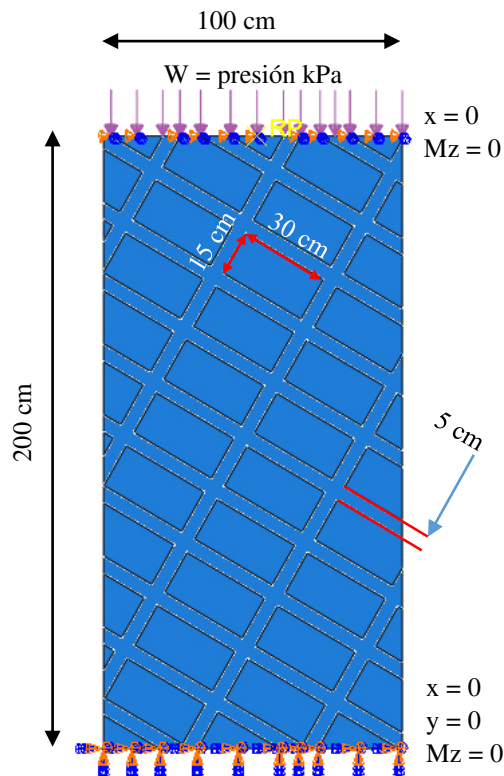


Figura 4.3 Probeta de la ISR, con geometría de la geología estructural, una presión a compresión y confinamiento, simulando una prueba a compresión uniaxial (imagen extraída de Abaqus®)

### 4.2.2 Materiales de la ISR

La ISR consta de dos materiales principales: el suelo y la roca (lutita). De los cuales se determinaron las relaciones esfuerzo deformación experimentalmente. Se observó que ambos materiales comienzan con un comportamiento elásticamente lineal (Figura 3.21 y 3.24). Por lo que el comportamiento inicial es elástico.

En este modelo de deformación para modelar la fase del comportamiento elástico de los materiales, se consideraron 2 parámetros mecánicos, el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): El primero fue determinado en el capítulo anterior y se obtuvieron los valores de 4414.516 kPa y 5350916.47 kPa, para suelo y roca respectivamente.

En el caso del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), el proceso de obtención de estos coeficientes es por medio de las velocidades de ondas P y S. Los valores de las velocidades fueron obtenidos de los trabajos de Ramos-Zúñiga, (2012). Las ecuaciones que describen los valores de velocidades P y S están dados por la siguiente expresión (Sheriff & Geldart, 2002):

$$\alpha = \left( \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.37)$$

$$\beta = \left( \frac{\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.38)$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$ , representan los valores de las velocidades (m/s) P y S, respectivamente;  $\lambda$  es la constante de lamé en Pa,  $\mu$  es el módulo de rigidez, expresado igualmente en Pa y  $\rho$  es la densidad en kg/m<sup>3</sup>. Si se sustituyen los valores de las velocidad de la capa intemperizada de la Formación Méndez, junto con su densidad, se obtienen los valores de los parámetros mecánicos,

$$\lambda + 2\mu = \alpha^2 \rho = (1630)^2(2333) = 6,198,547,700$$

$$\mu = \beta^2 \rho = (1100)^2(2333) = 2,822,930,000$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene finalmente los parámetros;  $\lambda$  con un valor de 552, 687,700 Pa y  $\mu$  de 2, 822, 930,000 Pa. Con estos valores se aplicó las relaciones que existen entre estos parámetros mecánicos y el módulo de Poisson, que se escribe como sigue,

$$\nu_{Lutita} = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} = \frac{6,198,547,700}{1,804,295,540} = 0.3435$$

Este valor representa el coeficiente de Poisson de los Bloques de lutita que conforman la ISR, en el caso de los suelos, se toman los valores promedios obtenidos por Montalvo-Arrieta, en el 2005, en una microzonación del municipio de Linares, Nuevo León. Los valores promedio de ondas S y P, son 221 y 338 m/s, respectivamente.

Se aplica el mismo procedimiento que el anterior y se obtuvo un coeficiente de Poisson de 0.1266. Teniendo estos cuatro valores, se pudo definir los rangos elásticos de ambos materiales y con ello alimentar el modelo de la probeta.

En el caso de la región plástica de ambos materiales, solo se requieren parámetros del suelo, debido a que los esfuerzos producidos por el edificio, no alcanzaron a producir deformaciones plásticas en la roca; es decir, el suelo es condicionante en la deformación plástica de la probeta de la ISR.

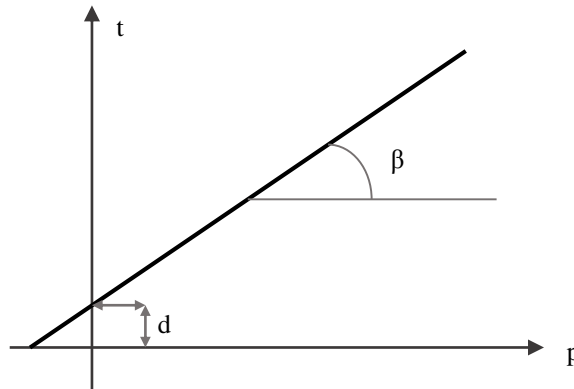
El modelo de rotura del suelo, utilizado en el modelado a partir de la plataforma ABAQUS®, permitió utilizar el criterio de Drucker-Prager, para plasticidad en suelos, aunque se puede aplicar en otros materiales, nace como una generalización del criterio de Mohr-Coulomb para suelos (Alejano & Bobet, 2012).

El criterio que se usó es el modelo lineal de Drucker-Prager, el cual se describe en la Figura 4.4a. Y está representada por la siguiente ecuación,

$$t - p \tan \beta - d = 0 \quad (4.39)$$

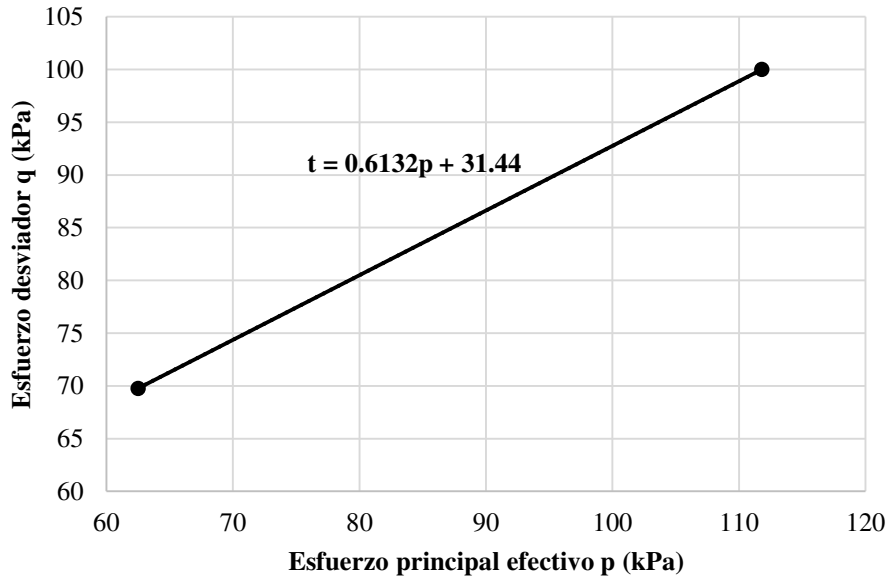


Donde  $\beta$ , es la pendiente de la envolvente lineal en el plano de esfuerzo p-t, referido como ángulo de fricción interna del material. La constante “d”, representa la cohesión del material y “p” es el esfuerzo efectivo principal. En el caso del parámetro “t”, si el valor de K (proporción de esfuerzo triaxial a tensión) es igual a 1, entonces “t” es igual a “q”.



(a)

**Prueba Triaxial Suelo**



(b)

Figura 4.4 (a) Criterio plástico Lineal, de Drucker-Prager, que relaciona el esfuerzo desviador y el esfuerzo principal específico, para obtener el ángulo de fricción interna y cohesión del material (b) Aplicación del criterio de Drucker-Prager con los resultados

Para obtener el plano de esfuerzo y con ello los parámetros utilizados en el modelo de Drucker-Prager, se deben obtener los valores de “p” y “q”. Los cuales se obtienen a partir de los resultados de la prueba triaxial con las siguientes expresiones,

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (4.40)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (4.41)$$

Los valores obtenidos de las pruebas triaxiales realizadas se muestran en la Figura 4.4b, en donde el valor de  $\beta$ , es la tangente de la pendiente de la función, que en este caso tiene un valor de  $31.5166^\circ$ , en el caso del ángulo de dilatación, la teoría menciona que en el caso de los suelos arcillosos su valor tiende siempre a 0 y con ello el valor de K, es igual a 1.

Con esto, se obtienen todos los parámetros necesarios para modelar, la probeta de la ISR, los cuales se observan en las siguientes tablas:

Tabla 4-2 Parámetros mecánicos del Suelo de la ISR

Material	Término	Valor
Suelo	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	2332
	Módulo de Young ,E (KPa)	4414.516
	Coefficiente de Poisson, v	0.1266
	Ángulo de Fricción Interna $\beta$ , (grados)	31.5166
	Ángulo de dilatación, $\phi$	0
	Proporción flujo de esfuerzos, K	1

Tabla 4-3 Parámetros mecánicos de la Lutita de la ISR

Material	Término	Valor
Roca (Lutita)	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	2333
	Módulo de Young ,E (KPa)	5350916.47
	Coefficiente de Poisson, v	0.3435

### 4.2.3 Mallado de la ISR

Como se observa en las Tablas 4-1 y 4-2, el Módulo de Elasticidad de la roca es mayor que el del suelo, por lo tanto el esfuerzo tenderá a fluir a través de los elementos del suelo. Es por esto, que el mallado se concentró en las fracturas rellenas del suelo de la ISR (Figura 4.5a).

En el caso de los bloques de lutita, la forma de los elementos que se utilizó para su mallado, son elementos cuadrangulares de ocho nodos, como se muestra en la Figura 4.5b. Debido a que elementos de forma triangular ocupan un mayor número de nodos y con ello limitan el número de nodos que se utilizarán para las partículas del suelo.

La técnica a utilizar para el mallado es el método “structured” (estructurado en inglés), debido a que los otros métodos que maneja el software (“Free” y “Sweep”), requerían una mayor cantidad de elementos para funcionar correctamente.

Con respecto al suelo, dadas sus características, se usaron elementos triangulares, ya que permiten una mejor distribución de los elementos de las fracturas rellenas de suelo. Por la geometría de las fracturas, la única técnica de producción de mallado fue “Free” (libre en inglés). El mallado de la probeta de la ISR, se puede observar en la Figura 4.5<sup>a</sup>.

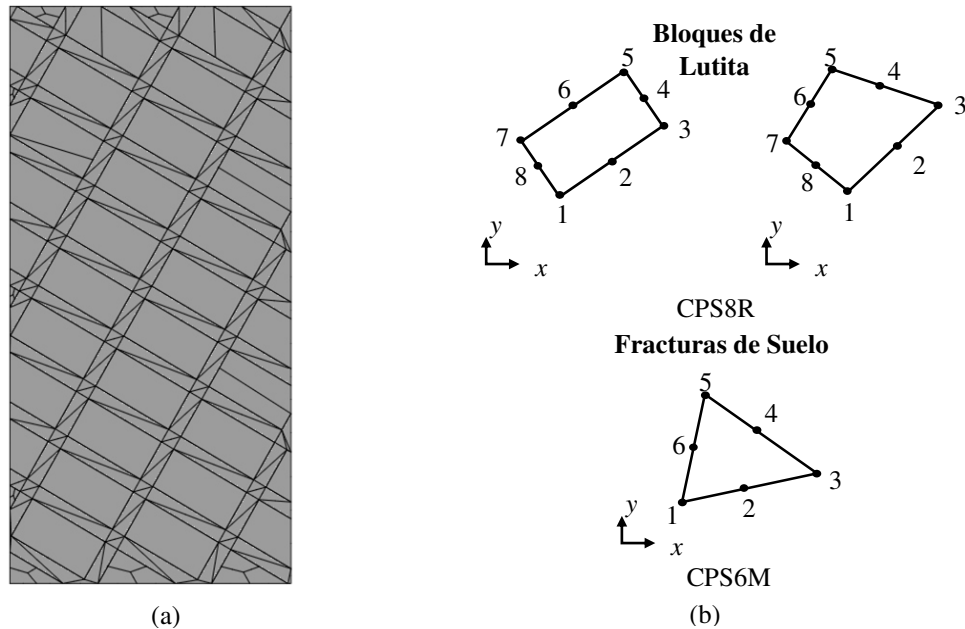


Figura 4.5 (a) Mallado de la probeta de la ISR (imagen extraída de ABAQUS®). (b) Tipos de elementos utilizados en el modelo.

El tipo de elemento que se utilizó para describir el comportamiento bidimensional de los elementos fue el de esfuerzo plano (PS), debido a que se considera que la probeta en la dimensión  $z$ , es muy pequeña, por lo que se ajusta más a la definición de un problema de esfuerzo plano.

#### 4.2.4 Diagrama esfuerzo-deformación de la ISR

Con los datos mostrados en la Tablas 4.1 y 4.2, la geometría del material, se modeló el comportamiento mecánico de la ISR y con ello se obtuvieron los parámetros mecánicos de la ISR. Para ello, se colocaron las condiciones de frontera y las fuerzas correspondientes para modelar una prueba de compresión axial simple.

En la base inferior de la probeta, se procedió a colocar una condición de “encastre” (empotramiento), que consiste en un desplazamiento nulo en los nodos en cualquier dirección  $x$  y  $y$ , y un momento  $M_z$  nulo en los mismo nodos.

Respecto a la base superior, donde se aplica la carga, se colocó una restricción tipo “coupling” (del inglés acoplamiento), para que se mantenga en una línea recta el borde superior, simulando la presión distribuida de una prensa.

La carga axial a compresión que se le aplicó a la probeta se medirá a cada 10 KN, para poder determinar el desplazamiento en  $x$  ( $U_1$ ) y en  $y$  ( $U_2$ ). Para calcular el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y el Módulo de Young ( $E$ ) respectivamente. Los Datos obtenidos se muestran en la Tabla 4-4 la Figura 4.6.

Esfuerzo (kPa)	Deformación $y$ (m/m)	Deformación $x$ (m/m)	$\nu$	$E$ (kPa)
0	0	0	0	
10	0.000759	0.0002556	0.33676	13175.2306
20	0.0015185	0.0005114	0.33678	13170.8923
30	0.0022775	0.0007673	0.33690	13172.3381
40	0.0030365	0.001023	0.33690	13173.0611
48	0.0036455	0.00123	0.33740	13166.9181
50	0.0038065	0.001289	0.33863	13135.4262
60	0.00467	0.001777	0.38051	12847.9657
62	0.0048725	0.001922	0.39446	12724.4741
64	0.00508	0.002078	0.40906	12598.4252
66	0.005365	0.00224	0.41752	12301.9571
68	0.005895	0.002651	0.44970	11535.1993
68.9	0.006495	0.003269	0.50331	10608.1601

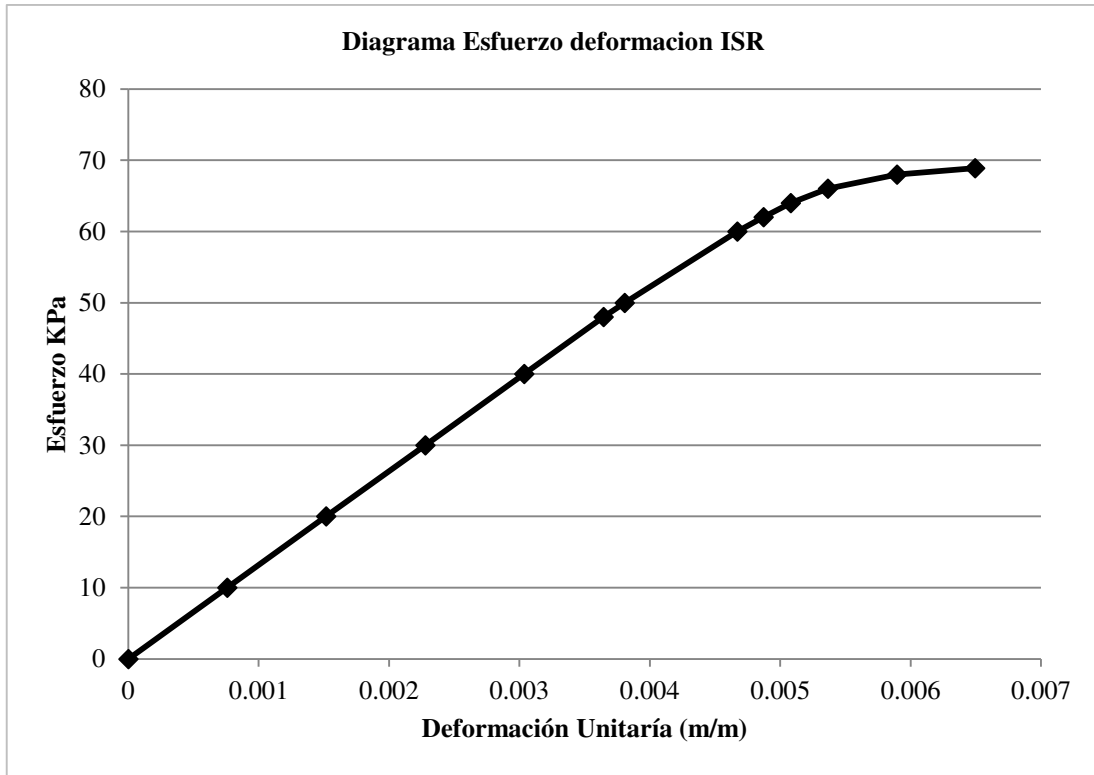


Figura 4.6 Gráfica esfuerzo-deformación de la ISR, obtenida mediante el programa ABAQUS®

El comportamiento de la ISR (que se puede observar en la Figura 4.6) es el de un cuerpo elasto-plástico, sin embargo aunque pareciera que el material deja de comportarse elásticamente a los 60 KPa, el comportamiento plástico (con endurecimiento) comienza a partir de los 48 KPa, donde ocurre un cambio brusco en los parámetros  $E$  y  $\nu$ .

Para el diseño, en este caso de cimentaciones, se debe evitar llegar al valor de 60 KPa, debido a que a partir de este valor el comportamiento de material es plástico puro. En esta fase los esfuerzos en el material son los máximos y el material comienza a deformarse rápidamente.

En la Figura 4.7, se observa la deformación final del material a los 68.9 kpa, que alcanzó un valor de deformación vertical de 0.01299 m. Se observa igualmente, que el buzamiento de la estratificación fungió un papel fundamental en el desplazamiento horizontal de la probeta, tendiendo a deformarse hacia el buzamiento.

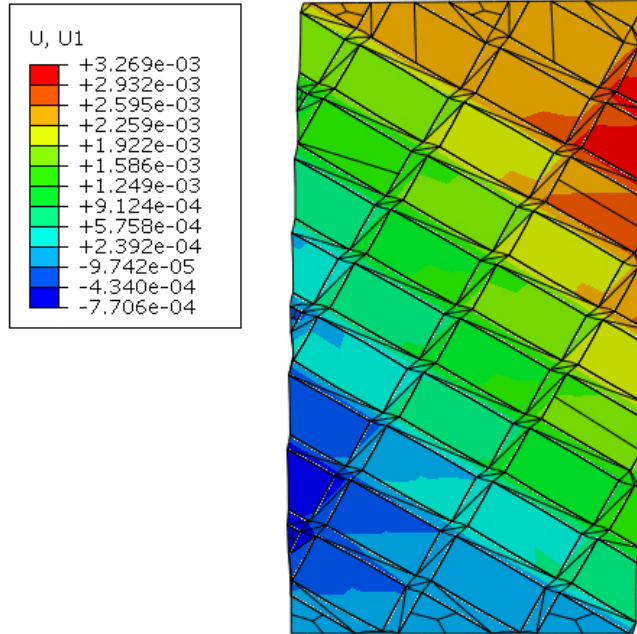


Figura 4.7 Contorno de los desplazamientos horizontales (U1) de la probeta de la ISR a una presión axial de 68.9 kPa (extraído de ABAQUS®).

En el caso del desplazamiento vertical, está relacionado con la deformación de las fracturas del suelo de  $30^\circ$ . Sin embargo, como se puede observar en la figura 4.7, es el punto superior izquierdo el que se desplaza más, y este desplazamiento aumenta al entrar el suelo en el rango plástico. Además, los esfuerzos tangenciales, son mayores en la fallas de  $60^\circ$ , lo cual también puede ser condicionante en la deformaciones verticales en el punto máximo.

Esto es producto de una concentración de las deformaciones en las franjas de suelo a  $30^\circ$ , las cuales por su geometría tienden a deformarse primero. Sin embargo, el esfuerzo en estas franjas llega a cierto punto, se mantiene constante y comienza a aumentar en las franjas de  $60^\circ$  hasta igualarse con las de  $30^\circ$ . El esfuerzo comienza a aumentar nuevamente en las franjas a  $30^\circ$  y el proceso se vuelve a repetir, así continua en toda la curva hasta alcanzar el esfuerzo máximo.

El comportamiento plástico con endurecimiento se debe, a la deformación de las fallas a  $30^\circ$ , éstas por su geometría son las más propensas a la deformaciones verticales. El punto de rotura, se produce en estas fallas, cuando el suelo dentro de estas alcanza su capacidad de carga máxima. (Figura 4.8).

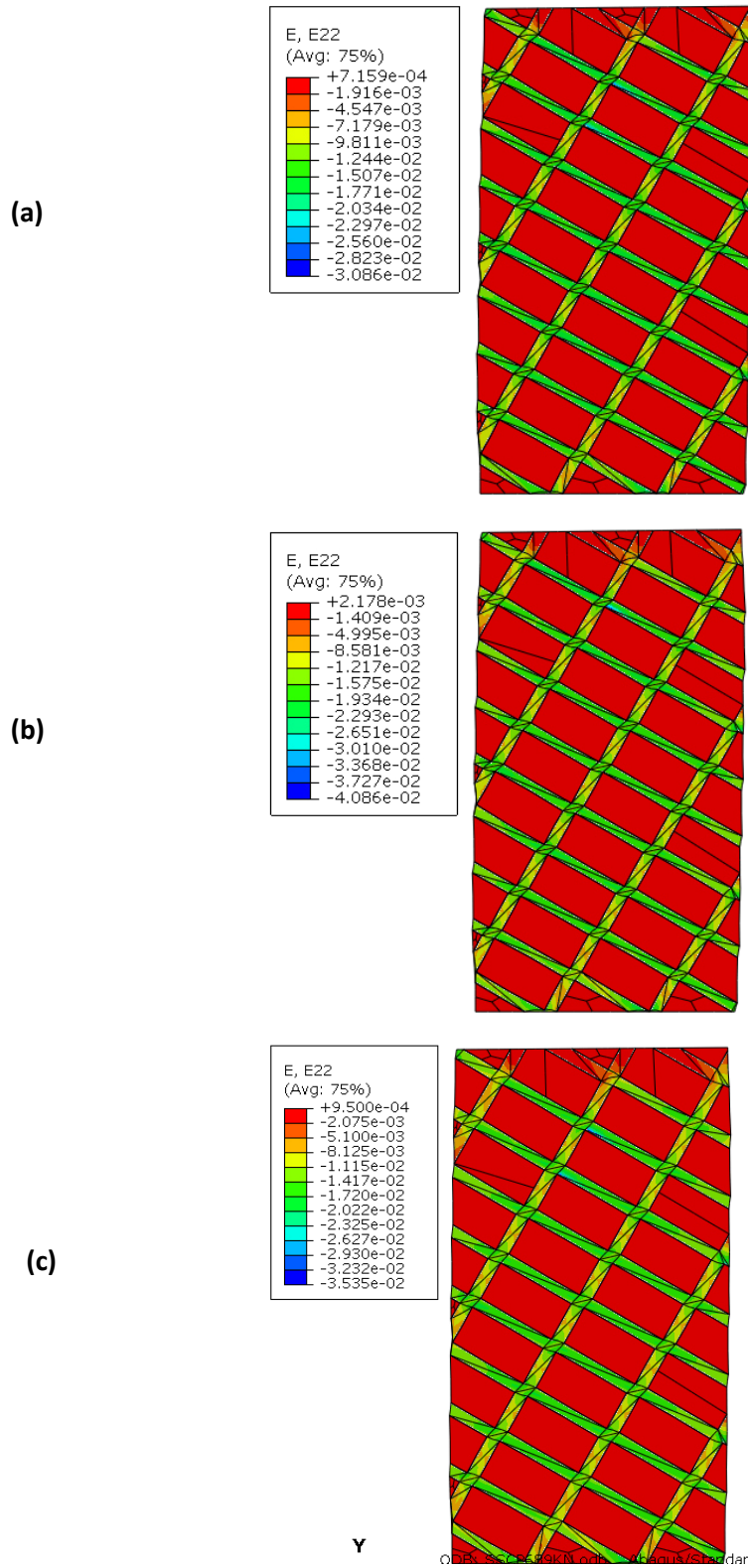


Figura 4.8 Distribución de la deformación vertical (E22) en la probeta de la ISR a diferentes presiones: (a)60 kPa, (b) 66 kPa y (c) 68.9 kPa

### **4.3 ASENTAMIENTOS EN LA ISR**

Previamente, se describió el comportamiento mecánico de la ISR y con ello, la determinación de los parámetros mecánicos para simular dicho comportamiento. Los datos a obtener, son los esfuerzos que producen cada una de las zapatas. Para ello fue necesario realizar un análisis de cargas el cual se describe a continuación.

#### **4.3.1 Análisis de cargas**

Para que se produzca una deformación en un cuerpo, es necesario aplicar cargas que produzcan esfuerzos en un cuerpo. Siendo la ISR el continuo en estudio, las fuerzas que produzcan esfuerzos son las generadas por el peso propio del edificio transmitido a la interfaz por su cimentación.

El edificio se encuentra cimentado, sobre 86 zapatas aisladas, desplantadas a 3m de profundidad. Se propone según las observaciones de fotografías tomadas durante las excavaciones que las zapatas sean aisladas de 2.5 m X 2.5m (siendo el área de aplicación de 6.25 m<sup>2</sup>).

Para calcular la carga que se le aplica a cada zapata se realizó un análisis de todos los elementos del edificio, desde las losa hasta la misma cimentación, el cual se obtuvo del plano (Figura 4.9) y mediciones directas en el mismo edificio.

##### **4.3.1.1 Losas**

El sistema de losa que se utiliza en el edificio de EIP, es un sistema de losa aligerada a base de barrobloc. El peralte de la losa es de un espesor de 25 cm, con un recubrimiento de concreto de 5 cm. Las dimensiones del barrobloc son de 20 X 30 X 20 cm, con un peso de 5.15 kg. La distribución de los barrobloc y las vigas de concreto se muestran en la Figura 4.10 y en la Tabla 4.4 se observa el análisis para calcular el peso de la losa por metro cuadrado, para obtener un valor de 410.8 kg/m<sup>2</sup>.

Además de la losa aligerada, se consideró un revestimiento de las losas, para los parteaguas y la nivelación en la parte inferior de misma, que por norma debe agregarse un peso de 40 kg por metro cuadrado de losa. Además de los pesos por las instalaciones y falso plafón de 15 y 20 kg/m<sup>2</sup> respectivamente.



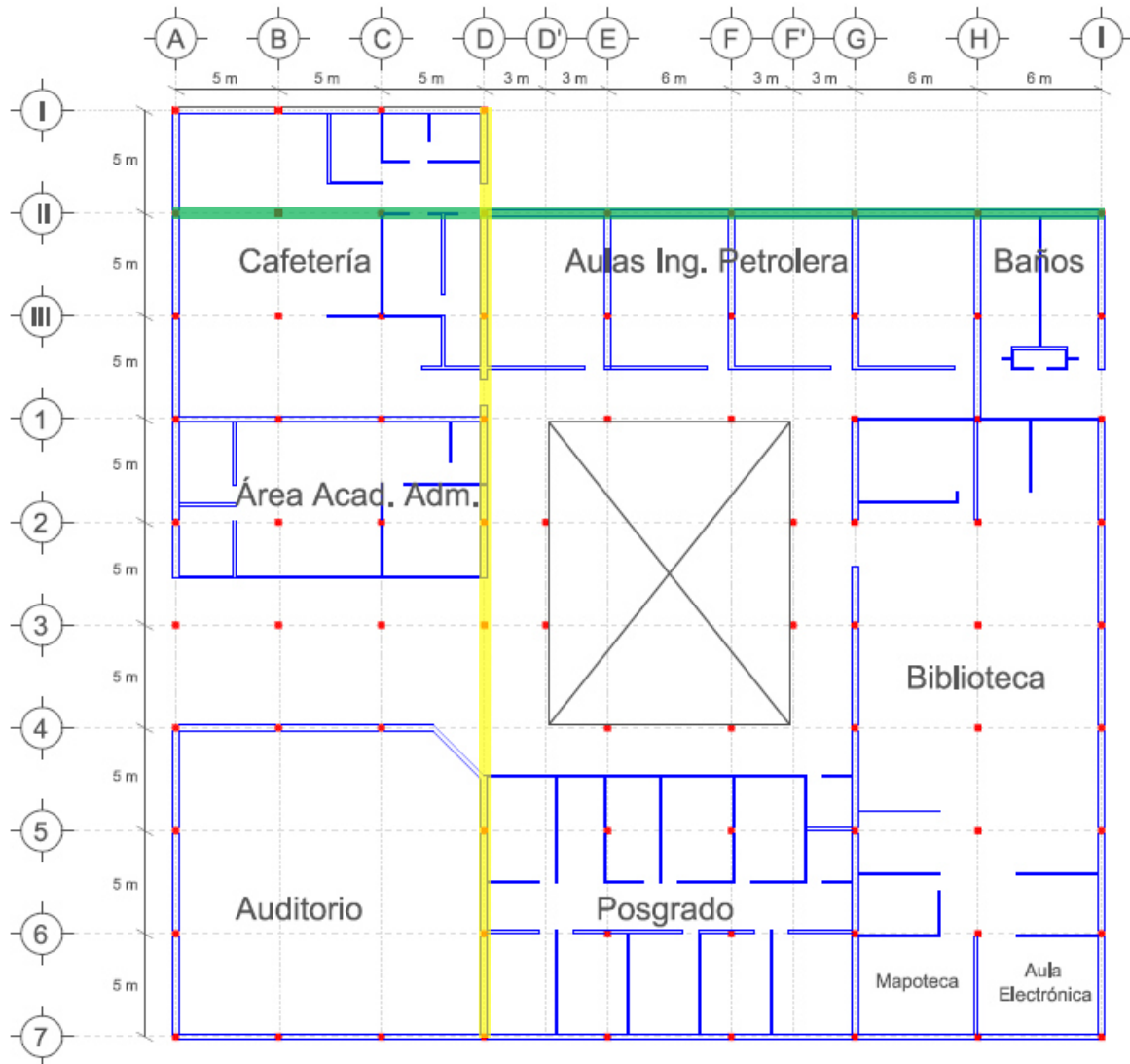


Figura 4.9 Plano en planta del Edificio de Ingeniería Petrolera (EIP), Las líneas de color azul representan los muros de inmueble, los cuadrados rojos cada una de las columnas que soportan el edificio, Las líneas verde (eje 2) y amarilla (eje D) representan las columnas que se analizarán en esta tesis, (Plano realizado en AutoCAD®, escala 1:300)

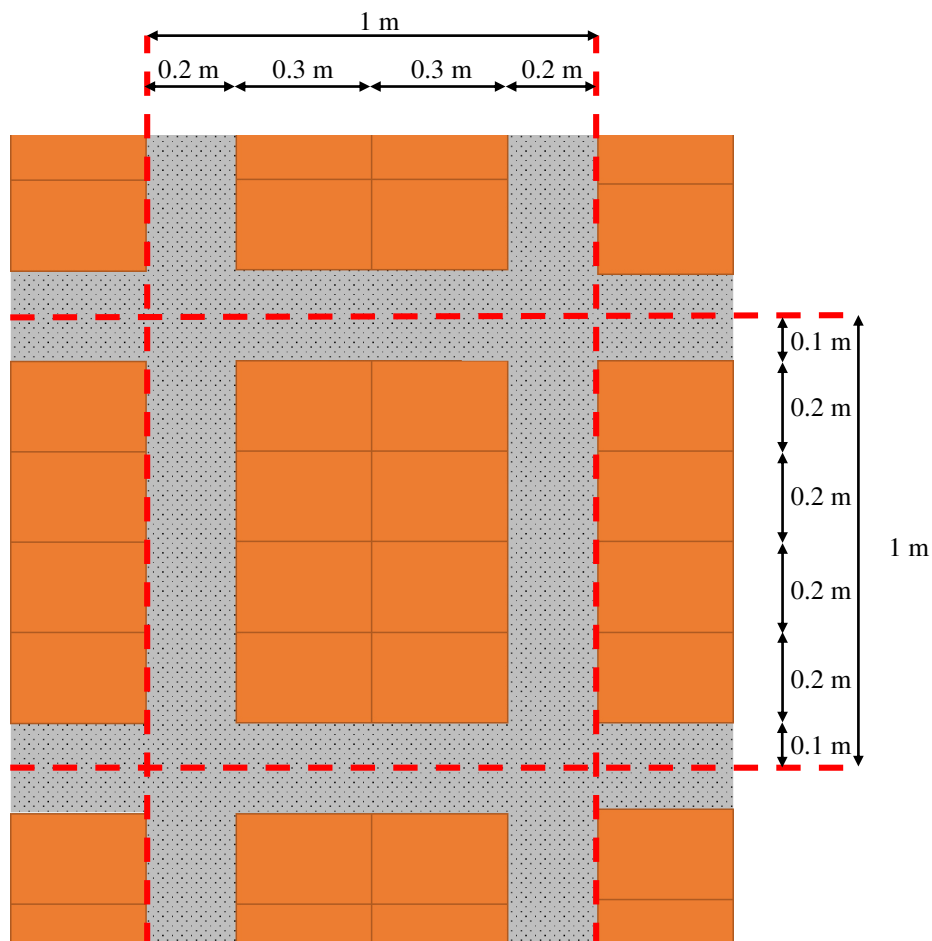


Figura 4.10 Representación de un 1m<sup>2</sup> de la losa aligerada con barroblock del EIP.

Tabla 4-5 Operaciones correspondientes para obtener el peso en kg de la losa del EIP, por metro cuadrado

Definición	Operaciones	Pesos y Volúmenes
Volumen Total	1 (m <sup>2</sup> ) X 0.25 m	0.25m <sup>3</sup>
Volumen Barroblock	0.012 m <sup>3</sup> X 8	0.096m <sup>3</sup>
Volumen Concreto Reforzado	0.025 m <sup>3</sup> X 2400 kg/m <sup>3</sup>	0.154 m <sup>3</sup>
Peso Concreto	0.154 m <sup>3</sup> X 2400 kg/m <sup>3</sup>	369.6 kg
Peso Barro Block	8 X 5.15 kg	41.2 kg
<b>Total</b>		<b>410.8 kg</b>

En el caso de la losa del auditorio, se tiene un sistema de losacero, la cual se propone de un calibre 22 y un espesor de 5 cm de concreto, además posee un peso de  $205 \text{ kg/m}^2$  (Ficha técnica losacero marca Ternium®) El sistema de losacero esta soportado por medio de armaduras creadas a partir de Vigas tipo HSS de dimensiones de  $4 \times 4 \times 3/16''$ , cuya geometría se describe en la Figura 4.11, y tiene un peso de  $14.02 \text{ kg/m}$ .

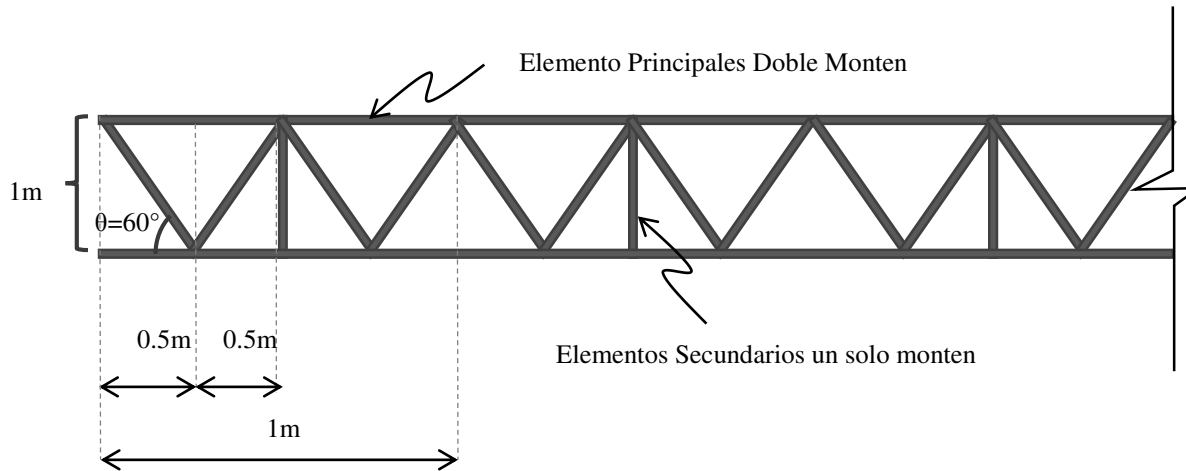


Figura 4.11 Descripción de las armaduras que sostienen las estructuras de losa acero, la longitud de cada elemento es de 15m.

#### 4.3.1.2 Trabes, Cadenas y Castillos

Las trabes, que transmiten las cargas de la losa a las columnas, cuentan con un área transversal de  $0.4 \times 0.35 \text{ m}$ .

En el caso de las cadenas se tienen en total 4 tipos, dos cadenas de cerramiento y dos cadenas de desplante. Todas cuentan con un peralte de 20 cm, la variante es el ancho, dependiendo de los muros que confinen, pueden llegar a tener un ancho de 20 ó 30 cm, dependiendo del ancho de block.

Los castillos varían en secciones de  $20 \times 20 \text{ cm}$  y de  $30 \times 30 \text{ cm}$ , además se está considerando una altura de 3.50 cm para todos los muros.

Por último se tienen los contracicmientos, los cuales tienen una sección transversal de  $0.35 \times 0.60 \text{ cm}$ , estos elementos unen las columnas y están diseñados para evitar los asentamientos diferenciales del edificio; es decir, le proporcionan rigidez a la estructura. Sin embargo, no se está considerando esta rigidez en el cálculo de los asentamientos.

### **4.3.1.3 Muros**

Se tienen dos tipos de muros dependiendo el block. Los muros de mampostería de la periferia del edificio, del auditorio y de las divisiones de las aulas de ingeniería petrolera, tienen blocks de dimensiones 30X20X40 cm, con los cuales tienen un peso según la norma del municipio de 260 kg/m<sup>2</sup>. Junto con los muros del contracimientamiento que consta de una altura de 60 cm (3 hileras de block)

En el caso de los otros muros de mampostería, estos utilizan blocks de dimensiones de 15X20X40 cm, los cuales según la norma del municipio tiene un peso de 135 kg/m<sup>2</sup>. La altura de los muros varía, en todo el edificio se considera una altura de 3.30m; sin embargo, en el auditorio se toma una altura de 7 m.

La norma que se utilizó para definir

El revestimiento de los muros de mampostería se está considerando de 1 cm de espesor, por cara para ser en total 2 cm. El otro sistema de muros es la Tablaroca el cual cuenta con un peso de 11.20 kg/m<sup>2</sup> (Ficha técnica Tablaroca®).

### **4.3.1.4 Pisos y carga viva**

Respecto a los pisos del edificio, se consideró una placa de concreto sin reforzar, de 10 cm de espesor, el mosaico, tienen un peso de 50 y 53 Kg/m<sup>2</sup> respectivamente.

La carga viva, que se consideró en el análisis, consiste en la carga viva que menciona la norma del municipio para escuelas que es de 170 kg/m<sup>2</sup>

### **4.3.1.5 Columnas y cimentación**

Las columnas del edificio, cuentan con una sección transversal de 0.35x0.35 m, y la altura de estos elementos varía al igual que los muros, respecto al edificio en general y al auditorio las cuales tienen una altura de 8.30 y 12 m, respectivamente.

En el caso de las cimentaciones estas tienen un área de 2.5x2.5 m y un peralte de 0.20 m. Estas se encuentran desplantadas sobre una plantilla de 0.05 m de espesor y suponiendo la misma área.

### 4.3.2 Sumatoria de las cargas

Para obtener los pesos de cada uno de los elementos que conforman el EIP, se procedió a repartir la carga en cada una de las columnas. Para esto, se dividió el edificio en áreas tributarias, como el edificio se encuentra cimentado en zapatas aisladas, estas áreas tomaron formas rectangulares y cuadradas

Para calcular la carga que es transferida a la zapata aislada. Se calculó un área alrededor de la columna de dicha zapata. Esta área se determina desde el punto medio entre las columnas adyacentes y la columna de la zapata en estudio, así se obtuvieron las áreas como se muestran en la Figura 4.12.

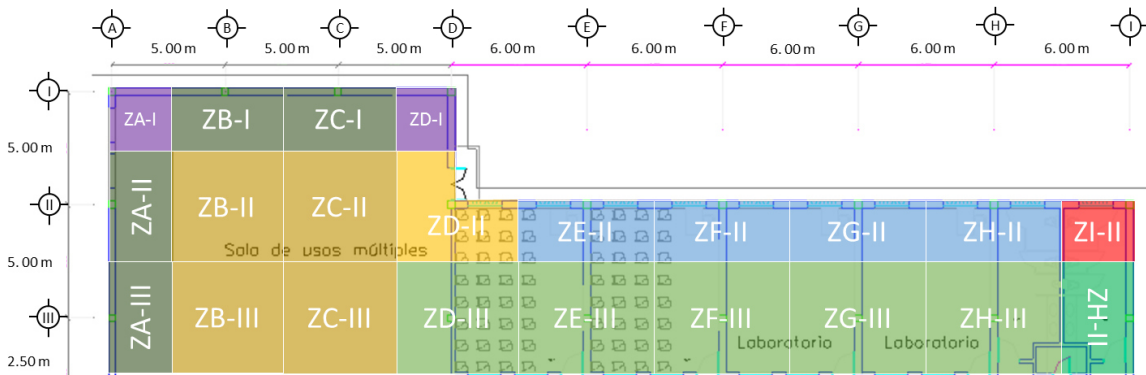


Figura 4.12 Áreas tributarias de las zapatas de los primeros tres ejes horizontales I, II y III

Las cargas que actúan sobre cada zapata, son todos los elementos estructurales que se encuentran dentro de dicha área. Se realizó una sumatoria de las cargas y se obtuvo la fuerza que actúa sobre la ISR, y dividiéndola entre  $6.25 \text{ m}^2$  (área de la zapata), obtenemos el esfuerzo actuante.

Este análisis se puede observar en la Tabla 4.5 para la Zapata G-II y para las demás se puede observar en el Anexo VI. En este caso la presión que se estará ejerciendo en la ISR por la zapata es de 65004.83 KPa.

Tabla 4-6 Sumatoria de las cargas que actúan sobre la Zapata G-II

Zapata E-II, F-II, G-II		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área - Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	2.50	6.00				410.80	6162.00
	Mortero	2.50	6.00				40.00	600.00
	Instalaciones	2.50	6.00				15.00	225.00
	Falso Plafón	2.50	6.00				20.00	300.00
<b>Castillos</b>	<b>(0.20X0.20)</b>	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		<b>0.00</b>
<b>Castillos</b>	<b>(0.20X0.30)</b>	0.20	0.30	3.50	1.50	2400.00		<b>756.00</b>
<b>Cadena</b>	<b>(0.20x0.20)</b>	0.20	0.20			2400.00		<b>0.00</b>
<b>Cadena</b>	<b>(0.20X0.35)</b>	0.20	0.35	8.50		2400.00		<b>1428.00</b>
<b>Trabes</b>	<b>(AT = 0.4 m * 0.35 m)</b>	0.35	0.40	8.50		2400.00		<b>2856.00</b>
Muros	Contracimiento (0.6 m)	0.60		8.50			260.00	1326.00
	Muros (15x20x40)	3.30					135.00	0.00
	Muros (30x20x40)	3.30		8.50			260.00	7293.00
	Revestimiento	3.30	0.02	8.50		2200.00		1234.20
	Tablaroca	3.00	0.00				11.20	0.00
Pisos	Losa	2.50	6.00	0.10		2200.00		3300.00
	Yeso	2.50	6.00				50.00	750.00
	Mosaico	2.50	6.00				53.00	795.00
<b>Columna</b>	<b>(0.35m * 0.35m)</b>	0.35	0.35	8.30		2400.00		<b>2440.20</b>
Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	8.50		2400.00		4284.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	8.50		2400.00		1428.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20			2400.00		0.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
<b>Carga Viva</b>	<b>Escuela</b>	2.50	6.00				170.00	<b>2550.00</b>
<b>TOTAL</b>								<b>41414.90</b>

### 4.3.3 Geometría de la estratigrafía debajo del EIP

La variación del espesor de la ISR fue descrita y detallada previamente, se obtuvieron los espesores de la ISR por debajo de cada una de las zapatas. De todas las zapatas, únicamente se calcularán dos perfiles. El primer perfil considera todas la zapatas del eje horizontal “II”, y el segundo, todas la zapatas del perfil vertical “D” (Figura 4.9).

EL perfil “II”, se consideró, debido a que por debajo de estas zapatas se encuentran los espesores de la ISR más grandes y el perfil “D”, tiene las zapatas con las mayores cargas producidas por él EIP.

#### 4.3.4 Modelado de la ISR

Una vez obtenidos los datos de la estratigrafía, y los datos del análisis de cargas, junto con los parámetros mecánicos, se alimentó con estos datos el programa de elementos finitos ABAQUS®. En donde, también se agregará como capa confinante la Formación Méndez, cuyos parámetros elásticos, se obtuvieron mediante las ecuaciones 4.37 y 4.38, para obtener los siguientes datos:

Tabla 4-7 Parámetros mecánicos de la Lutita de la Formación Méndez.

Material	Término	Valor
Roca (Lutita)	Densidad ( $\text{kg/m}^3$ )	2334
	Módulo de Young ,E (kPa)	25816285770
	Coefficiente de Poisson, $\nu$	0.219

Para modelar el comportamiento de la ISR, se construye un modelo de dimensiones de 10 m de ancho y 6 m de altura (Figura 4.13), el cual se le aplicaron condiciones de frontera en los extremos derecho e izquierdo, donde los desplazamientos horizontales sean igual 0 y que la base no tenga desplazamientos en las dos direcciones.

Respecto al mallado de la estratigrafía, de las capas de la ISR y de la Formación Méndez como tal, se utilizaron elementos cuadrangulares, debido a que los elementos triangulares ocuparían más nodos. De igual forma se basaron en los modelos realizados anteriormente, principalmente en suelos de varias capas (Mosadegh & Nikraz, 2015) (Zhu, 2004).

El tipo de los elementos en ambas capas es esfuerzo plano, a pesar que en zapatas corridas se utiliza deformación plana, esto por tratarse de una zapata aislada se consideró el mismo criterio para la probeta de la ISR. Finalmente, se observa un mallado cuadrangular como se observa en la Figura 4.13

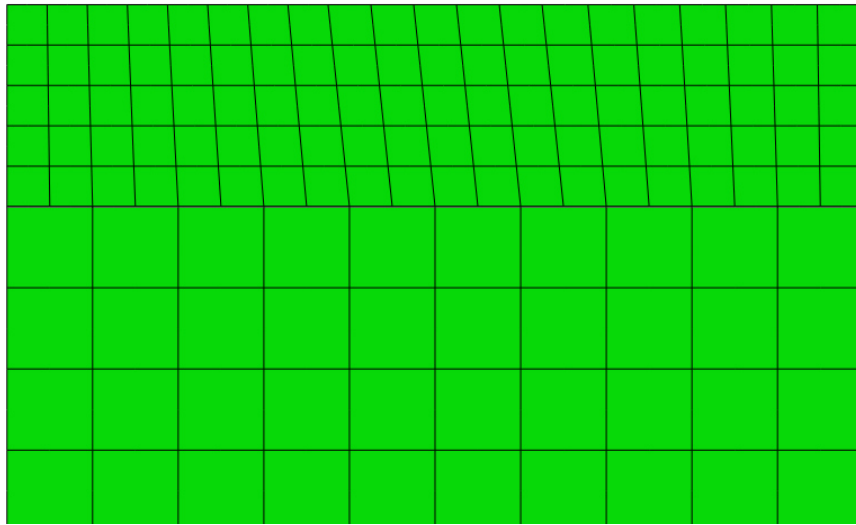


Figura 4.13 Mallado de la Estratigrafía por debajo del EIP, incluyendo a la ISR y a la Formación Méndez (imagen extraída de ABAQUS®)

En la parte superior se colocó la carga calculada previamente, sobre una superficie de 2.5 m (ancho de las zapatas) y se dejó libre las superficies adyacentes. El continuo es dividido en dos bloques simbolizando el superior la ISR y el inferior a la Formación Méndez. Teniendo un ensamblaje de las componentes se obtuvo un modelo como el mostrado en la Figura 4.14a.

Se obtuvieron los esfuerzos y las deformaciones en todos los puntos del continuo. En la Figura 4.14b-c se muestran los resultados obtenidos como esfuerzos verticales (S22) y desplazamientos verticales (U2). Los demás resultados se pueden observar en el Anexo VII. En la Figura 4.15 se observan los desplazamientos verticales bajo las zapatas.

En el diagrama de la Figura 4.14b se observa la distribución de los esfuerzos en la ISR y en la capa confinante de la Formación Méndez, Lo que se observa inicialmente es la concentración de los esfuerzos en la orilla de la zapata, que es un comportamiento similar al que presenta la teoría de la elasticidad donde los esfuerzos en los extremos de una carga distribuida en un borde rectilíneo tienden al infinito (Timoshenko & Goodier, 1968).



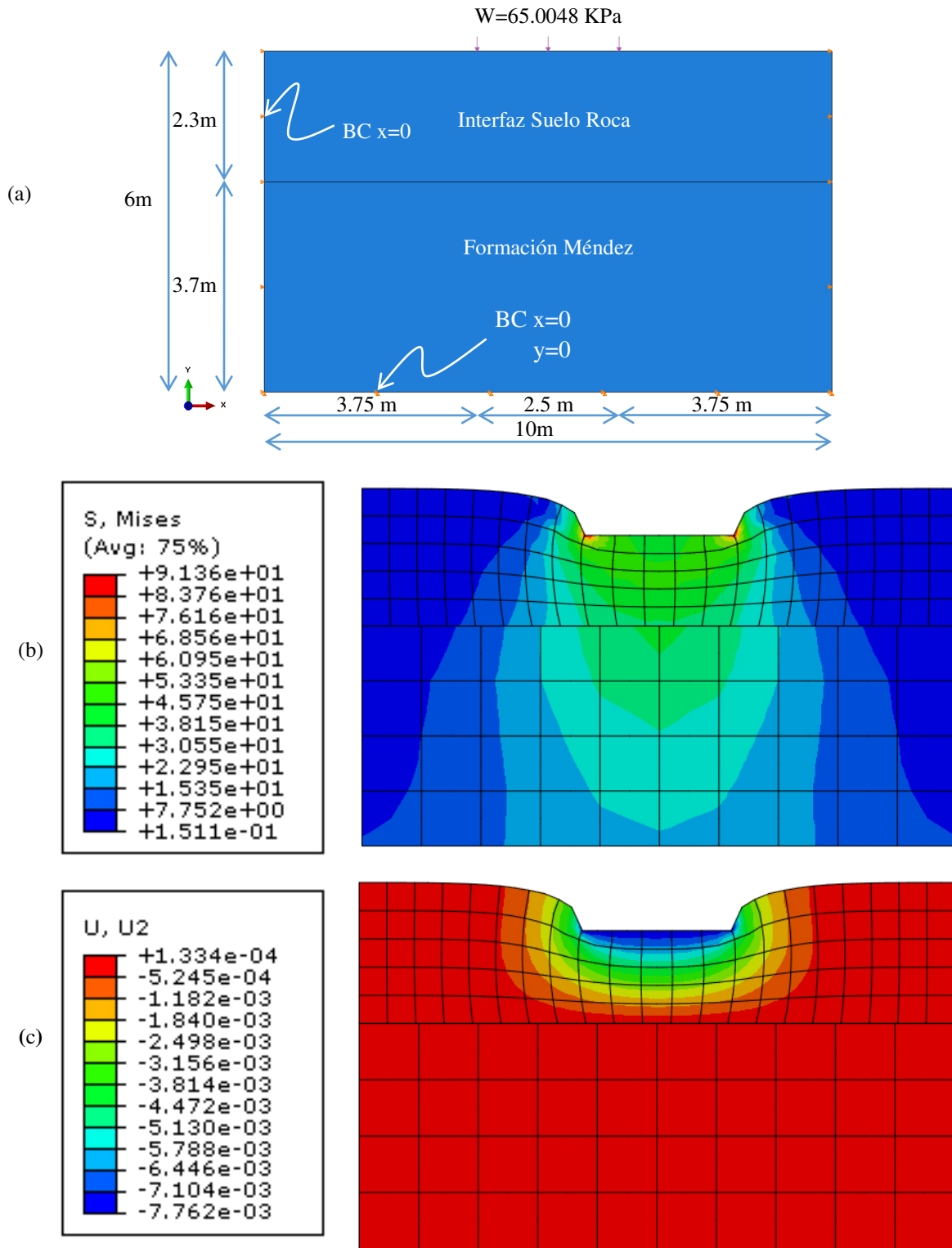


Figura 4.14(a) Geometría de la estratigrafía, presente por debajo de la Zapata G-II, con sus condiciones de frontera y fuerzas externas (b) Distribución de esfuerzos en kPa (c) Distribución de los desplazamientos verticales (Imágenes modificadas del ABAQUS®)

Además en el contacto entre la ISR y la Formación Méndez, se observa una distorsión en los bulbos isobáricos, ya que en la Formación Méndez tienden a ser más grandes. En el caso de las deformaciones, se tiene una deformación vertical mucho mayor en la zona que se encuentra por debajo de la zapata, que por el efecto de “coupling” (para simular la rigidez de la zapata) permite una deformación uniforme en toda esta zona.

Respecto a la deformación en la Fm. Méndez aunque se tienen esfuerzos muy similares a los que se tienen en la ISR, el Módulo de Elasticidad (E) de este es muy grande con respecto al de la ISR, por lo tanto las deformaciones en la Fm. Méndez son muy pequeñas y pueden ser despreciadas.

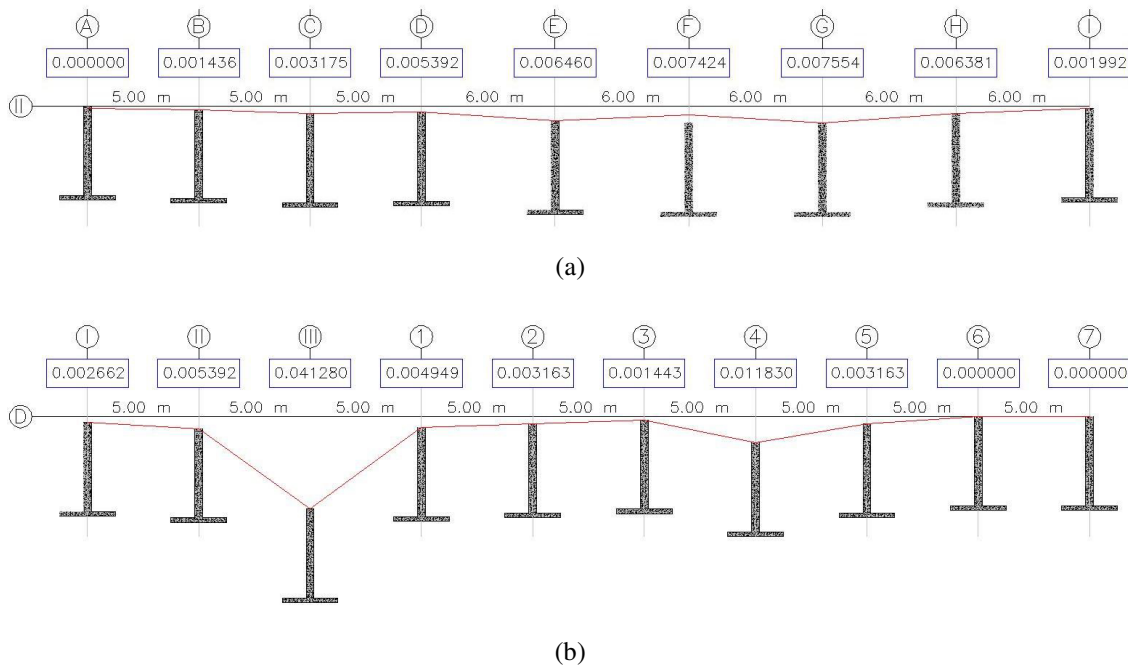


Figura 4.15 (a) Perfil “II” (b) Perfil “D”. Se muestran los diferentes desplazamientos por debajo de las zapatas del EIP, con un aumentado 50 veces su valor original para apreciar la diferencia entre ellos (perfiles a escala 1:300 extraídos de AutoCAD).

#### 4.4 VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS

El primer modelo que se realizó para modelar el comportamiento de la ISR, por medio de una probeta representativa de esta, es comparable con trabajos realizados anteriormente en otras partes del mundo, principalmente cuando no se pueden extraer muestras inalteradas del terreno, como puede ocurrir en conglomerados y brechas no consolidadas.

En la Figura 4.16 se muestra un ejemplo de estos trabajos realizados (XU, 2016). Este problema se resolvió por el método de los elementos discretos, para encontrar la relación esfuerzo deformación de una brecha sin consolidar de una presa de tierra, y da los resultados que aparecen en la Figura 4.17a.

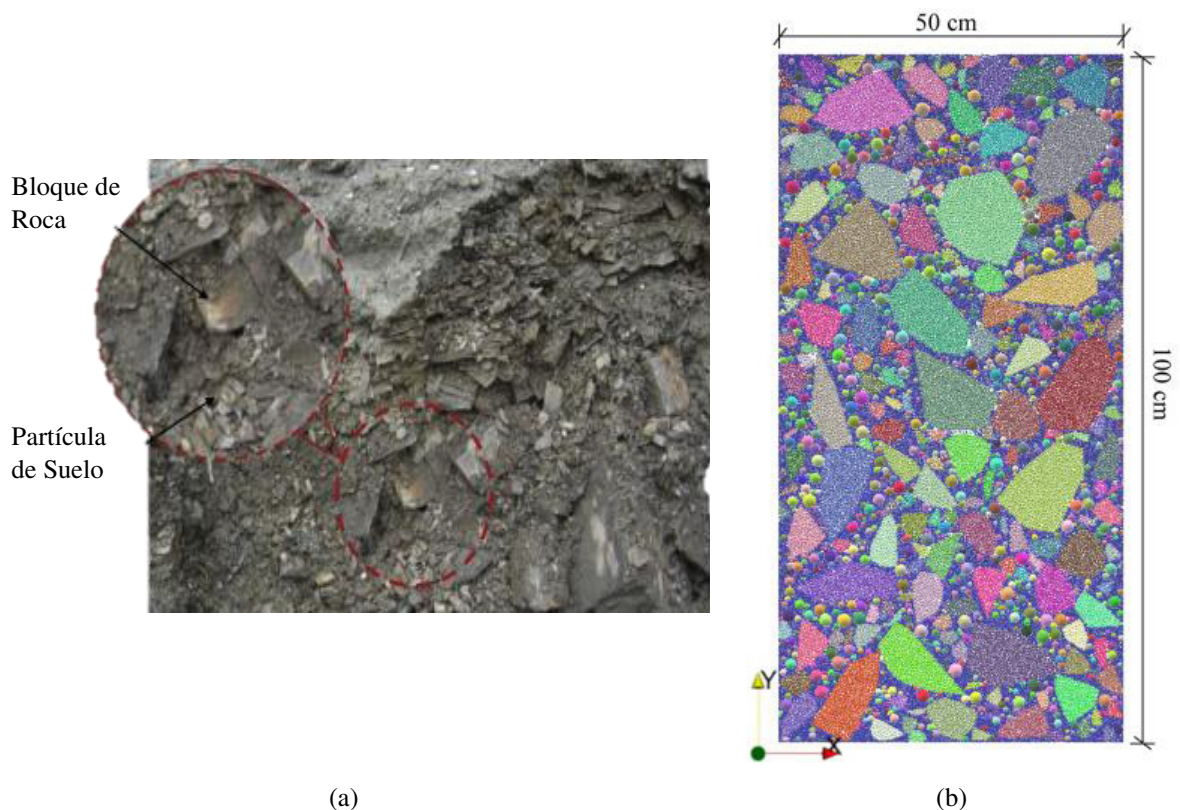


Figura 4.16 (a) Composición básica de un talud de una presa de tierra en Tangjiashan (b) Representación de la distribución de todas las partículas de la mezcla Suelo Roca en un modelo bidimensional del método de los elementos discretos (XU, 2016).

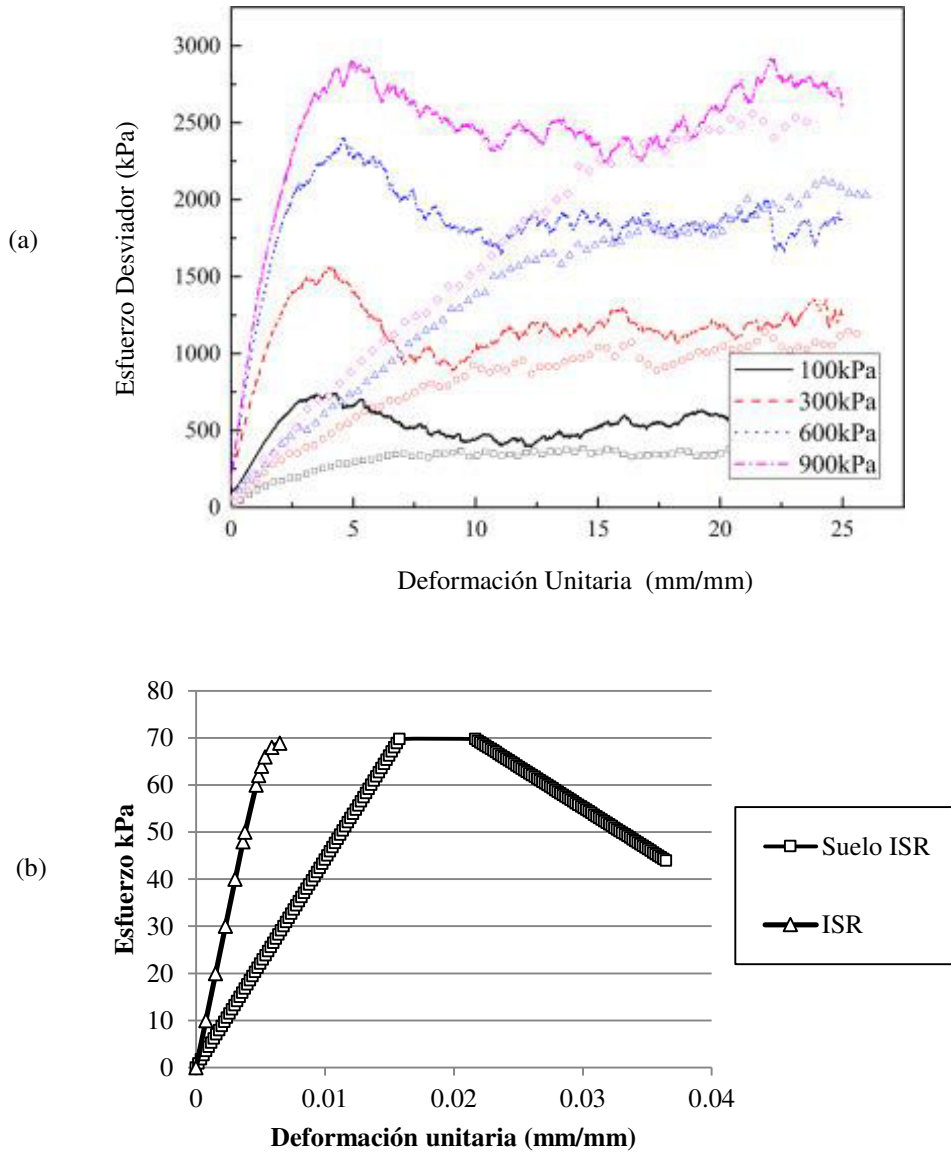


Figura 4.17 (a) Diagrama esfuerzo-deformación de las pruebas triaxiales del suelo (iconos vacíos) y la mezcla suelo-roca (línea continua) de Tangjiashan y del suelos del mismo lugar (modificado de XU, 2016) (b) Diagrama esfuerzo deformación del suelo de la ISR y del suelo de la ISR.

En los gráficos de la Figura 4.17, se observa un patrón muy similar en las gráficas de suelo y del material “Suelo-Roca”, en ambos casos es el suelo el condicionante en la capacidad de carga del material y no la roca, aunque no se muestra en ninguno de los dos la capacidad portante y el módulo de elasticidad de la roca, nunca se compararan gráficamente con el del suelo como observamos en la Figura 3.27 del capítulo anterior.

También se puede observar, que el módulo de elasticidad del material “Suelo-Roca” es mayor que el que presenta el suelo por lo tanto la roca juega un papel fundamental en la pendiente de deformación del material, además de tener un comportamiento mucho más frágil del suelo.

En el caso del modelado de la deformación de la zapata, no hay un modelo convincente para un material “Suelo-Roca”, el más reconocido es el que calcula Goodman, (1989). Sin embargo solo tomó en cuenta el fracturamiento de la roca (sin ningún relleno), que si se compara la distribución de esfuerzos que se obtuvo en la zapata G-II con la distribución de esfuerzos de un estrato buzando a 30° Figura 4.18.

Considerando la ISR como un medio homogéneo e isotrópico los desplazamiento por debajo de todo el borde zapata son los mismos, sin embargo, si se considera un medio estratificado como se muestra Figura 4.18b, los desplazamientos tienden a ser mayores en un extremo de la zapata.

Sin embargo, como se observó en los resultados de los desplazamientos de la probeta de la ISR (Figura 4.7), los desplazamientos son mayores en el lado izquierdo de esta cuando se sobre pasa el rango elástico de la ISR. Algo que no se podrá observar en el análisis realizado en este trabajo.

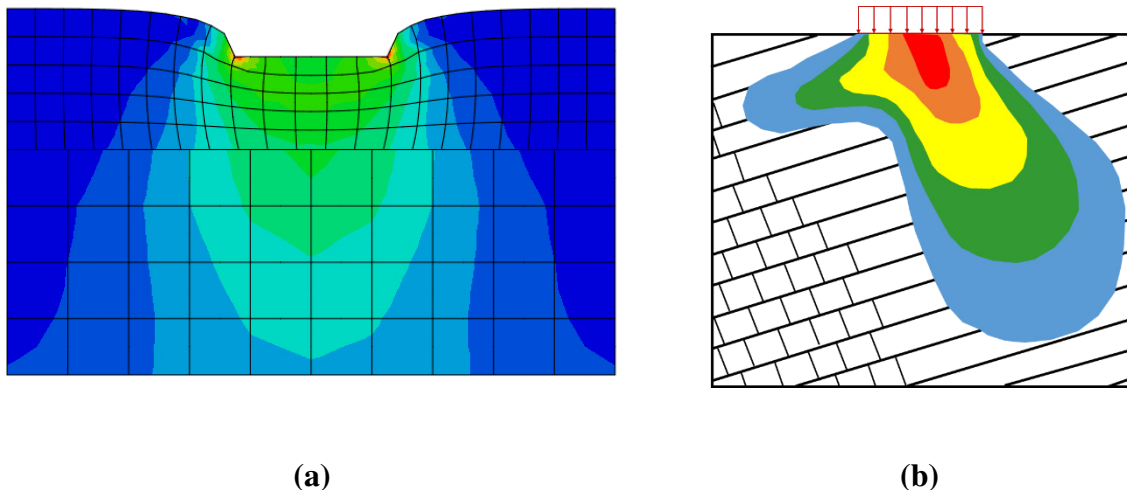


Figura 4.18 (a) Representación de los bulbos de presión por debajo de la Zapata G-II (b) distribución líneas isobáricas (bulbos de presión) en estratos con buzamiento de 30° (modificado de Goodman , 1989)

Respecto a los datos de los desplazamientos reales del inmueble, no se consideran en este trabajo de tesis. Sin embargo, si se puede hacer una comparación entre el comportamiento del edificio actual (grietas) y compararlo con los lugares que el modelado señala como los más vulnerables a agrietamientos.

En lo que se puede observar son dos zonas sobre el perfil “D” del Edificio de Ingeniería Petrolera que muestran una deformación de 4.128 y 1.183 cm para las zapatas D-III y D-4 respectivamente. Estas dos zapatas tienen esfuerzos mayores a los 80 kPA, sin embargo en el caso de la zapata D-III el espesor de la ISR es mucho más grande produciendo un desplazamiento más grande.

En la Figura 4.19, se observa el fracturamiento que se produce por el asentamiento, cabe destacar que es de las zonas con fracturas más notorias, donde a pesar de los trabajos de restauración vuelven a aparecer.



Figura 4.19 Fracturamiento producido por el asentamiento diferencial en la Zapata D-III



A pesar que el esfuerzo producido de la Zapata D-4 sobre la ISR supera los 100 kPa, debido a un espesor de 25 cm aproximadamente, la deformación en esta porción de un poco más del centímetro, sin embargo, también es una zona con grandes problemas como se observa en la Figura 4.20

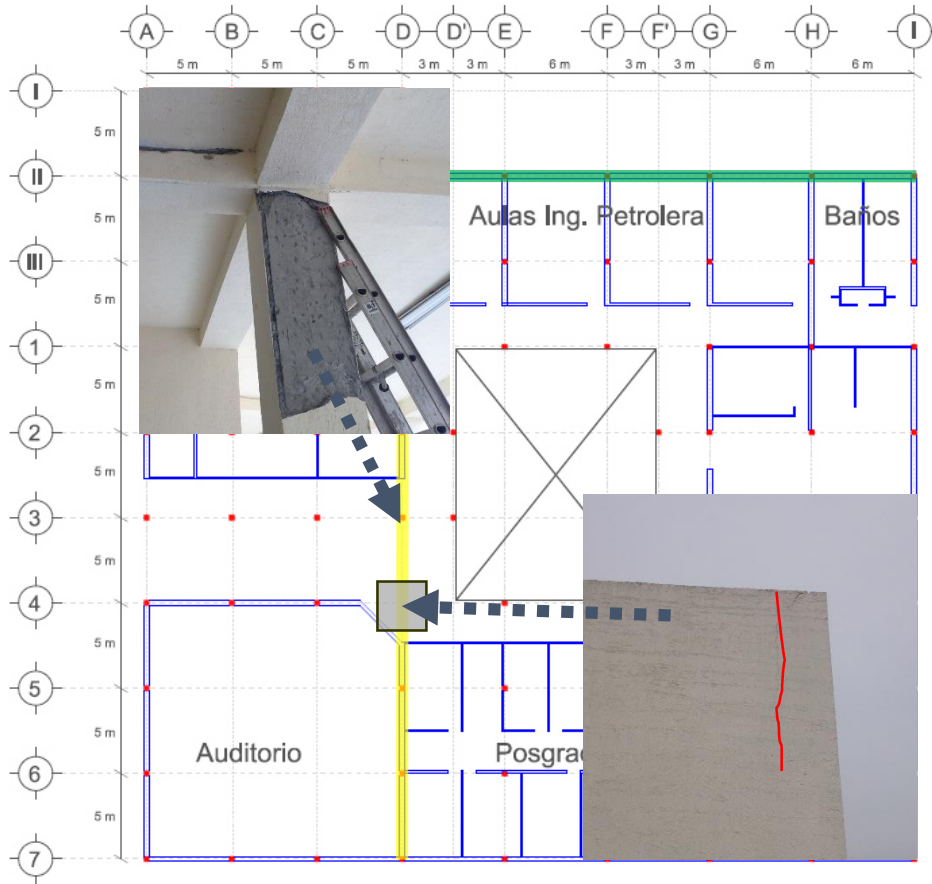


Figura 4.20 Fracturamiento producido por el asentamiento diferencial en la Zapata D-4

En las demás zapatas los desplazamientos son milímetros de desplazamiento, aunque esto pueda permitir pequeñas cuarteaduras en el repello de los muros, no podrían significar un riesgo estructural para el EIP

---

---

## CAPÍTULO 5

### 5 CONCLUSIONES

El Edificio de Ingeniería Petrolera (EIP), se encuentra cimentado sobre la Interfase Suelo-Roca (ISR) de la Formación Méndez. Sin embargo, la diferencia en los espesores de la interfase, desencadena la presencia de asentamientos diferenciales, junto con una variación en las cargas producidas por el edificio.

Lo que se puede observar (en la Figura 2.11), es la presencia de una anomalía muy grande en la erosión de la Formación Méndez en la porción sureste del EIP. Esto posiblemente producido por la presencia de un ramal antiguo del Río Pablillo, que intenta explicar la presencia de aluvión en esta zona de las instalaciones de la Facultad de Ciencias de la Tierra (Suárez, 2013).

La zona de meteorización que corresponde a la ISR, está representada por bloques de lutita de la Formación Méndez, cuyas fracturas se encuentran rellenas de suelo, producida por la misma erosión de la roca. El suelo se encuentra rodeando a los bloques creando una “malla de suelo” la cual permite deformaciones importantes en la ISR, como se menciona en la hipótesis.

En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales, la capacidad de carga y la relación esfuerzo deformación (módulo de Young), de la roca, son tan grandes en comparación con las características del suelo, por lo que el suelo condiciona tanto las propiedades mecánicas de la ISR, así que la capacidad de carga del suelo es muy parecida a la de la ISR y la pendiente de las curvas esfuerzo deformación se inclina más a la del suelo que al de la roca.

El límite elástico de la ISR, se aprecia a los 48 kPa, no obstante los desplazamientos más grandes comienzan a partir de los 60 kPa, por lo que se puede decir que el límite de fluencia de la ISR se encuentra a esta presión. Por lo tanto, para poder evitar desplazamientos muy grandes en la ISR, con las características mecánicas presentes en la zona, se debe diseñar un área de desplante de la cimentación, de tal forma que se produzca un esfuerzo menor a 60 kPa.

Los espesores de la ISR, afectan directamente en los desplazamientos finales de las zapatas, aunque las cargas varían en todo el inmueble, en el caso de la zapatas E-II, F-II y G-II, las cargas que se le aplica es la misma, por lo que se puede observar que a mayor espesor de la



ISR, es mayor el desplazamiento. En este caso la zapata G-II es la que tiene el desplazamiento mayor.

Por ello, en el caso de las zapatas que se encuentran bajo el Área del Auditorio, donde se tienen las cargas más grandes y los espesores más delgados, el desplazamiento no es tan grande, esto debido a que la deformación de la relación esfuerzo-deformación, supone ser siempre la misma y al aumentar la longitud inicial del material (en este caso la ISR), aumenta el desplazamiento final.

Esto es muy importante, debido a que si el edificio, se hubiera desplantado unos metros más hacia el norte o hasta el sur, el edificio hubiese tenido un mayor o menor desplazamiento en su estructura, por ello la importancia del conocimiento de la estratigrafía antes del diseño de la estructura de cualquier edificación.

Los resultados obtenidos de las zapatas, aunque en la mayoría de los casos se presentan desplazamientos en milímetros, los cuales no presentan un daño estructural importante del edificio, se pudo determinar un desplazamiento total de la estructura de aproximadamente 19 cm. Este último desplazamiento es el más importante y significativo

Respecta a trabajos futuros, se recomienda medir las mediciones de desplazamientos reales en la ISR, y comparar con el modelo y con ello ajustar el modelo a un valor mucho más real. El segundo punto es la necesidad de un modelo de las zapatas considerando la geología estructural de la roca.

Lamentablemente en este trabajo el número de nodos, que permite la versión de estudiante de ABAQUS® es muy limitado, por lo que construir modelos más ambiciosos es muy poco probable y la cantidad de error mucho mayor.

En este caso la geología estructural como se observó en la probeta de la ISR de la Figura 4.6, donde el desplazamiento no se genera uniformemente sobre la cara donde se aplica la fuerza, por lo que la zapatas del EIP pueda estar sometidas a un momento con respecto al eje de la columna.

Aunque el trabajo realizado da una aproximación abajo del inmueble, es necesario realizar más trabajos geofísicos, que permitan conocer con mayor exactitud la profundidad y espesores de las capas, junto con una correlación, por medio de perforaciones.

Respecto al modelado se ocupará un número mayor nodos para realizar un mallado más fino y aproximarlos más al valor real de los asentamientos y quizás realizar un modelo en 3D.

Un análisis estructural completo del edificio es muy importante, ya que la rigidez que tiene el edificio no se está considerando en este trabajo, sin embargo, la presencia de asentamientos diferenciales es una realidad.

Finalmente se constata, que la presencia de asentamiento diferencial, es un hecho y que la diferencia en los espesores de la ISR y las diferentes cargas son fundamentales en la presencia de estos. Sin embargo, el hecho más importante es que la presencia de suelos entre la roca permita desplazamientos en esta que produzcan un peligro para toda la estructura y con ello a los ocupantes, sin descartar las pérdidas materiales que se pudieran tener.

Para considerar la corrección de los asentamientos y evitar la propagación de las fracturas producidas en el inmueble, es necesario realizar un mejoramiento en la capacidad de carga en las fracturas del material, esto por medio de la inyección de lechadas (mezcla agua-cemento), principalmente donde se produzcan asentamientos mayores.

---

---

## REFERENCIAS

- Alejano, L. R., & Bobet, A. (2012). Drucker-Prager Criterion. *Springer Rock Mech Rock Eng*, 45:995-999.
- Alvarez, M. J. (1958). Provincias Fisiográficas de la República Mexicana. *Manuscrito elaborado en ocasion del XX Congreso Geológico Internacional*, p. 6-20.
- Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels á l' etude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Paris.
- Bowles, J. E. (1981). *Manual de laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. U.S.A: Mc Graw Hill.
- Burmister, D. M. (1943). The Theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the desing of airport runways. *Proc. Highway Reserch Board*.
- Cerruti, V. (1882). Ricerche intorno all' equilibrio de' corpi elastici isotropi. *Rend Accad Lincei*, 81-122.
- Chandrupatla, T. R., & Belegundu, A. D. (1999). *Introducción al estudio del elemento finito en ingeniería, segunda edición*. México: Prentice Hall Latinoamérica.
- Chávez, C. G., Torres, R. J., Porras, V. N., & Cossio, T. T. (2011). Evolución Estructural del Frente Tectónico de la Sierra Madre Oriental en el cañon de Santa Rosa, Linares, Nuevo León. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Volumen 63, núm 2*, p. 253-270.
- Contreras, D. C. (2007). *Geografía de Nuevo León*. Monterrey: Fonde Editorial de Nuevo León.
- Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. Missouri: Taylor & Francis Group.
- Dávila, P. R. (2011). *Desarrollo sostenible de usos de suelo en ciudades en crecimiento, aplicando hidrogeología urbana como parámetro de planificación territorial: caso de estudio linares, N.L., México*. Linares : Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.
- De León, G. H., Cruz-Vega, C., Dávila-Pórcel, R., Velasco-Tapia, & J., C.-G. (2015). Impacto del lixiviado generado en el Relleno Sanitario Municipal de Linares (Nuevo León) sobre la calidad del agua superficial y subterránea. *Revista Mexicana De Ciencias Geológicas*.
- Dehkordi, A. R. (2008). *3D Finite Element Cosserat Continuum Simulation of Layered Geomaterials*. Universidad de Toronto : Tesis Doctoral.
- Duncan, C. W. (1992). *Foundations on Rock*. New York: Taylor & Francis Group.

- 
- 
- Eguiluz, A. S., M., A. G., & Marret, R. (2000). Tectónica de la Sierra Madre Oriental, México. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana v. LIII*, pp. 1-26.
- Fadum, R. E. (1941). Influence values for vertical stresses in a semi-infinite, elastic solid due to surface loads. *Universidad de Harvard*.
- Fitzgerald, R. W. (1996). *Mecánica de Materiales*. Massachusetts: Alfaomega.
- Garza, J. F. (1993). *Mapeo geológico en el área purísima de Conchos, Linares, Nuevo León y Análisis de Sedimentos Fluvial*. Linares: Tesis de Licenciatura, Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.
- González de Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Education.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Toronto: John Wiley & Sons.
- Gray, H. (1948). Charts facilitate Determination of stresses under load areas. *Civil Engineering*.
- Hibbeler, R. C. (2011). *Mecánica de Materiales*. México: PEARSON EDUCACIÓN.
- INEGI. (1986). *Síntesis Geográfica del Estado de Nuevo León*. México.
- INEGI. (1997). Carta Geológico-Minera Linares G14-11 Escala 1:250,000. 1 mapa.
- Infante, V., A., G. L., Montalvo-Arrieta, J. C., & Navarro, D. I. (2010). Lithological classification assisted by the joint inversion of electrical and seismic data at a control site in the northeast Mexico. *Journal of Applied Geophysics*, 93-102.
- Izaguirre, F. V. (2008). *Estudio Hidrogeofísico de la Presa Jose Lopez Portillo (Cerro Prieto). Noroeste de México*. Linares : Tesis Licenciatura FCT UANL.
- Jaeger, C. (1972). *Rock mechanics and engineering*. The Edinburgh Building, Cambridge CB2 8RU, UK: Cambridge University Press.
- Juaréz, B. E., & Rico, R. A. (2010). *Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones*. México: Limusa.
- Khennane, A. (2013). *Introduction to Finite Element Analysis Using MATLAB and Abaqus*. Boca Ratón: Taylor & Francis Group.
- Liu, J., & Peng L. (2009). Experimental study on the unconfined compression of a thawing soil. *Cold Region Science and technology, ELSEVIER*, 58: 92-96.
- Madenci, E., & Guven, I. (2006). *The Finite Element Method and Applications in Engineering Using Ansys*. United States if America: Springer.
- Mahasneh, B. Z. (2004). Dead sea Water as a soil improvement Agent. *EJGE*.
- Marrett, R., & Aranda, G. (1999). Structure and kinematic development of the Sierra Madre Oriental flod-thrust belt México, en Wilson, J.L., Ward, W.C., Marret, R., Stratigraphy and structure of the Jurassic and cretaceois platform and basin systems of the Sierra

- 
- 
- Madre Oriental. *a field book and related papers: San Antonio, Texas, South Texas Geological Society*, 69-98.
- Martínez, V. F. (2007). *Análisis de las filtraciones laterales de la Presa José López Portillo/Cerro Prieto, Linares, Nuevo Leon*. Linares: Tesis de Licenciatura, Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.
- Mase, G. E. (1970). *Teoría y Problemas de Mecánica del Medio Continuo*. U.S.A.: Mc Graw Hill Book.
- Mindlin, R. D. (1935). Contribution au probleme d'équilibre d'élasticité d'un solide. "*Comptes Rendus*".
- Monfared, J. S. (2015). Design and fabrication of the multi-walled hollow nanofibers by triaxial electrospinning as reinforcing agents in nanocomposites. *Reinforced Plastics & Composites*, Vol. 34(16) 1273-1286.
- Montalvo-Arrieta, J., Quintanilla, Y., Tamez, A., Meneses, M., Ramos, L., & Masuch, D. (2005). Microzonation of the Linares, Northeast Mexico area, based on geology and shear-wave velocity measurements. *Geofísica Internacional*, Vol. 44, Núm. 4, pp. 331-340.
- Mosadegh, A., & Nikraz, H. (2015). Bearing Capacity Evaluation of footing on a Layered - Soil using Abaqus. *Earth Science & Climatic Change*, 6:264.
- Nasr, A. M. (2015). Geotechnical Characteristics of Stabilized Soils from the Egyptian-Libyan Coast. *Springer Geotech Geol Eng*, 33:893-911.
- Padilla y Sánchez, R. J. (1985). Las estructuras de la curvatura de Monterrey, estados de Coahuila, Nuevo León, Zacatecas y San Luis Potosí. *Univ. Nal. Autón. México, Inst. Geología, revista, vol. g, núm. I*, p. 1-20.
- Peattie, K. R. (1962). Stress and Strain Factors for Three-Layer Elastic Systems. *Highway Research Board Bulletin, No. 342*.
- Picciotto, F. A. (2000). *Análisis de datos de tomografía sísmica en un medio anisótropo*. Linares, Nuevo León: Tesis de Licenciatura Facultad de Ciencias de la Tierra UANL.
- Podio-Guidugli, P., & Favata, A. (2014). *Elasticity for Geotechnicians: A modern exposition of Kelvin, Boussinesq, Flamant, Cerruti, Melan, and Mindlin Problems*. Switzerland: Springer international Publishing.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Sydney: John Wiley & Sons.
- Ramírez, F. T. (2008). Xenolitos peridotíticos del manto: una oportunidad de investigación hacia las profundidades de la tierra. *CIENCIA UANL Vol. XI, No. 1*, pp. 51-55.
- Ramos-Zuñiga, L. G. (2012). Seismic characterization of station LNIG as a reference site in North-east Mexico. *Geofísica Internacional*, 51-2:187-197.

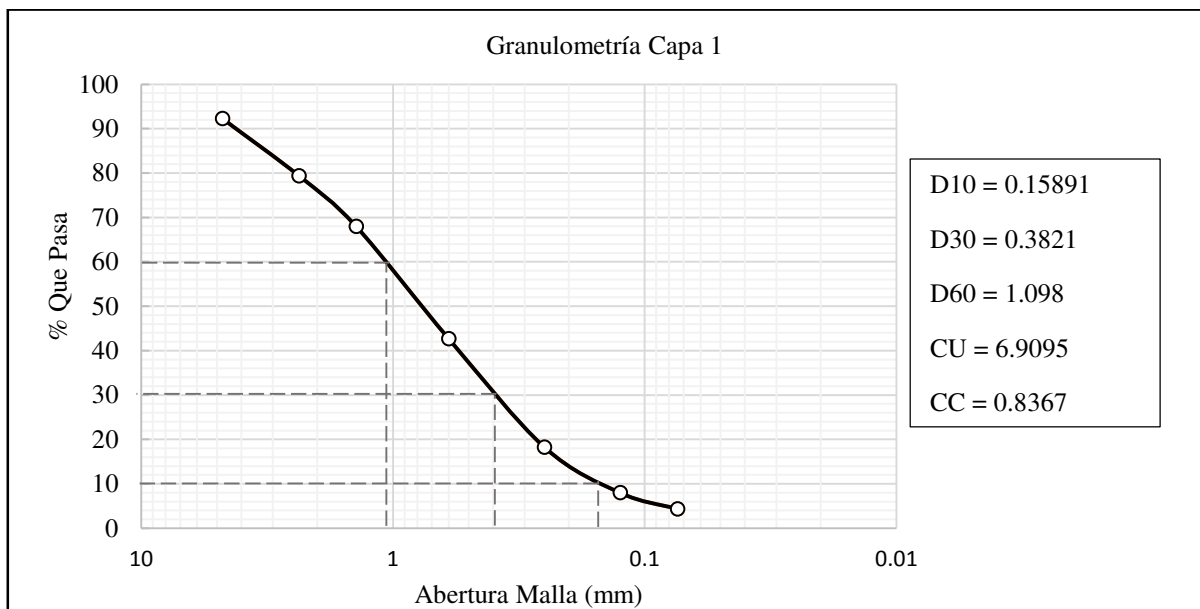
- 
- 
- Rao, S. S. (1982). *The Finite Element Method in Engineering*. Great Britain: Pergamon Press.
- Raper, R. L., & Erbach, D. C. (1990). Prediction Of Soil Stresses Using The Finite Element Method. *Transactions of the ASAE, Vol. 33(3)*, 725-730.
- Rodríguez, S. P. (2003). *Petrografía y geoquímica de la rocas magmáticas de la Sierra de San Carlos-Cruillas*. Linares: Tesis de Licenciatura, Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.
- Ruiz, M. A. (1997). Research into the Quaternary Sediments and Climatic Variation in NE Mexico. *Quaternary International, Vol.43/44*, pp. 145-151.
- SCDOT. (21 de Noviembre de 2016). *www.scdot.org*. Obtenido de South Carolina Department of Transportation web site: <http://www.scdot.org/default.aspx>
- Sheriff, R. E., & Geldart, L. P. (2002). *Exploración sísmológica Volumen I: Historia, teoría y obtención de datos*. Limusa.
- Suárez, R. M. (2013). *Integración de métodos geofísicos para localización de paleocanal del río pablillo*. Linares: Tesis de Licenciatura de la Facultad de Ciencias de la Tierra, UANL.
- Terzaghi, K. (1956). *Theoretical Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*. John Wiley and Sons.
- Timoshenko, S., & Goodier, J. N. (1968). *Teoría de la Elasticidad*. España: Ediciones Urmo.
- Transtrum, M. K., & Sethna, J. P. (2012). Improvements to the Levenberg-Marquardt algorithm for nonlinear least-squares minimization. *Journal of Computational Physics*, 1-32.
- Twiss, R. J., & Moores, E. M. (1992). *Structural Geology*. New York: W. H. Freeman and Company.
- Westergaard, H. (1952). *Theory of Elasticity and Plasticity*. John Wiley & Son.
- Winterkorn, R. J., & Fang, H. F. (1975). *Foundation Engineering Handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold.
- XU, W.-J. (2016). Random Generation of the meso-structure of a soil-rock mixture and its application in the study of the mechanical behavior in a landslide dam. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 86, 166-178.
- Zhu, M. (2004). Bearing Capacity of Strip Footings on Two-Layer Clay Soil by Finite Element Method. *ABAQUS User's Conference*, 777-787.

# ANEXO I

## Granulometría

### Granulometría Capa 1:

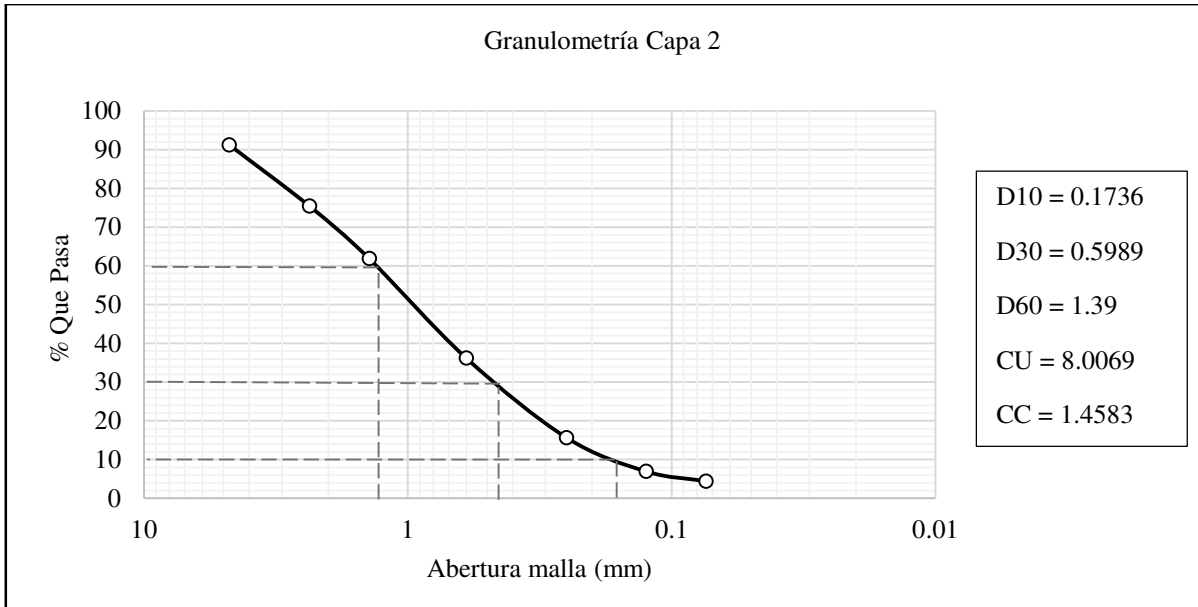
Malla N°	Apertura	Tara	Tara+Suelo Retenido	Peso Suelo Retenido	Porcentaje Retenido	Retenido Acumulado	Porcentaje Que Pasa
-----	mm	gr.	gr.	gr.	%	%	%
4	4.75	433.4	562.7	129.3	7.760	7.760	92.239
8	2.36	382.4	597	214.6	12.880	20.641	79.358
14	1.4	345.3	535	189.7	11.385	32.026	67.973
30	0.6	527.3	948.9	421.6	25.304	57.331	42.668
60	0.25	517.3	924.5	407.2	24.440	81.771	18.228
120	0.125	257.6	428.6	171	10.263	92.035	7.964
200	0.074	300.6	361.4	60.8	3.649	95.684	4.315
Bandeja	-----	355.4	426.2	70.8	4.249	99.933	0.066
Peso Muestra:	1666.1						



### Granulometría Capa 2:

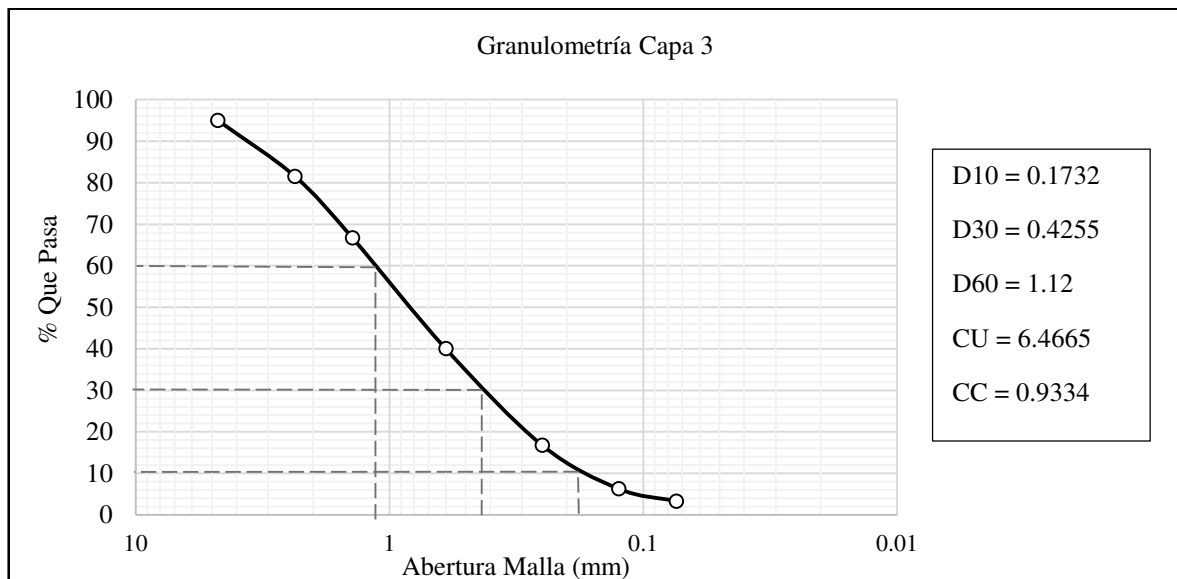
	mm	gr.	gr.	gr.	%	%	%
	4.75	433.4	558.4	125	8.741	8.741	91.258
	2.36	382.4	608.4	226	15.804	24.545	75.454
	1.4	345.3	539.4	194.1	13.573	38.118	61.881
	0.6	527.3	894.6	367.3	25.685	63.804	36.195
	0.25	517.3	811.2	293.9	20.552	84.356	15.643
	0.125	257.6	381.8	124.2	8.685	93.041	6.958
	0.074	300.6	336.9	36.3	2.538	95.580	4.419
	-----	355.4	398.4	43	3.006	98.587	1.412
	1430						





Granulometría Capa 3:

	mm	gr.	gr.	gr.	%	%	%
	4.75	433.4	509.3	75.9	4.960	4.960	95.039
	2.36	382.4	588.6	206.2	13.477	18.437	81.562
	1.4	345.3	571.9	226.6	14.810	33.248	66.751
	0.6	527.3	936.2	408.9	26.725	59.973	40.026
	0.25	517.3	873.2	355.9	23.261	83.235	16.764
	0.125	257.6	417.8	160.2	10.470	93.705	6.294
	0.074	300.6	346.2	45.6	2.980	96.686	3.313
	-----	355.4	406.4	51	3.333	100.019	-0.019
	1530.7						



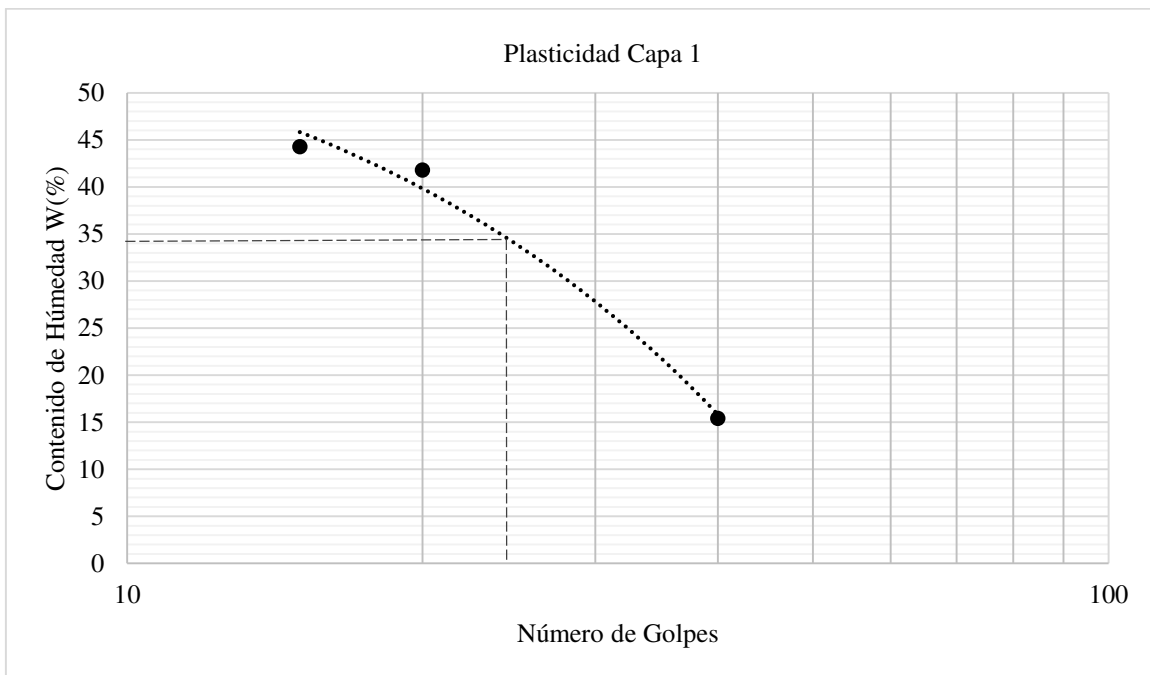
## **ANEXO II**

## Plasticidad

Límites de líquido y plástico de la capa 1:

	Capsula No.	Numero De Golpes	Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso Del Agua	Peso De La Capsula	Peso Del Suelo Seco	Contenido Del Agua (W)
	(#)	(#)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)
	1	40	63.7	55.2	8.5	33.2	55.2	15.398
	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	20	65.1	56.7	8.4	36.6	20.1	41.791
	4	15	50.7	45.3	5.4	33.1	12.2	44.262
								34

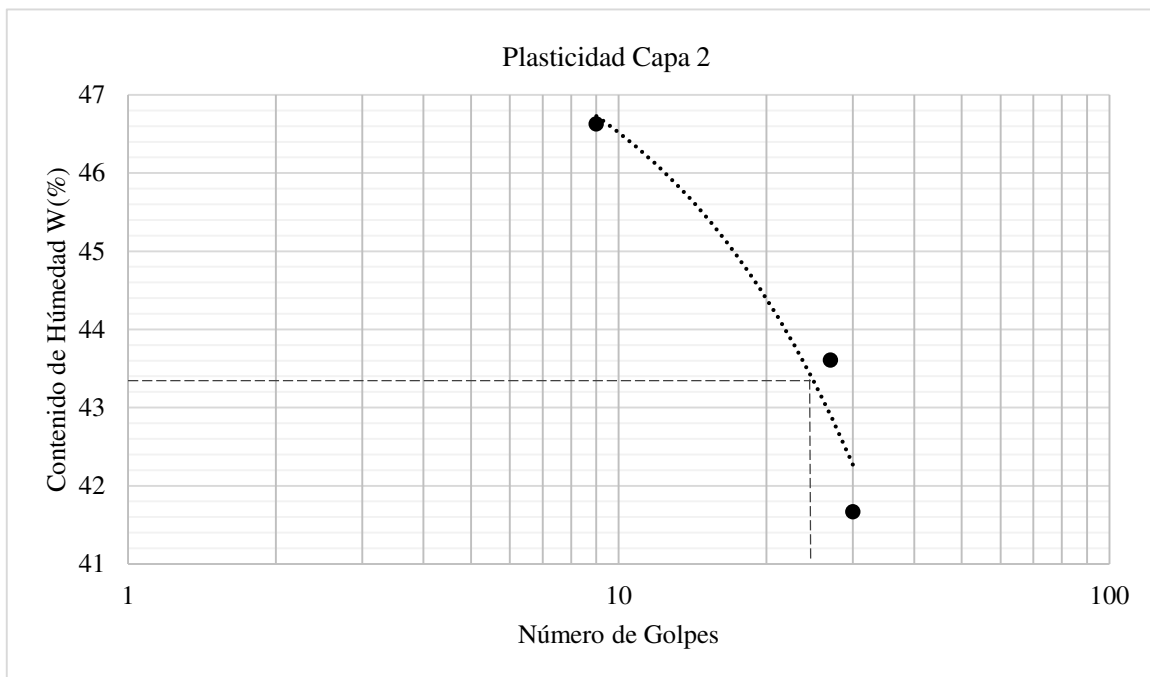
	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso Del Agua	Peso De La Capsula	Peso Del Suelo Seco	Contenido Del Agua (W)
	(#)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)
	6	39.9	38.7	1.2	33.4	5.3	22.641
	7	44.9	42.7	2.2	33.2	9.5	23.157
	8	39.8	38.7	1.1	33.2	5.5	20
							21.933



Límites de líquido y plástico de la capa 2:

	Capsula No.	Numero De Golpes	Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso Del Agua	Peso De La Capsula	Peso Del Suelo Seco	Contenido Del Agua (W)
	(#)	(#)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)
	12	30	63.9	54.9	9	33.3	21.6	41.666
	10	27	58.3	50.8	7.5	33.6	17.2	43.604
	11	9	59.4	51.1	8.3	33.3	17.8	46.629
								43.4

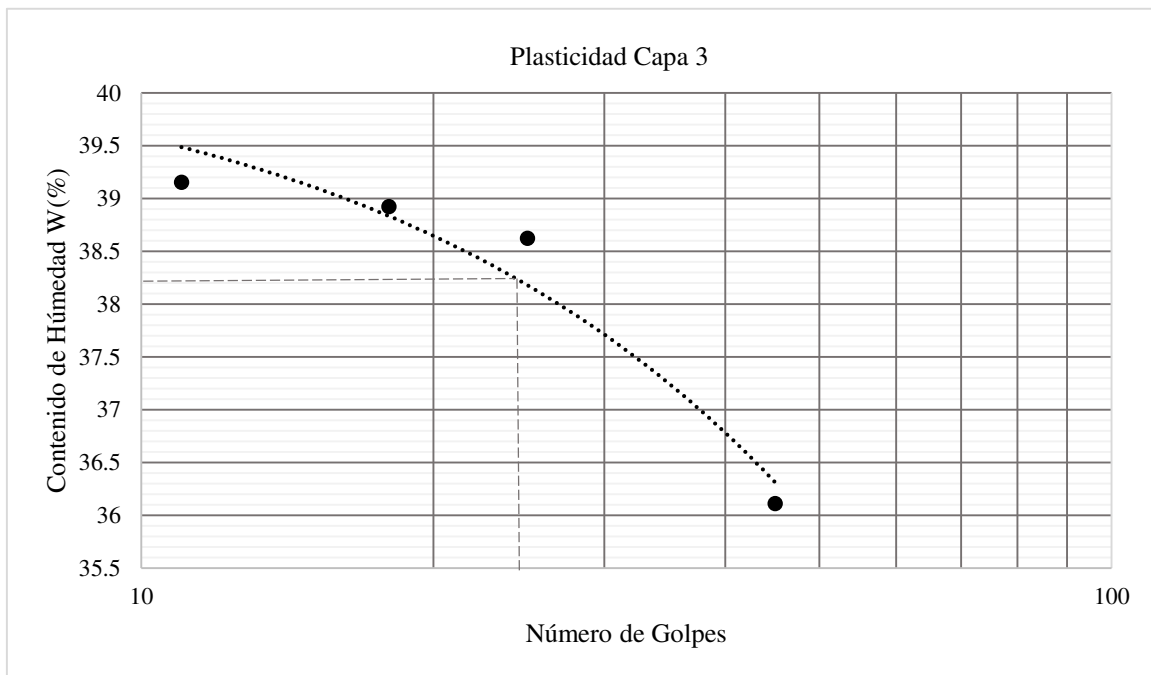
	Capsula No.	Peso Capsula + Suelo Húmedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso Del Agua	Peso De La Capsula	Peso Del Suelo Seco	Contenido Del Agua (W)
	(#)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)
	13	45.7	43.4	2.3	33.3	10.1	22.772
	14	50.3	47.1	3.2	33.2	13.9	23.021
	16	51.9	48.4	3.5	33.33	15.07	23.224
							23.006



Límites de líquido y plástico de la capa 3:

	Capsula No.	Numero De Golpes	Peso Capsula + Suelo Humedo	Peso Capsula + Suelo Seco	Peso Del Agua	Peso De La Capsula	Peso Del Suelo Seco	Contenido Del Agua (W)
	(#)	(#)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)
	19	45	62.5	54.7	7.8	33.1	21.6	36.11111111
	21	25	41.7	34.4	7.3	15.5	18.9	38.62433862
	20	18	56.5	50	6.5	33.3	16.7	38.92215569
	18	11	59.8	52.4	7.4	33.5	18.9	39.15343915
								38.2

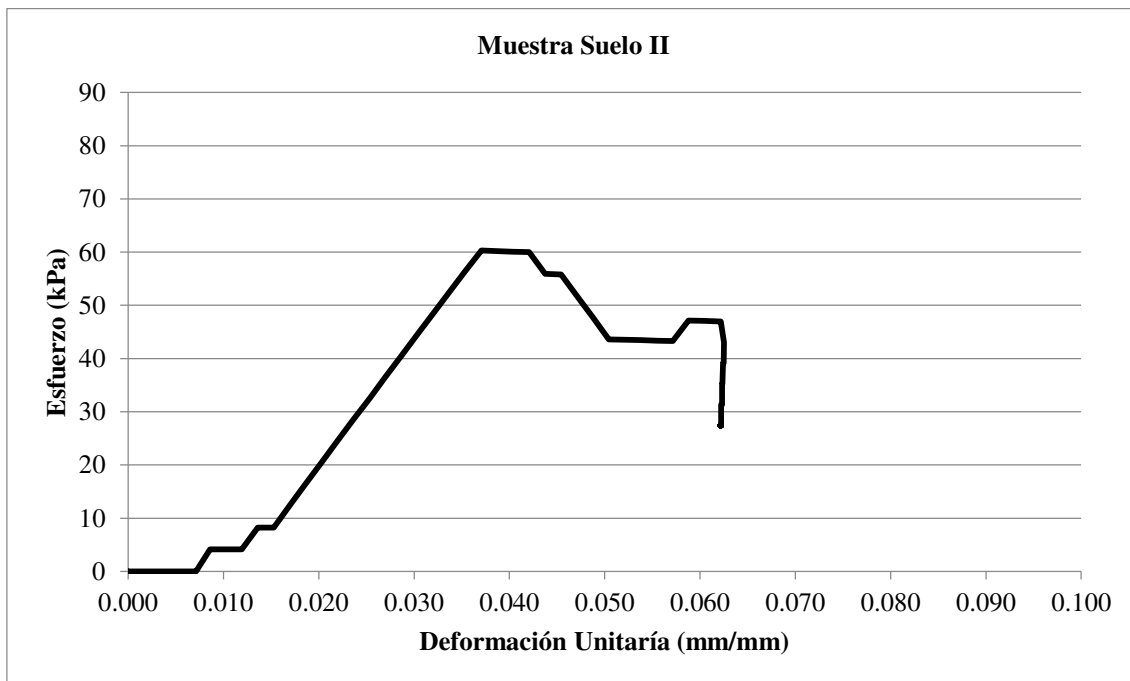
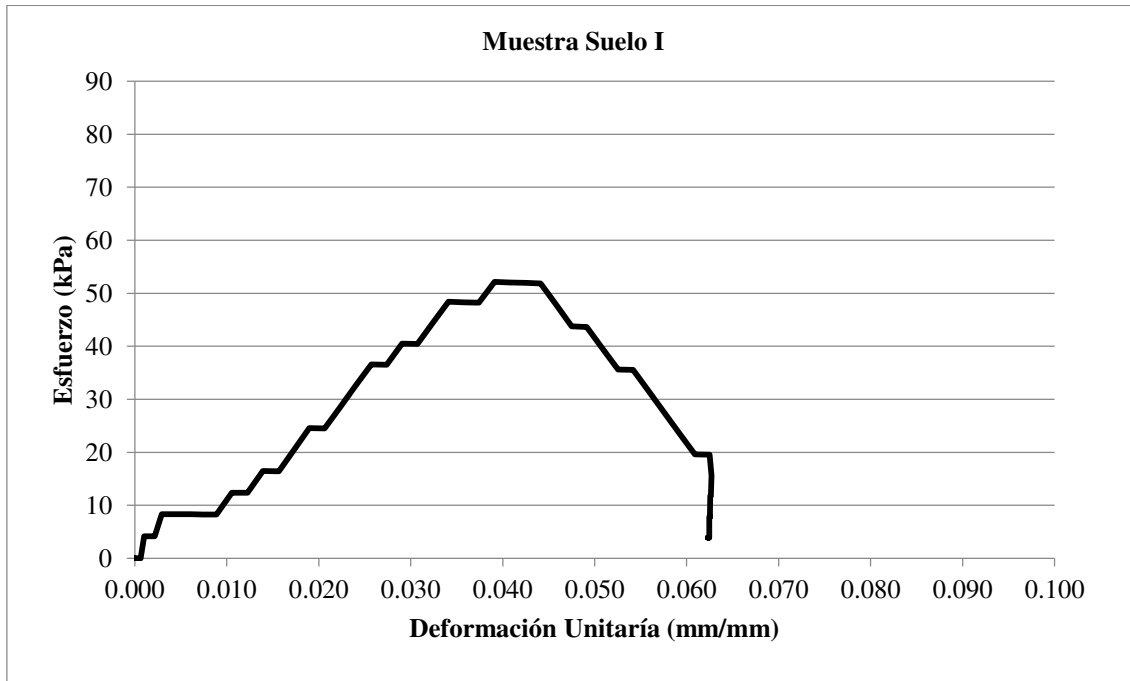
	CAPSULA NO.	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DEL AGUA (W)
	(#)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(gr)	(%)
	22	35.7	32.3	3.4	15.5	16.8	20.23809524
	3	26.2	24.5	1.7	15.4	9.1	18.68131868
	17	32.9	30	2.9	15.4	14.6	19.8630137
							19.59414254

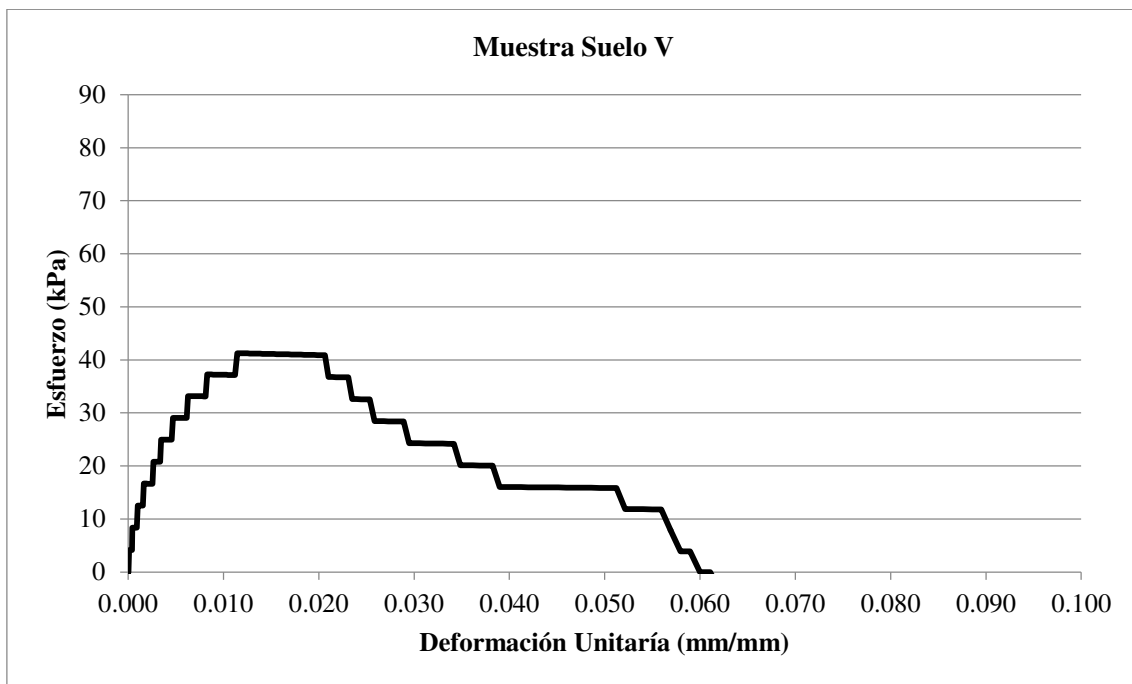
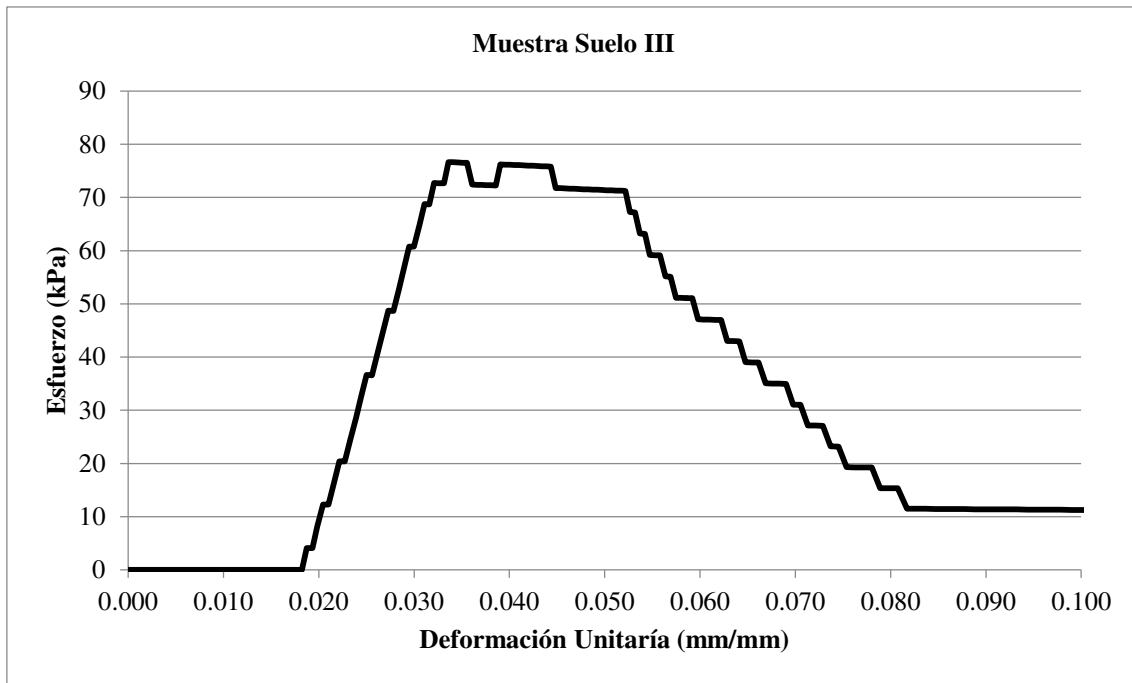


# ANEXO III

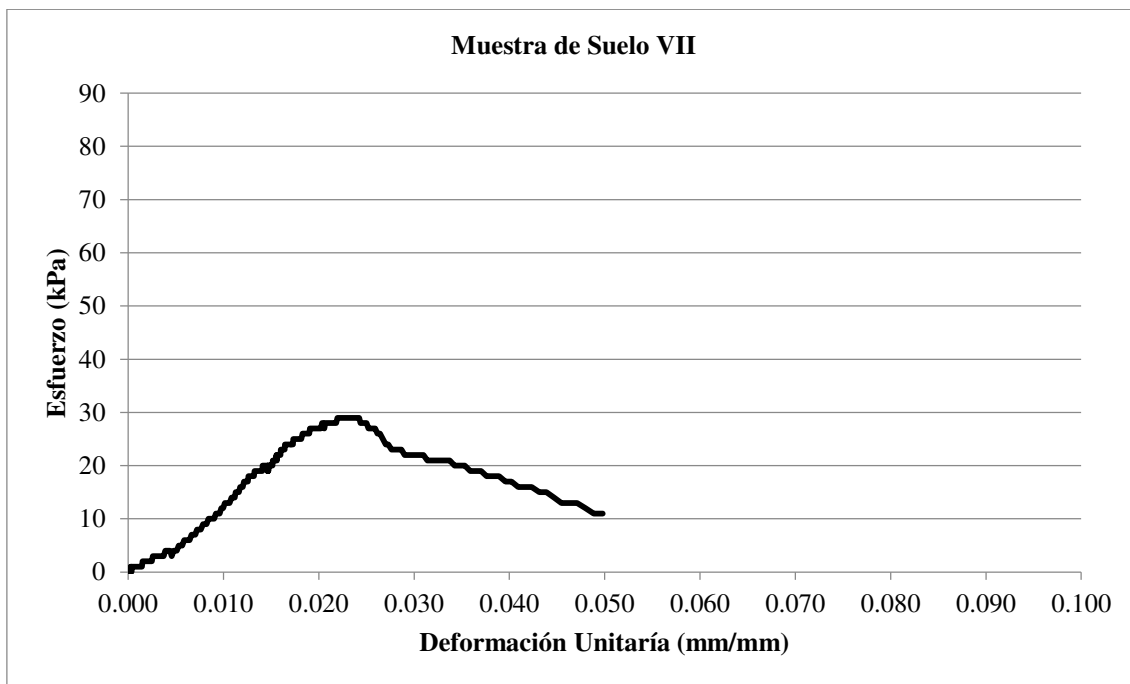
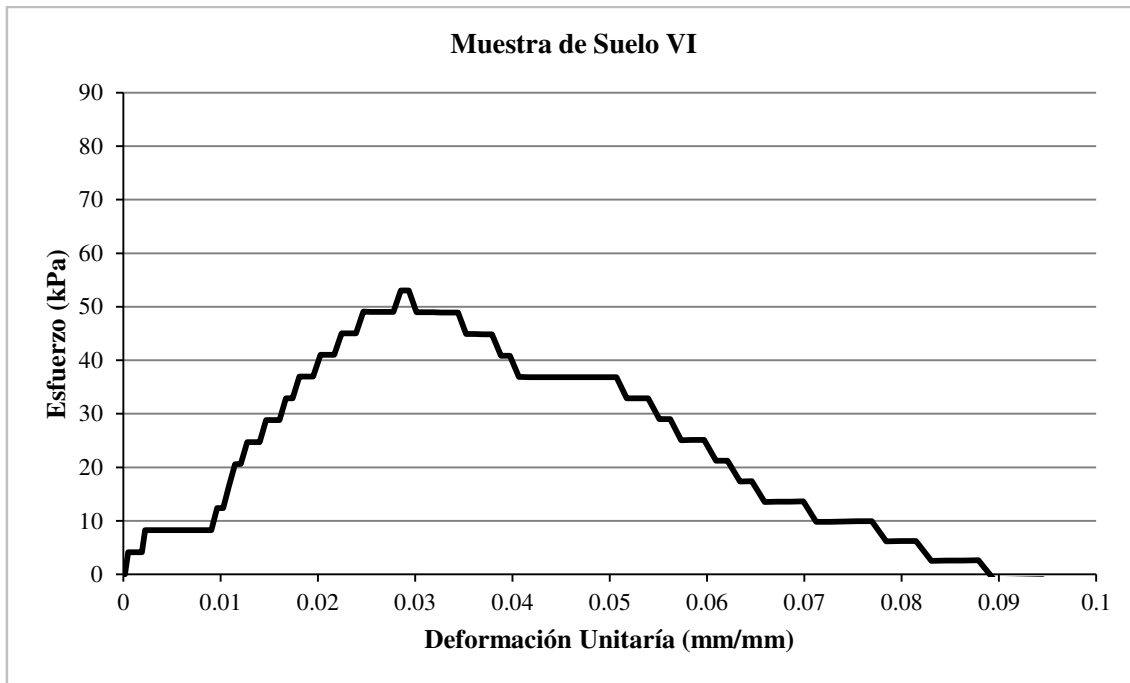
## Gráficas Esfuerzo-Deformación de Suelos

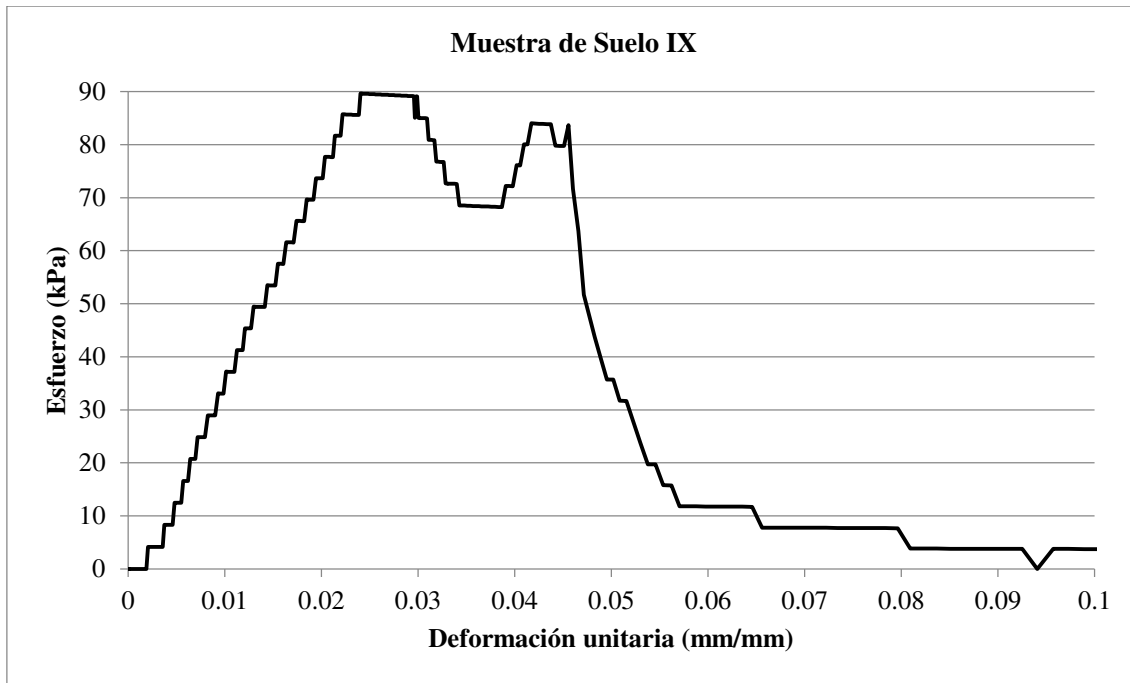
A continuación se muestran cada una de las gráficas esfuerzo-deformación de las muestras de suelo de la ISR, los datos tabulados de estas gráficas se encuentran en el disco anexo en este trabajo.







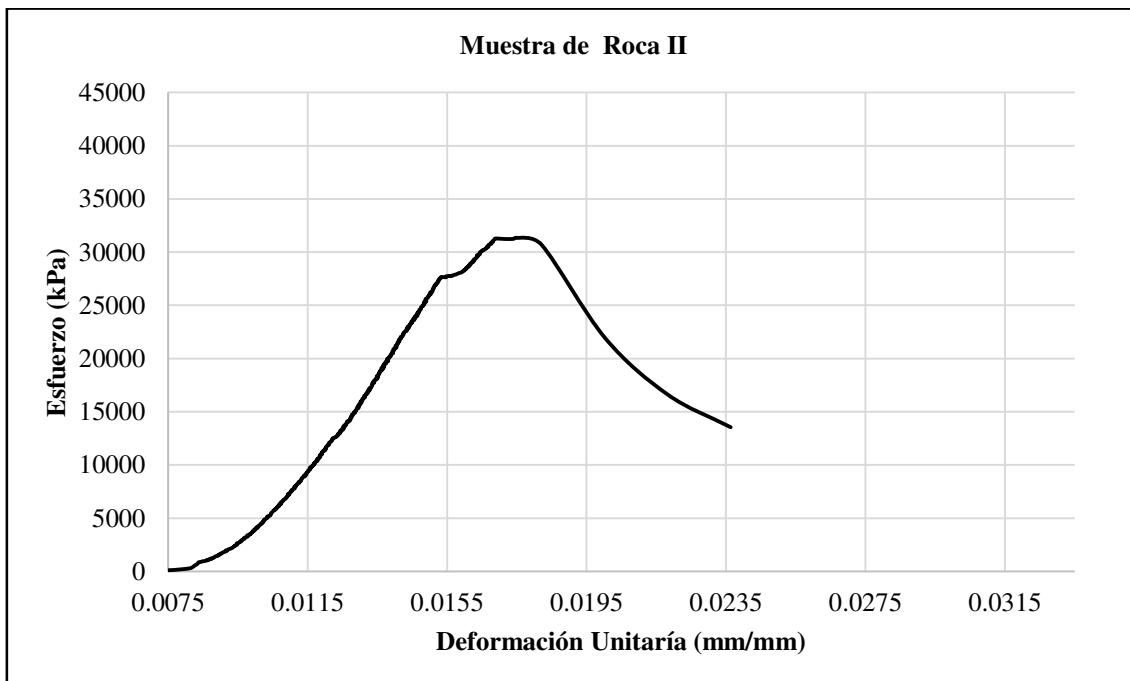
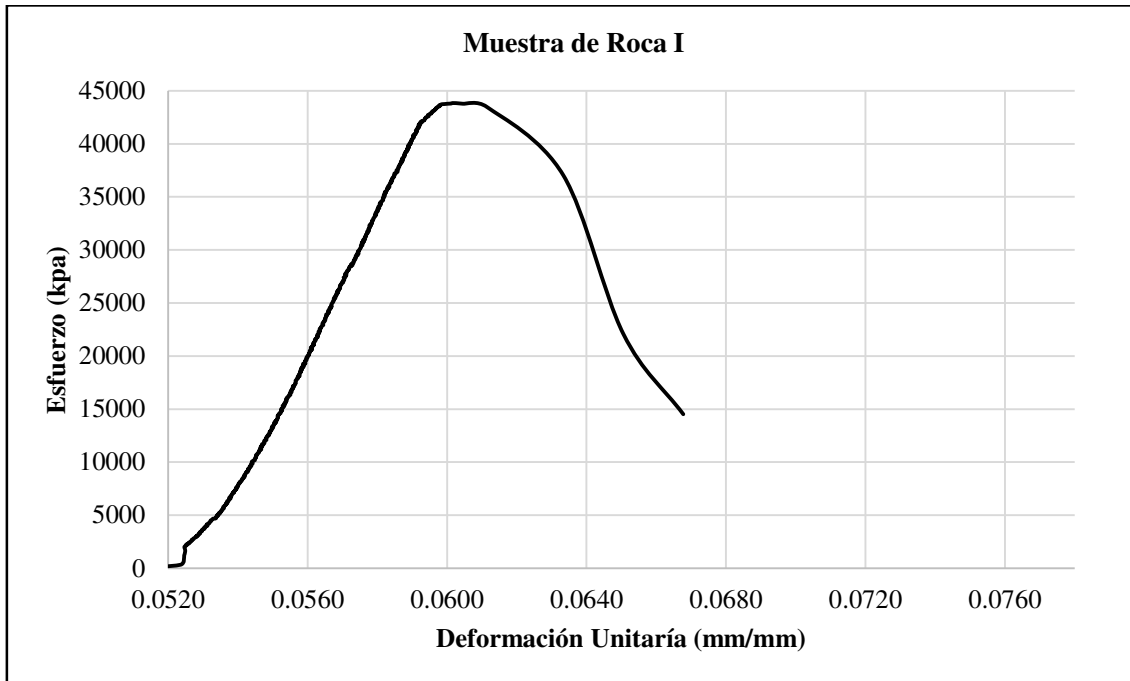


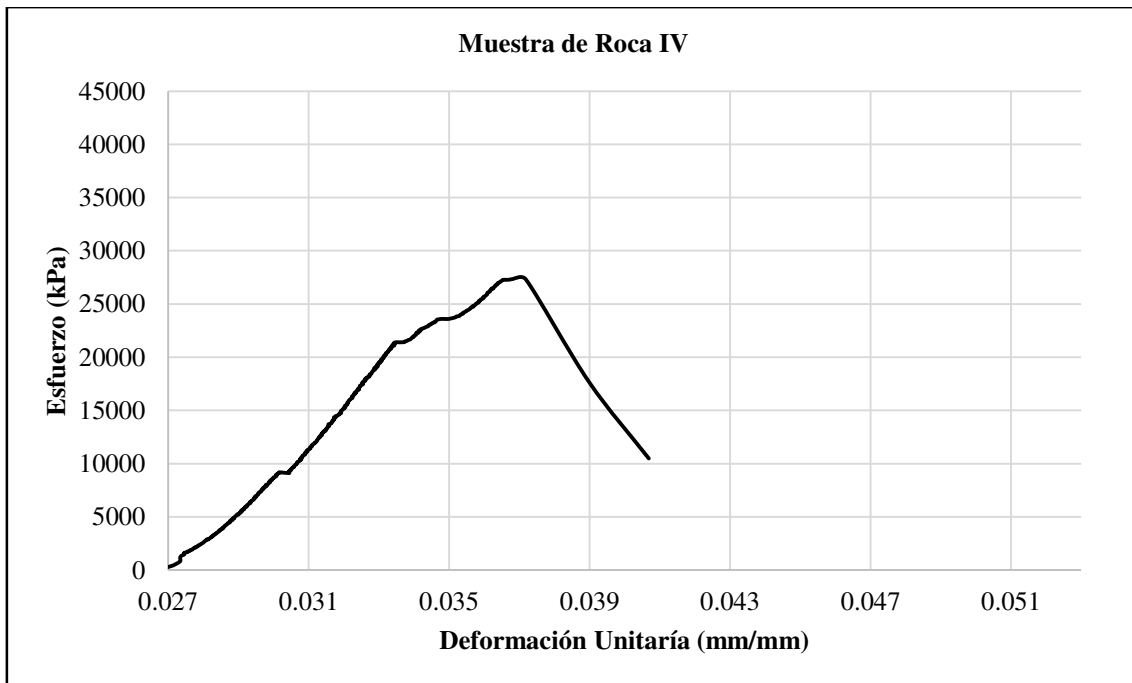
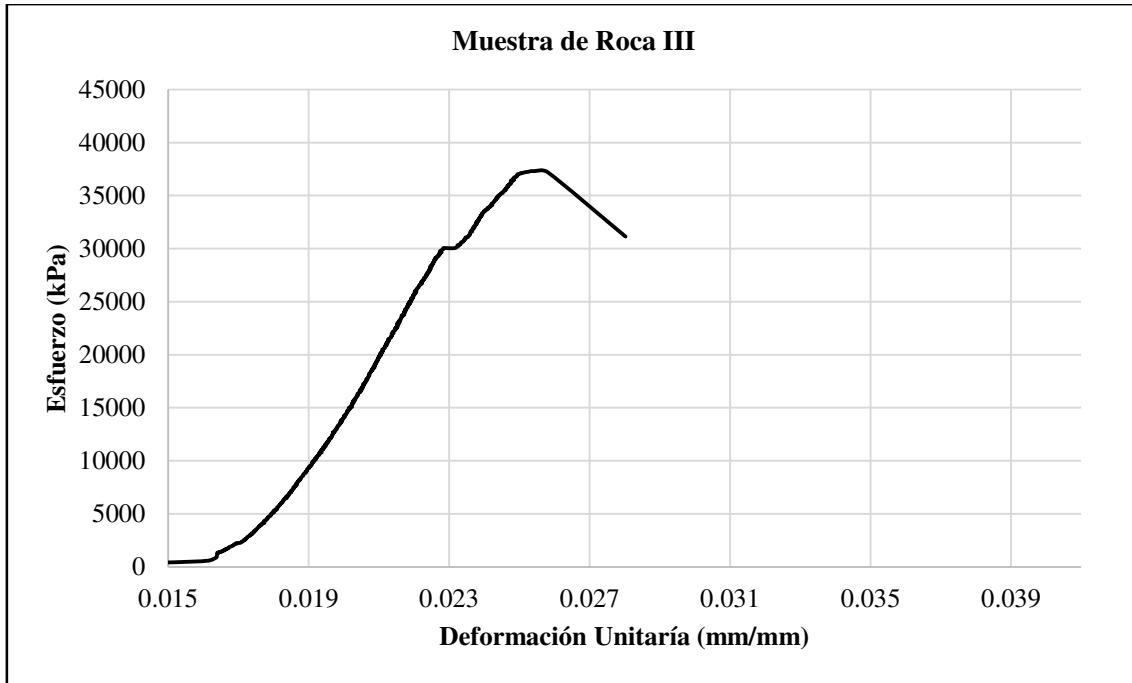


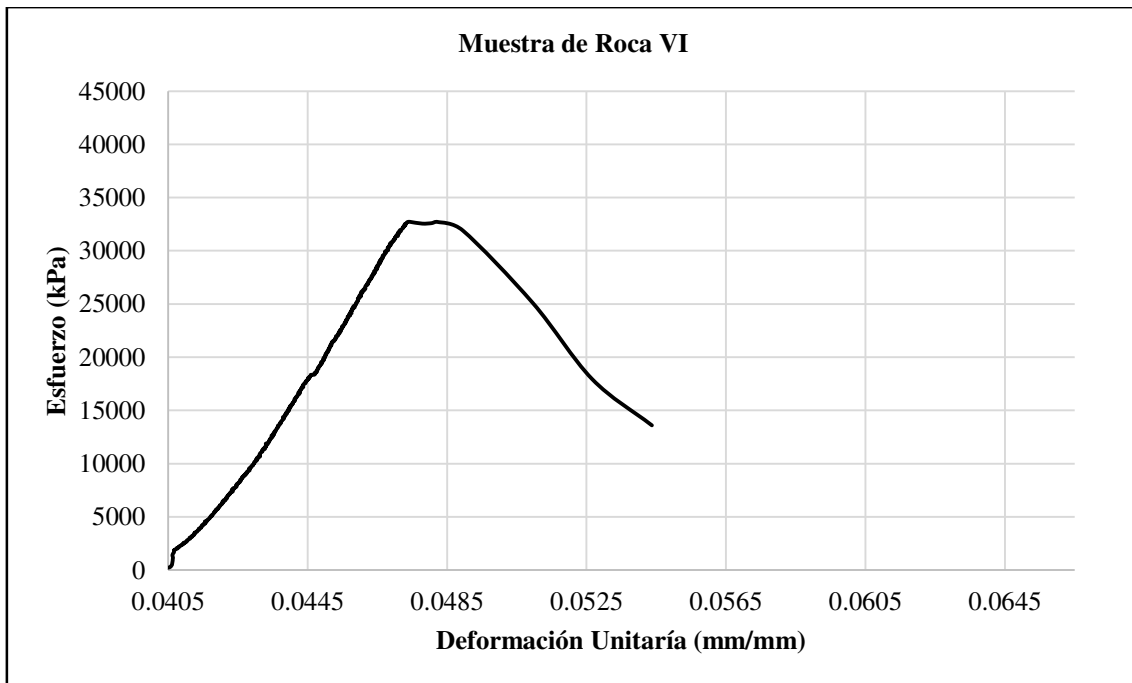
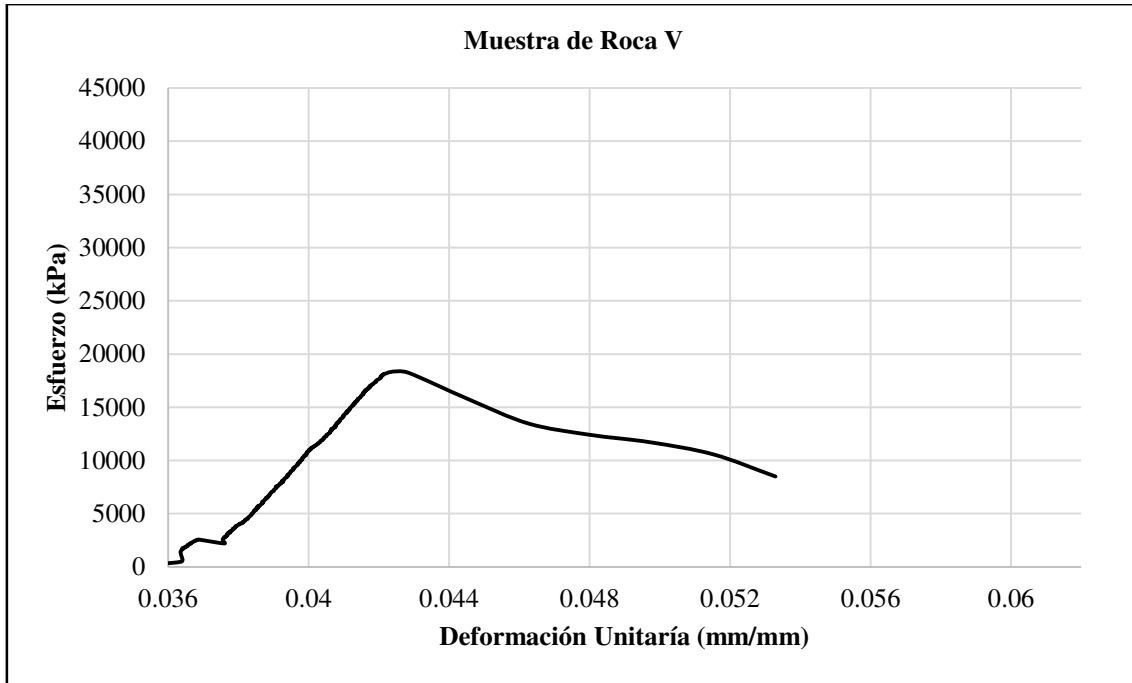
# **ANEXO IV**

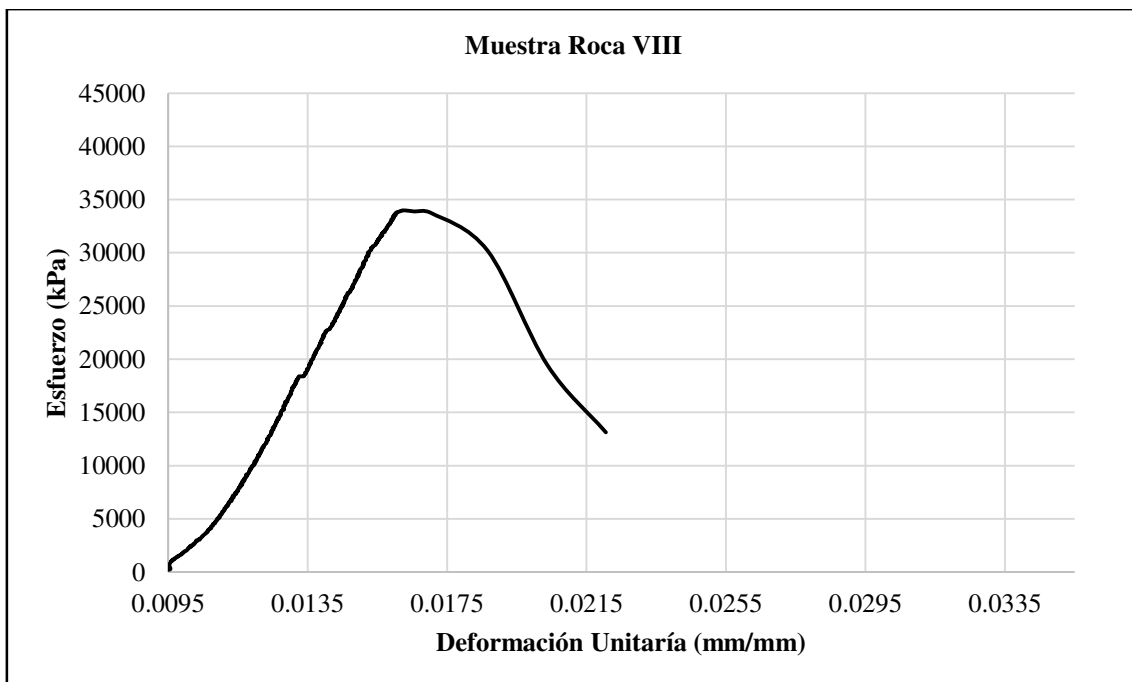
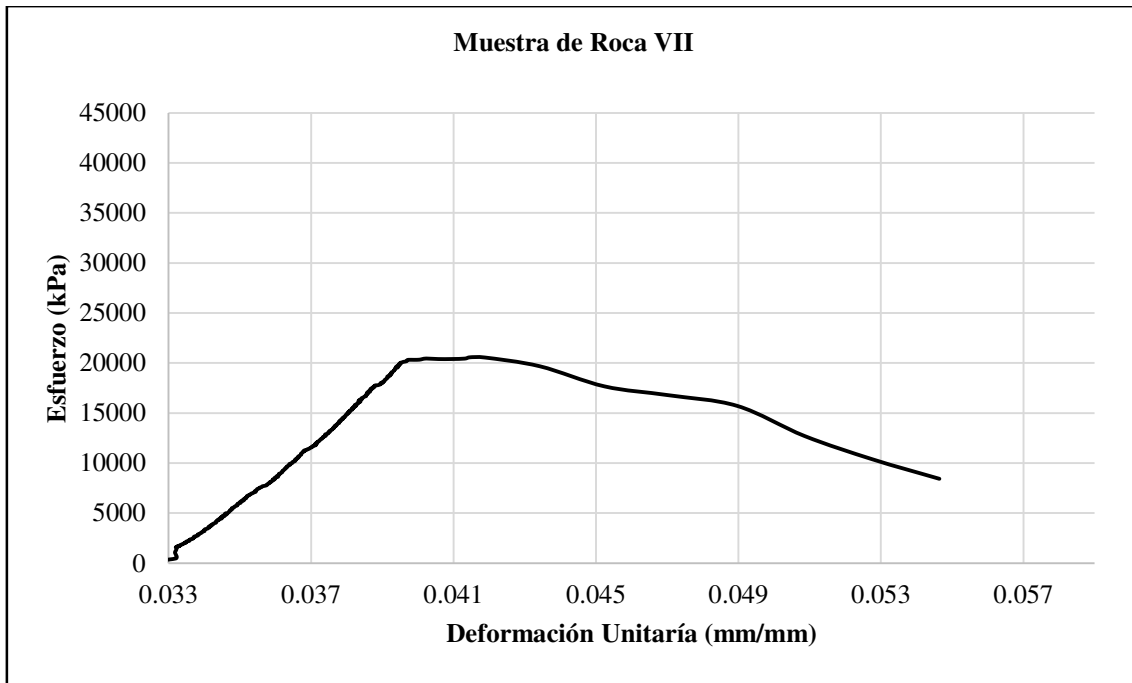
## Gráficas Esfuerzo-Deformación de los bloques de Lutita

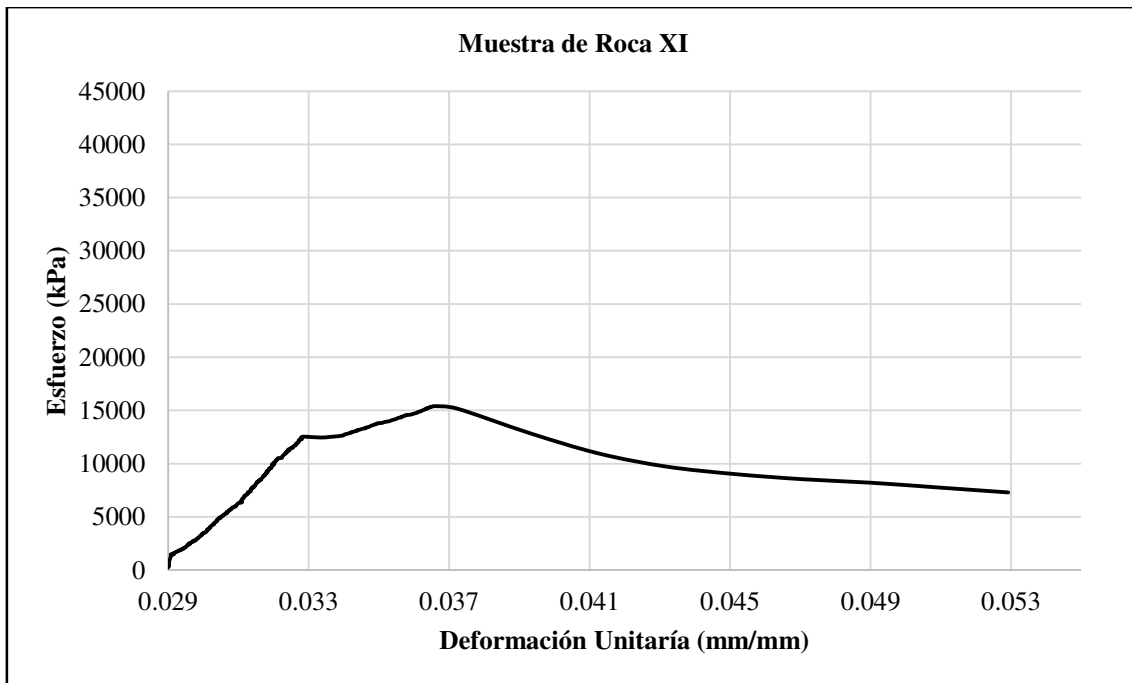
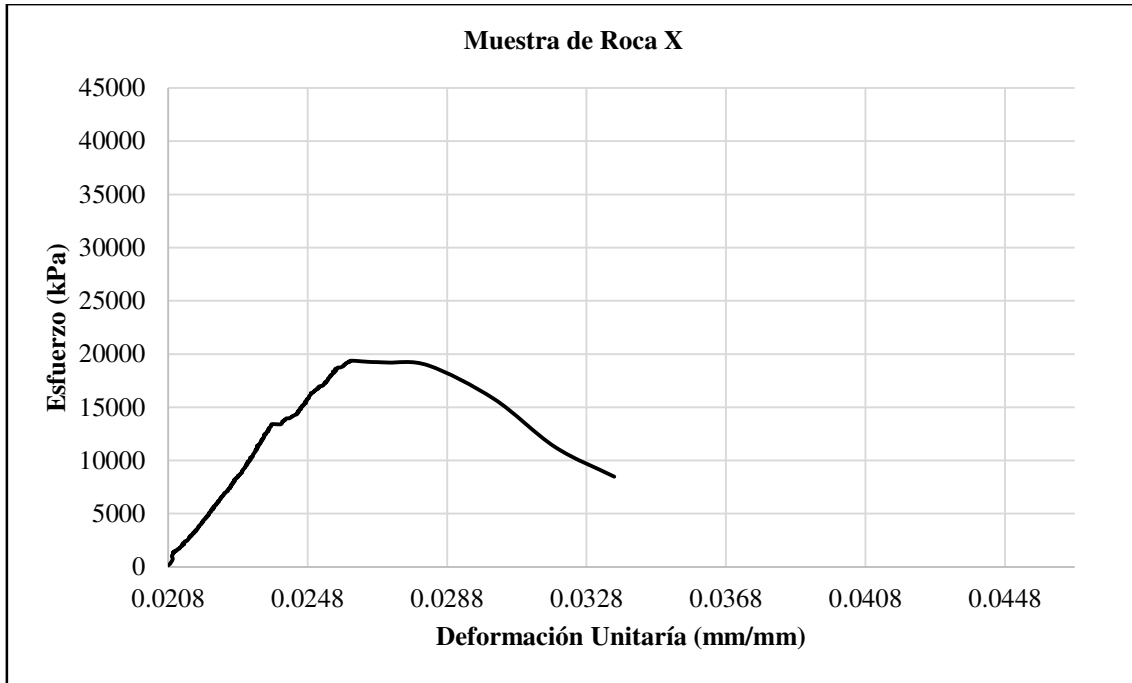
A continuación se muestran cada una de las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas experimentalmente de las muestras de bloques de lutita de la ISR, los datos tabulados de estas gráficas se encuentran en el disco anexo en este trabajo.













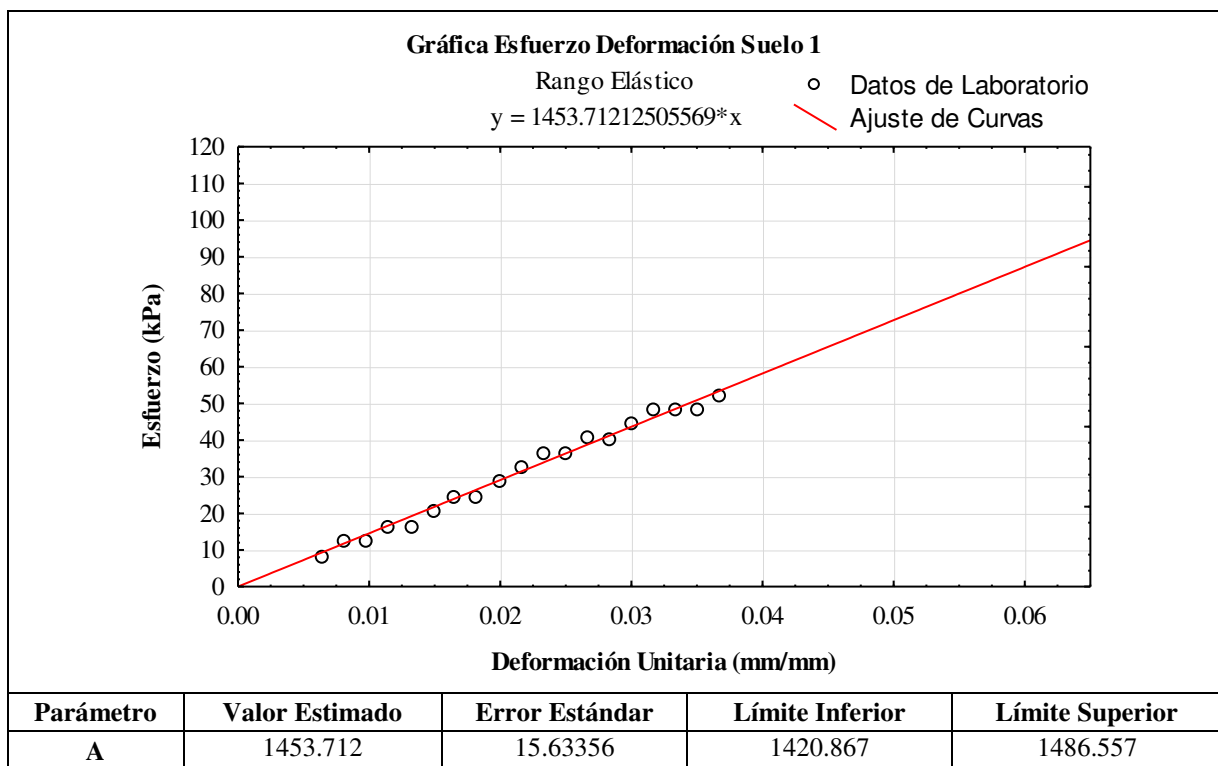
# ANEXO V

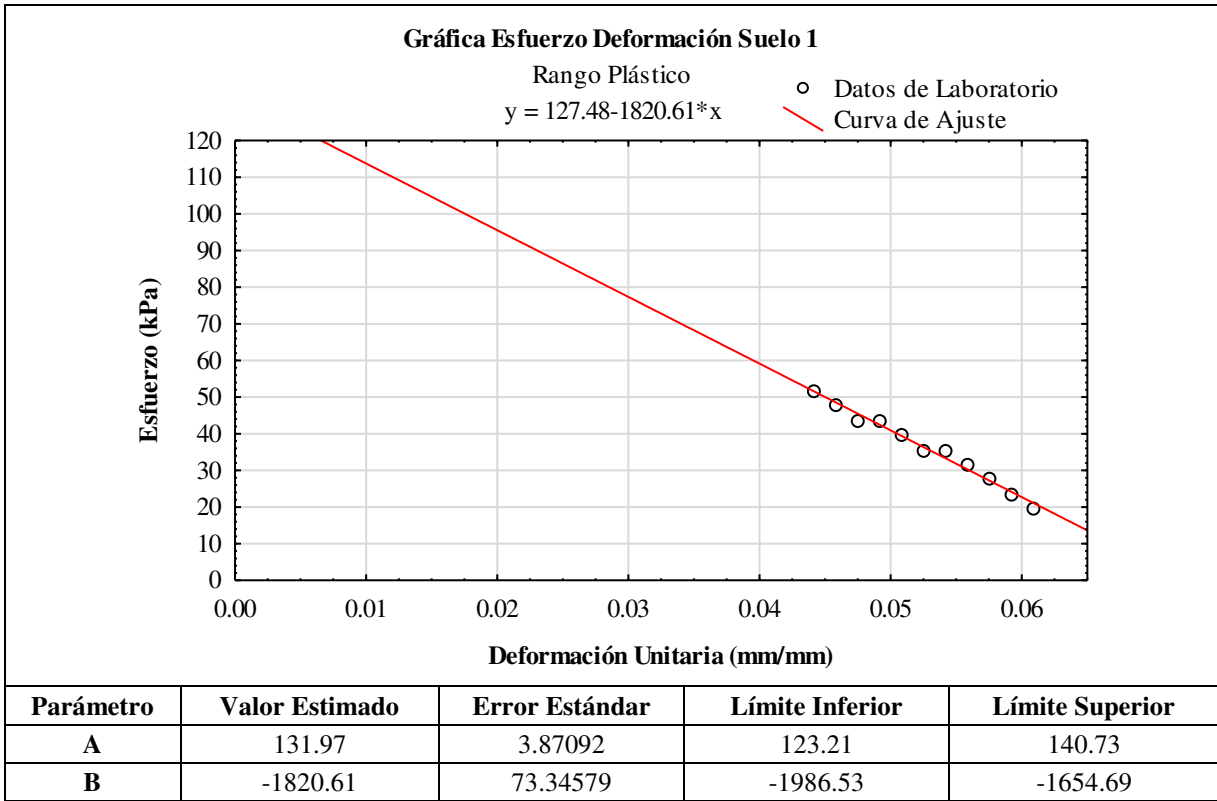
## Ajuste de Curvas Suelo y Roca

A continuación se muestran los ajuste de la curvas de los materiales que componen la ISR, empezando por cada muestra por su rango lineal y luego el rango plástico. De igual manera se mostrarán los resultados estadísticos obtenido con la plataforma STATISTICA®.

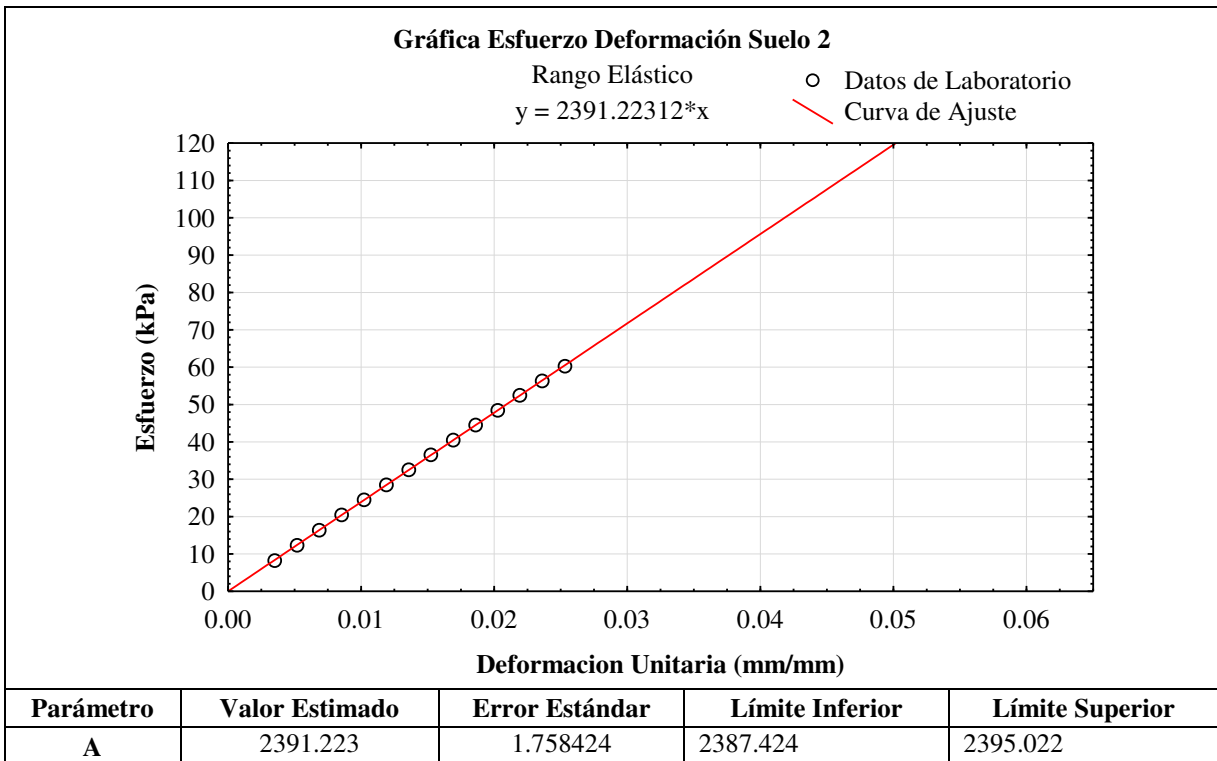
Para el ajuste de la curvas en el programa STATISTICA®, primero se propone una función que se crea representa a la serie de datos estudiada. Después, por el método de Levenberg-Marquart y se calculan los parámetros (constantes) que conforman la función. Si el error es mínimo se considera como correcta la proposición.

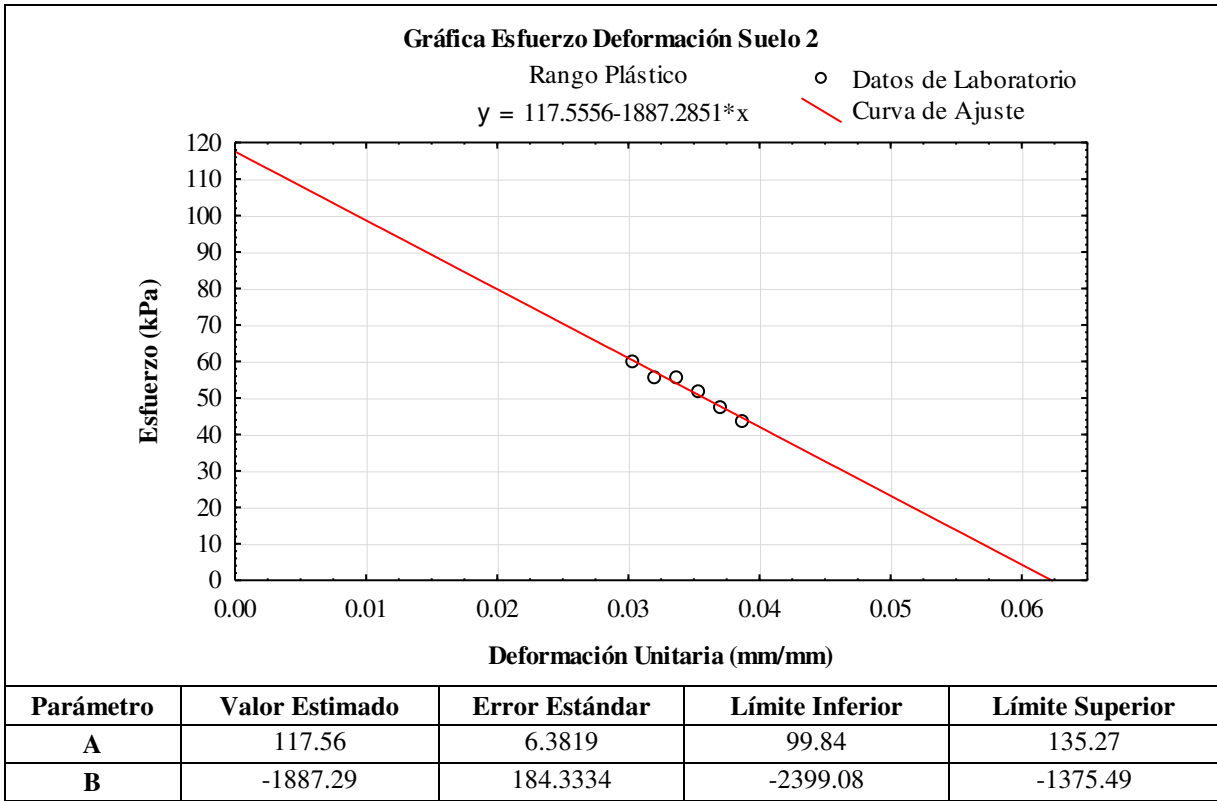
### Muestra Suelo 1



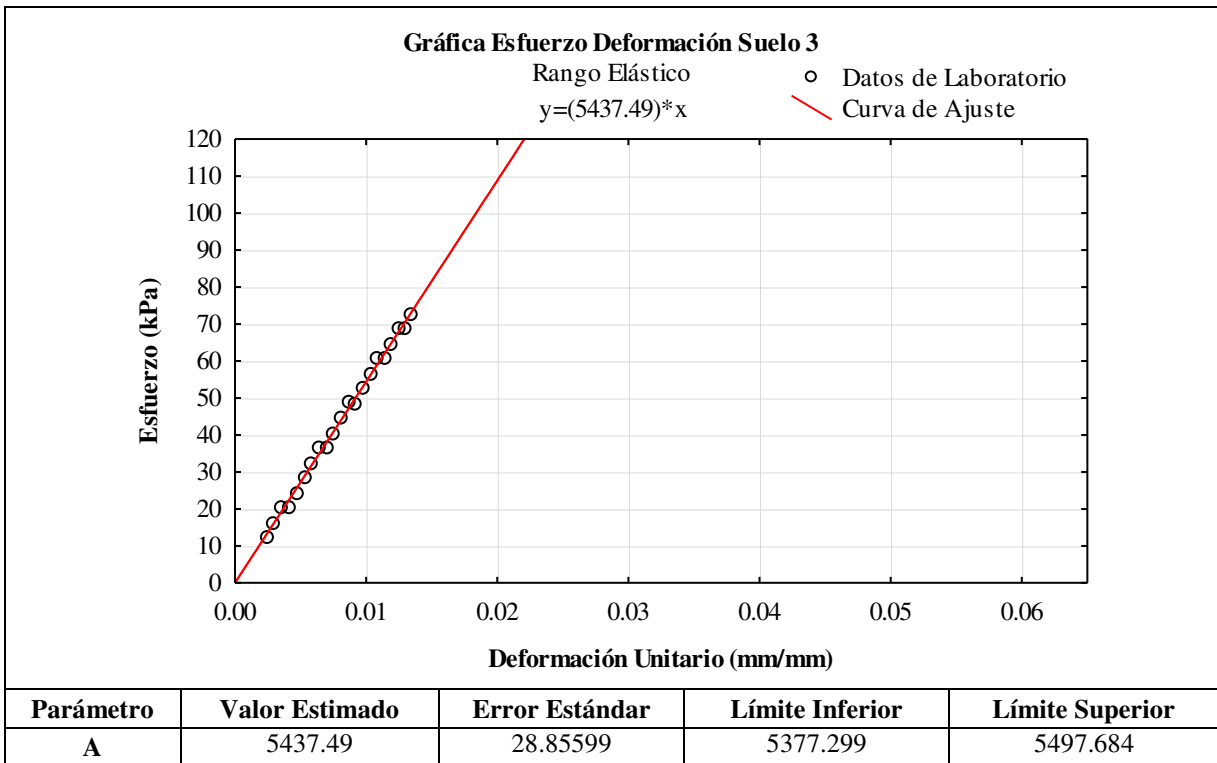


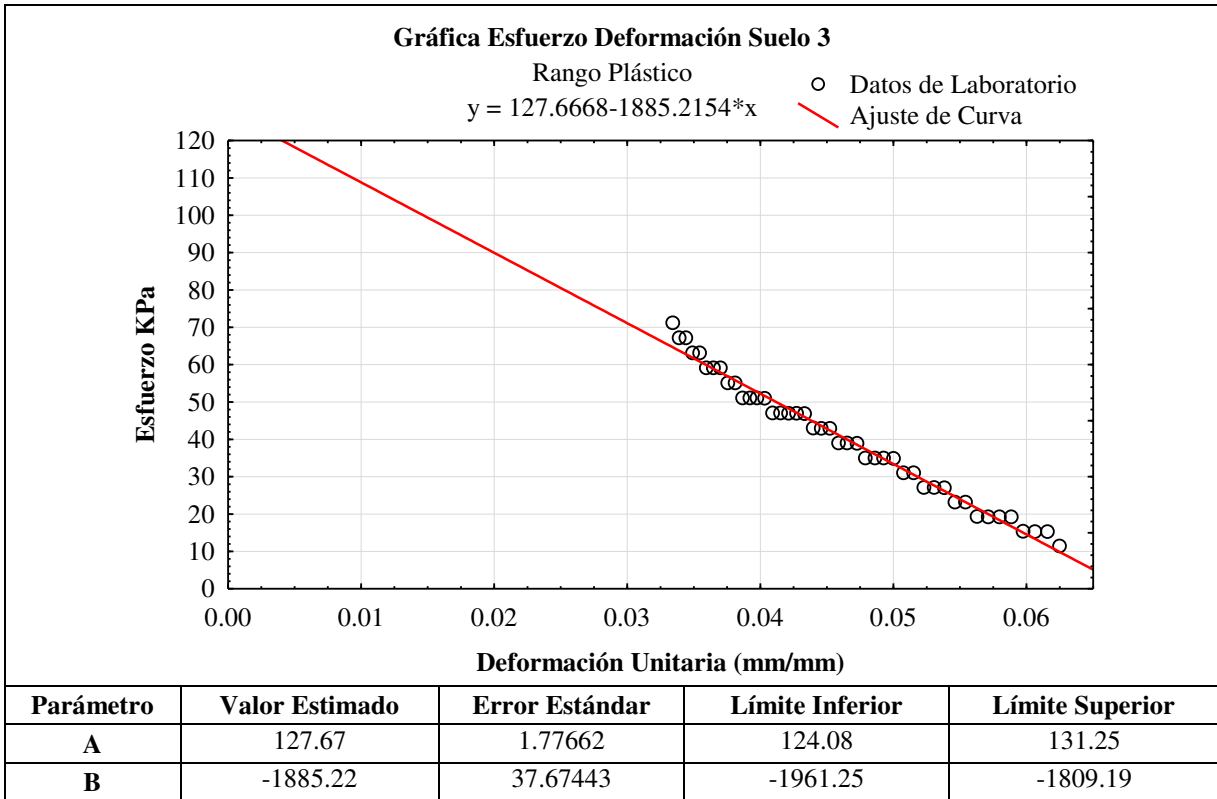
**Muestra Suelo II**



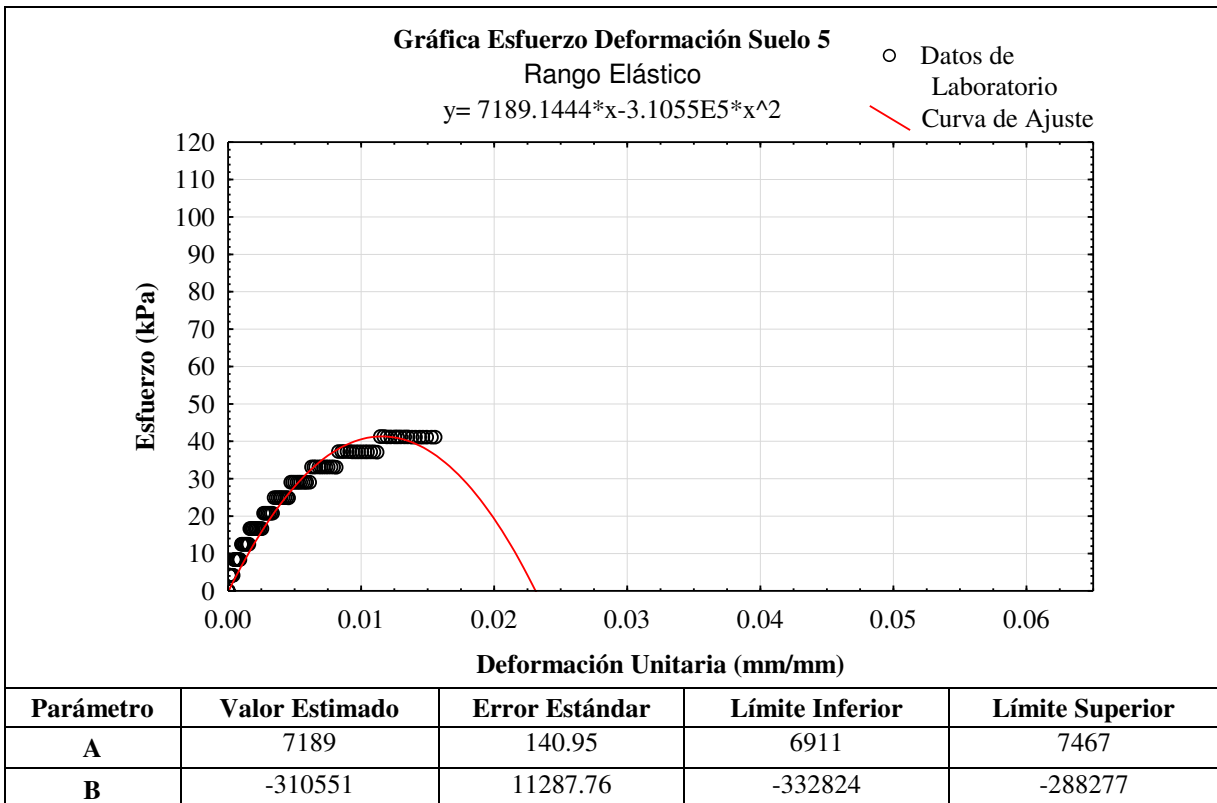


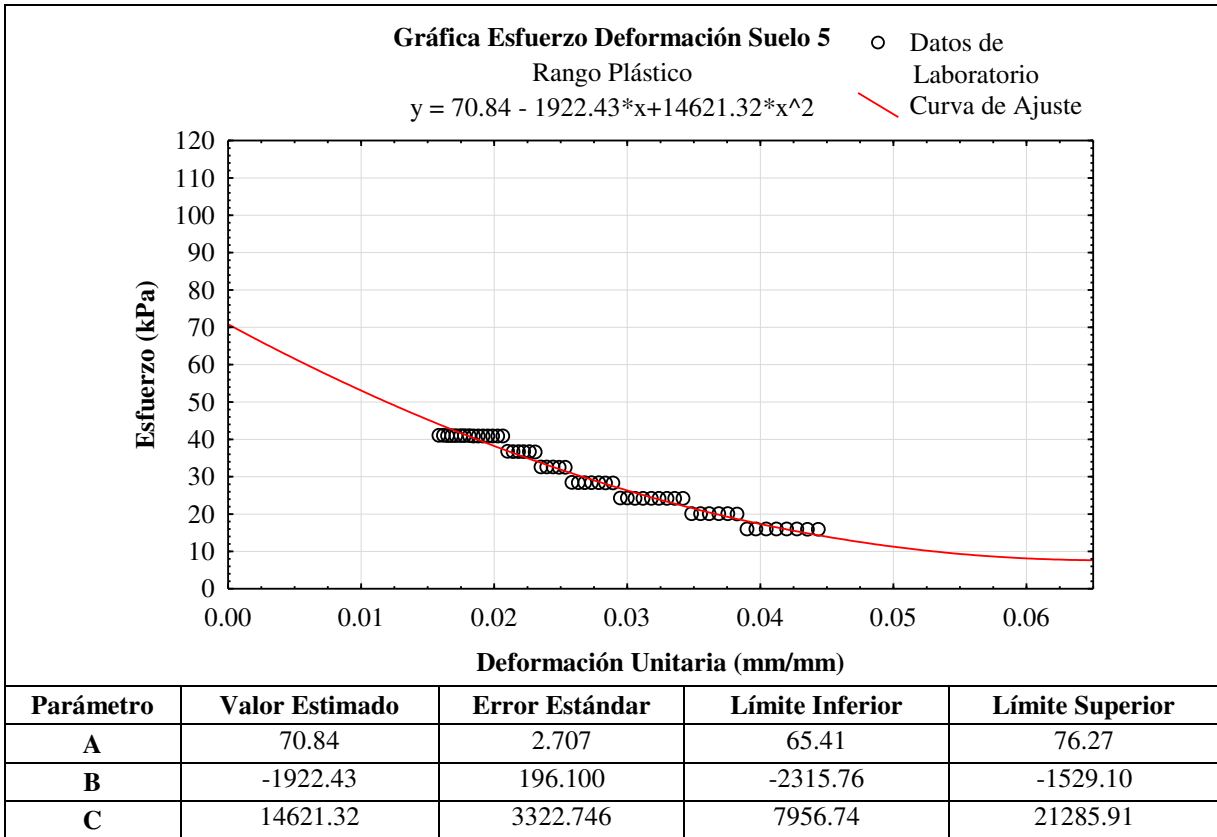
**Muestra Suelo III**



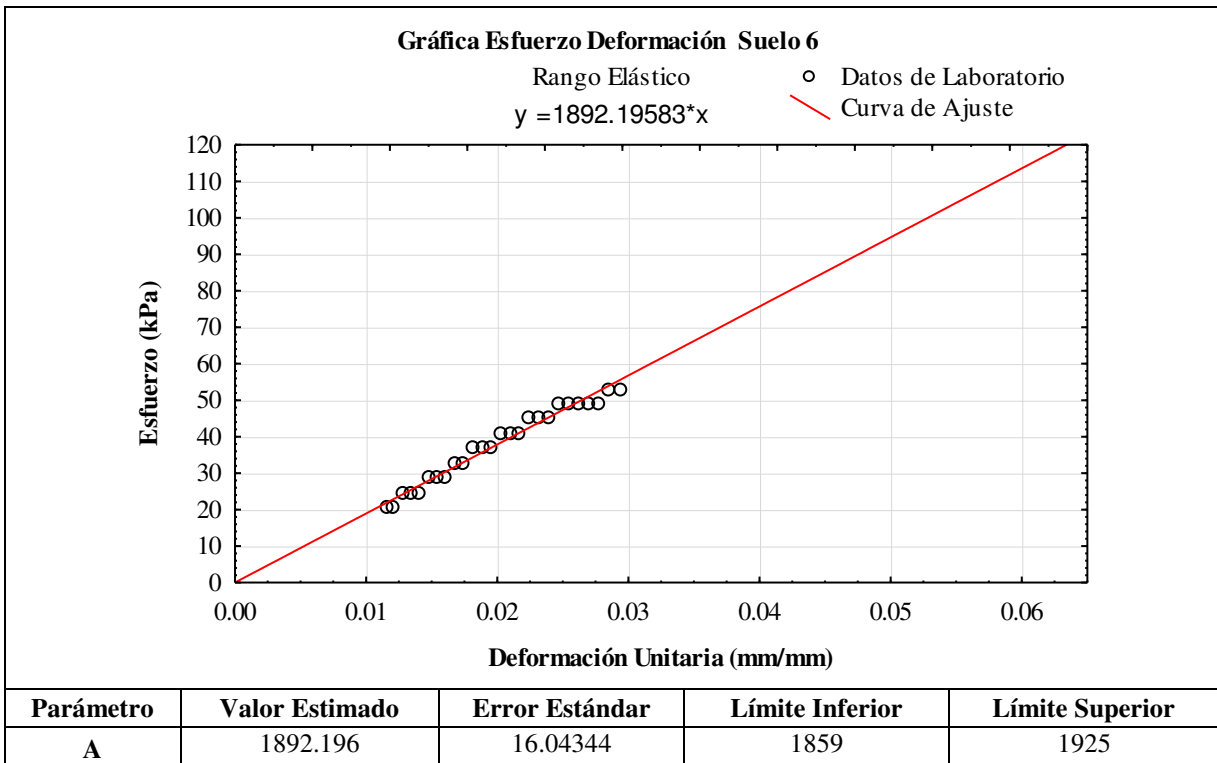


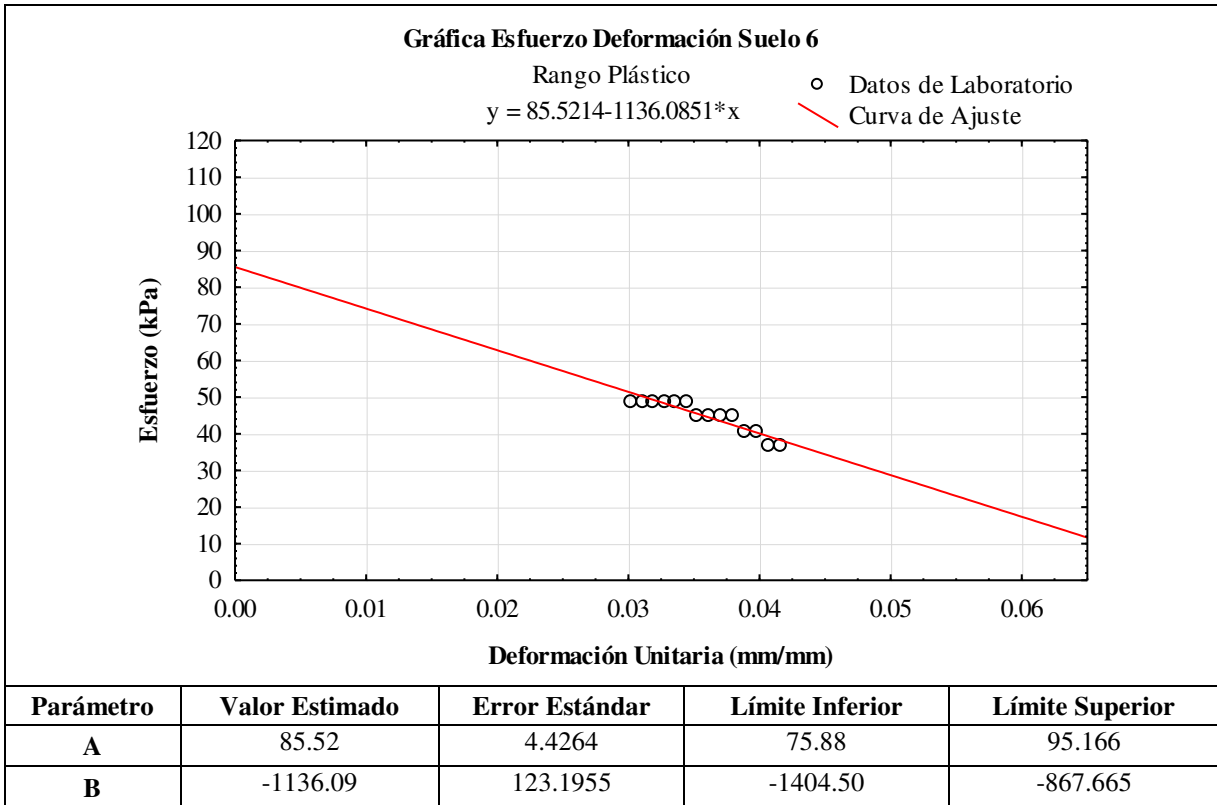
**Muestra Suelo V**



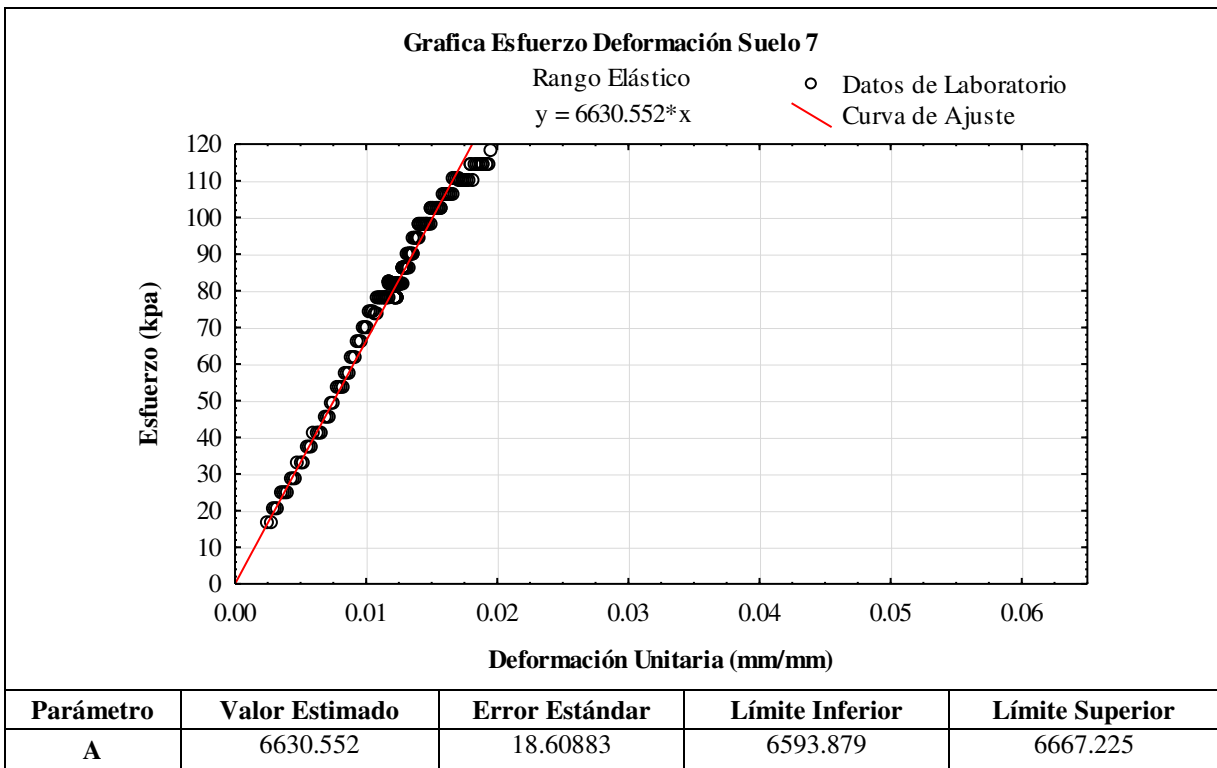


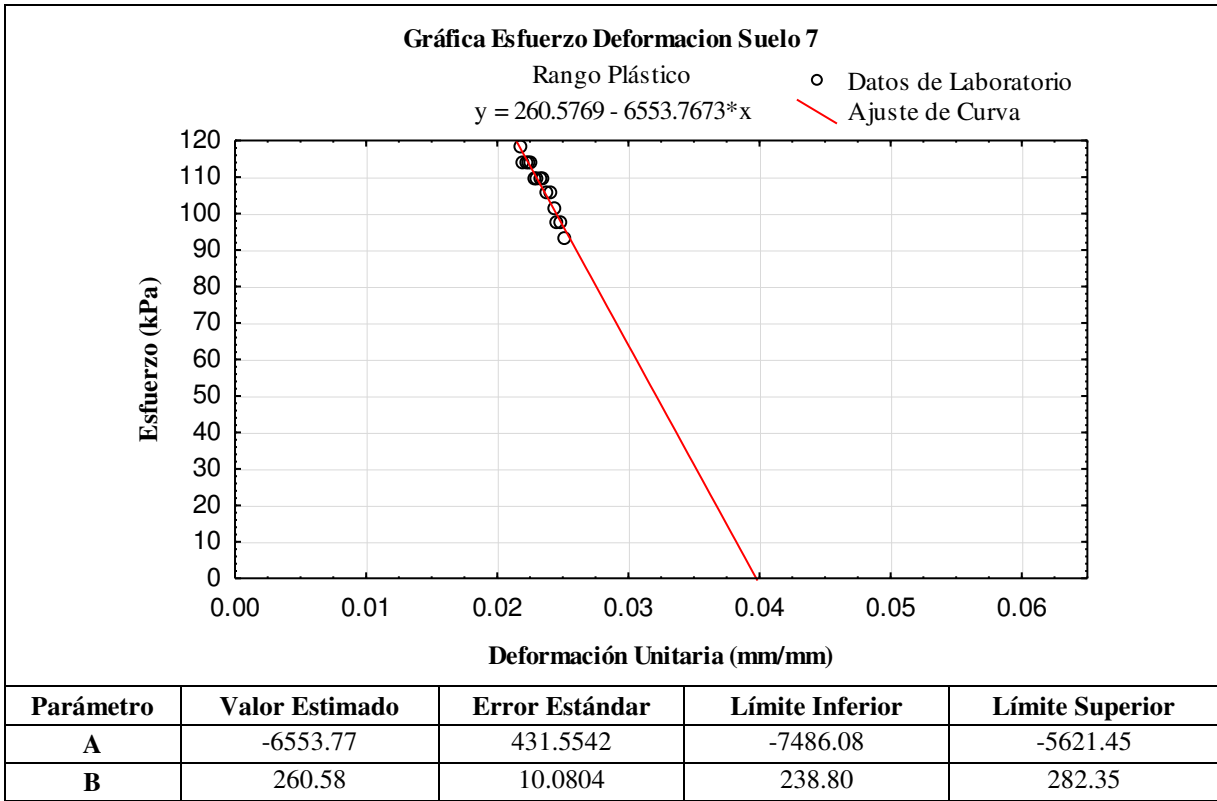
**Muestra Suelo VI**



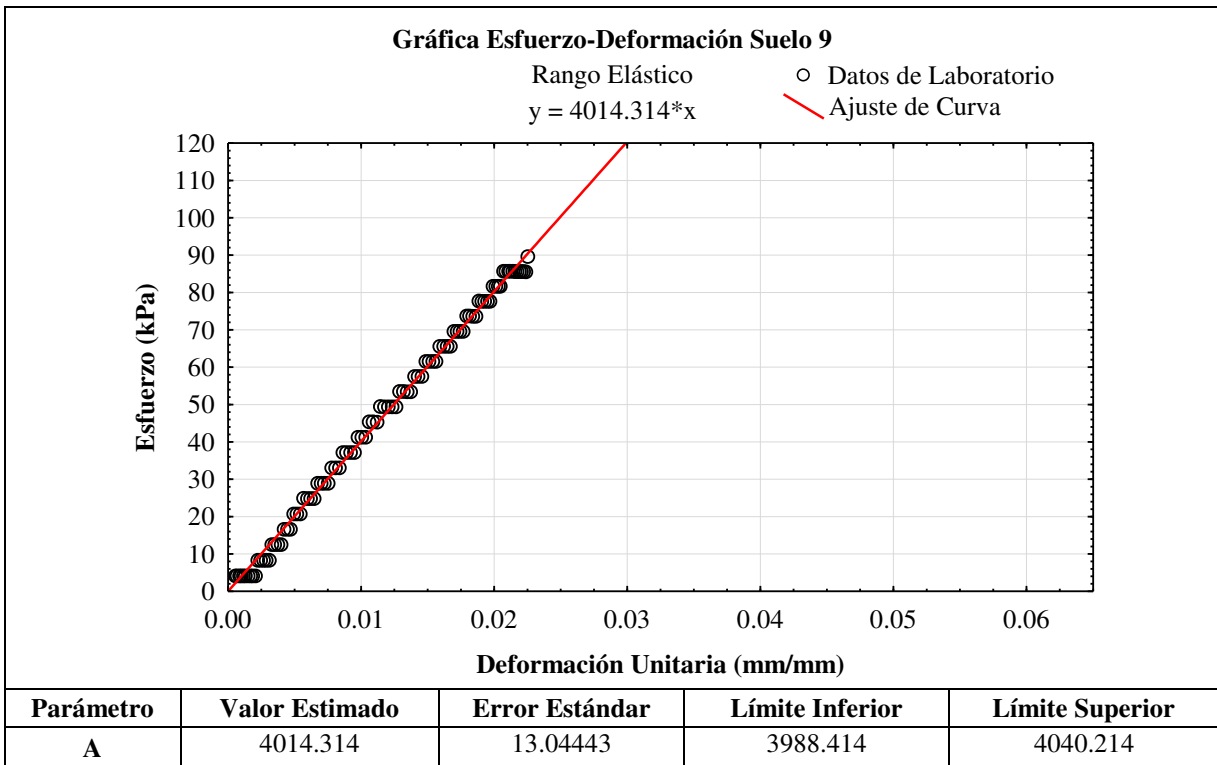


**Muestra Suelo VII**

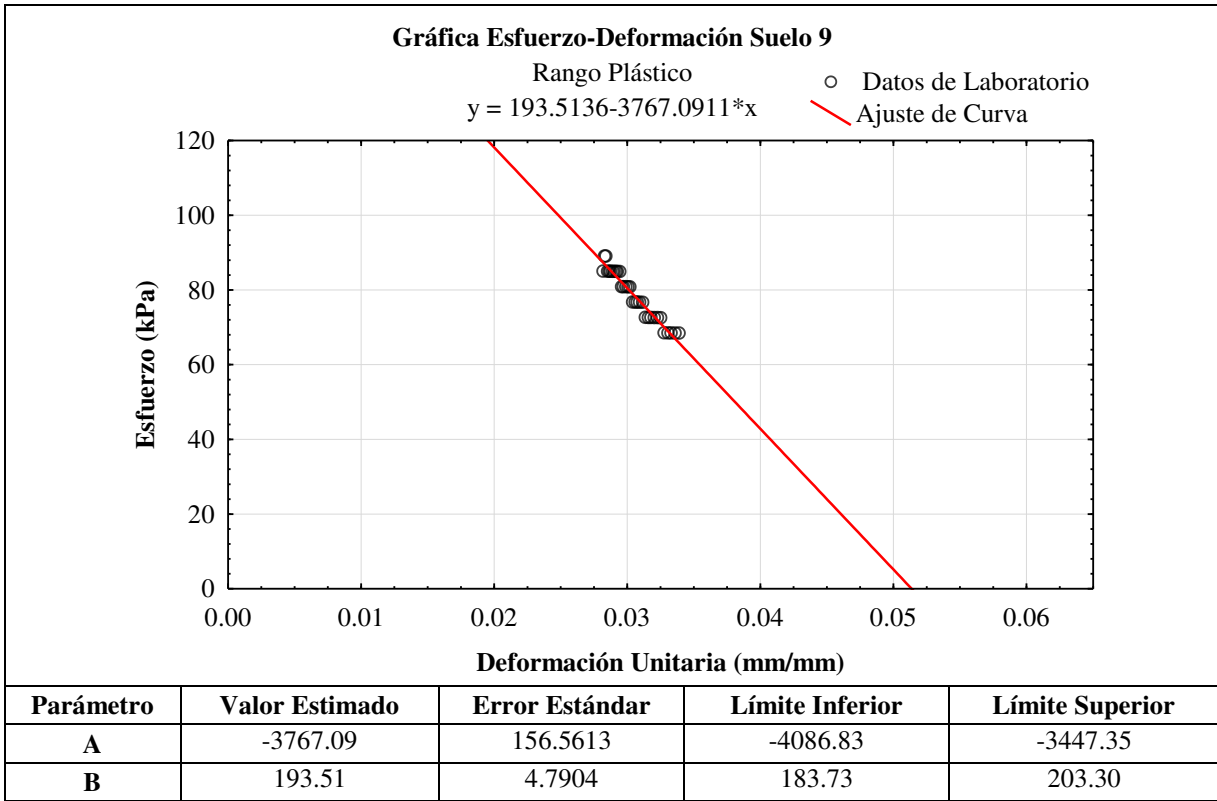




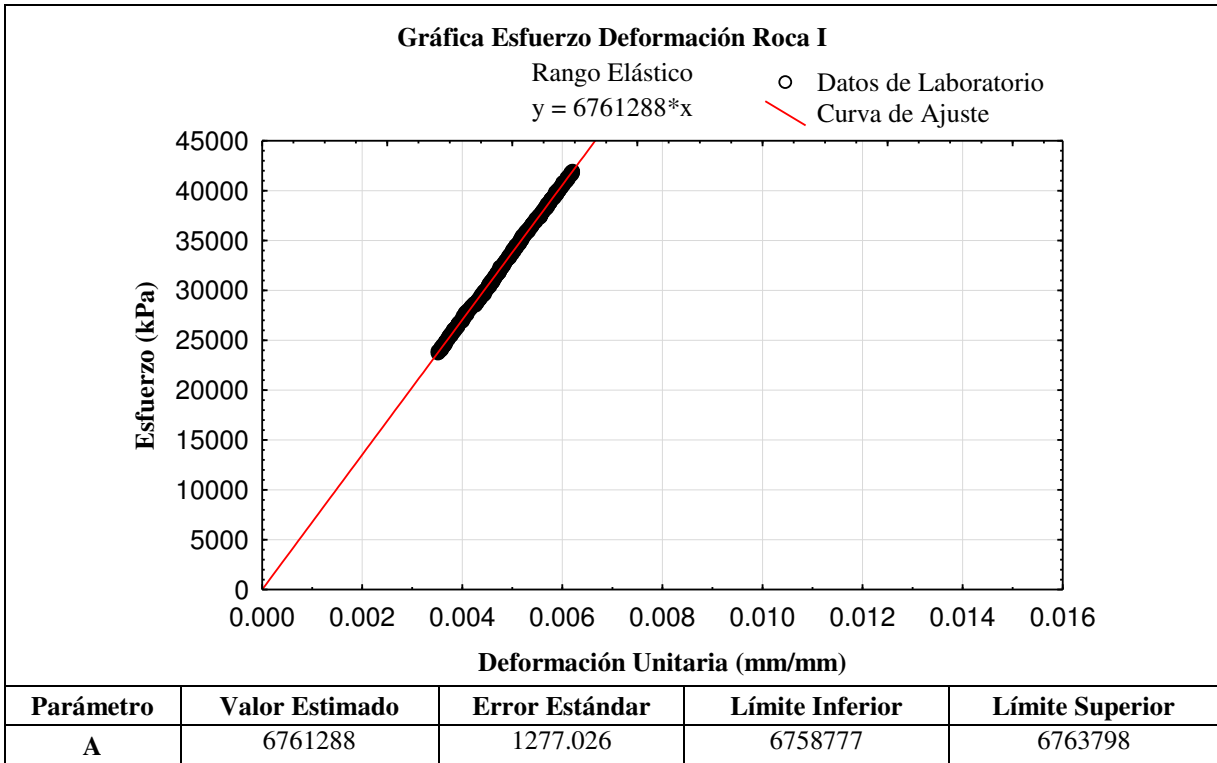
**Muestra Suelo IX**

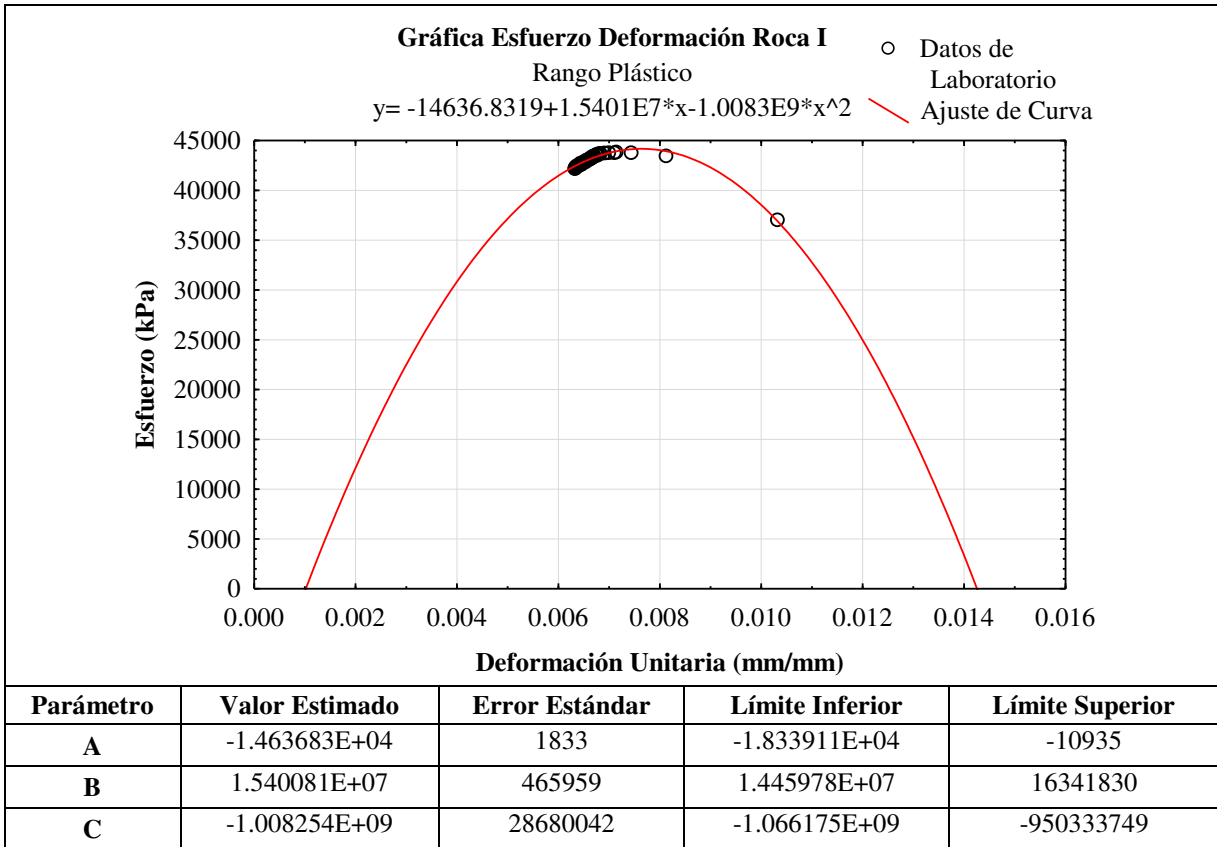




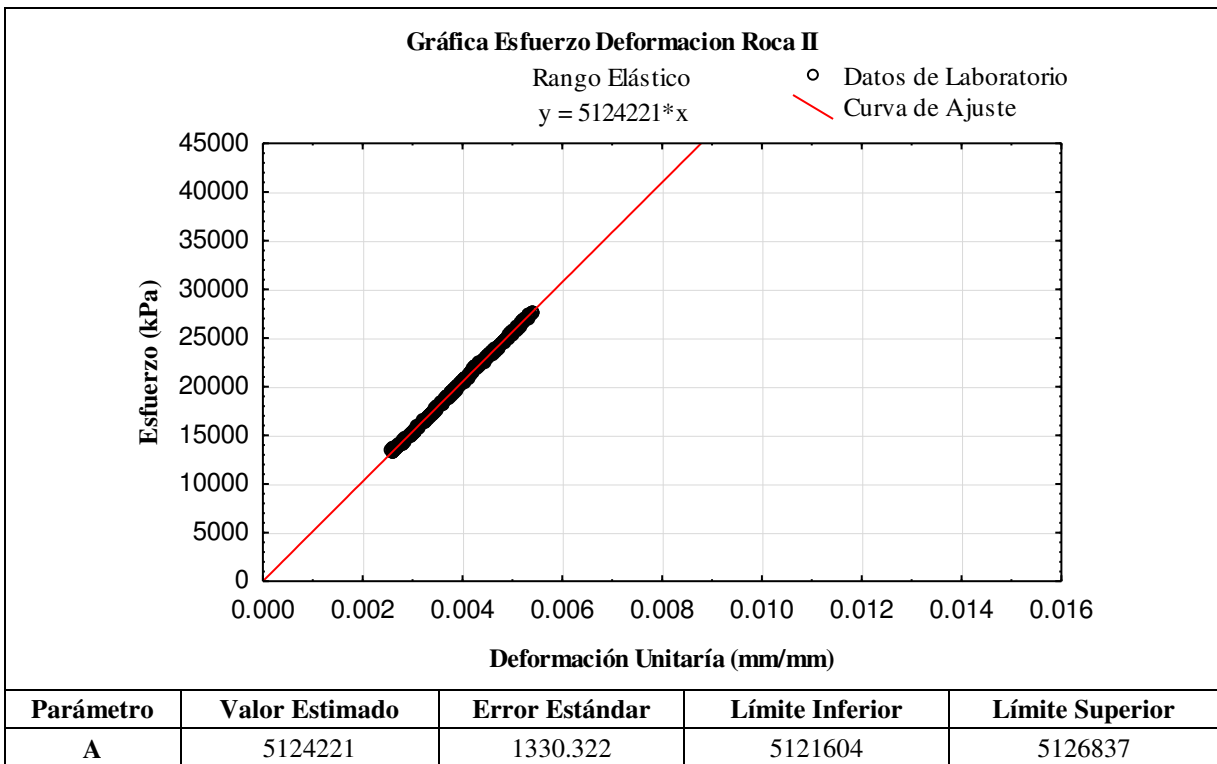


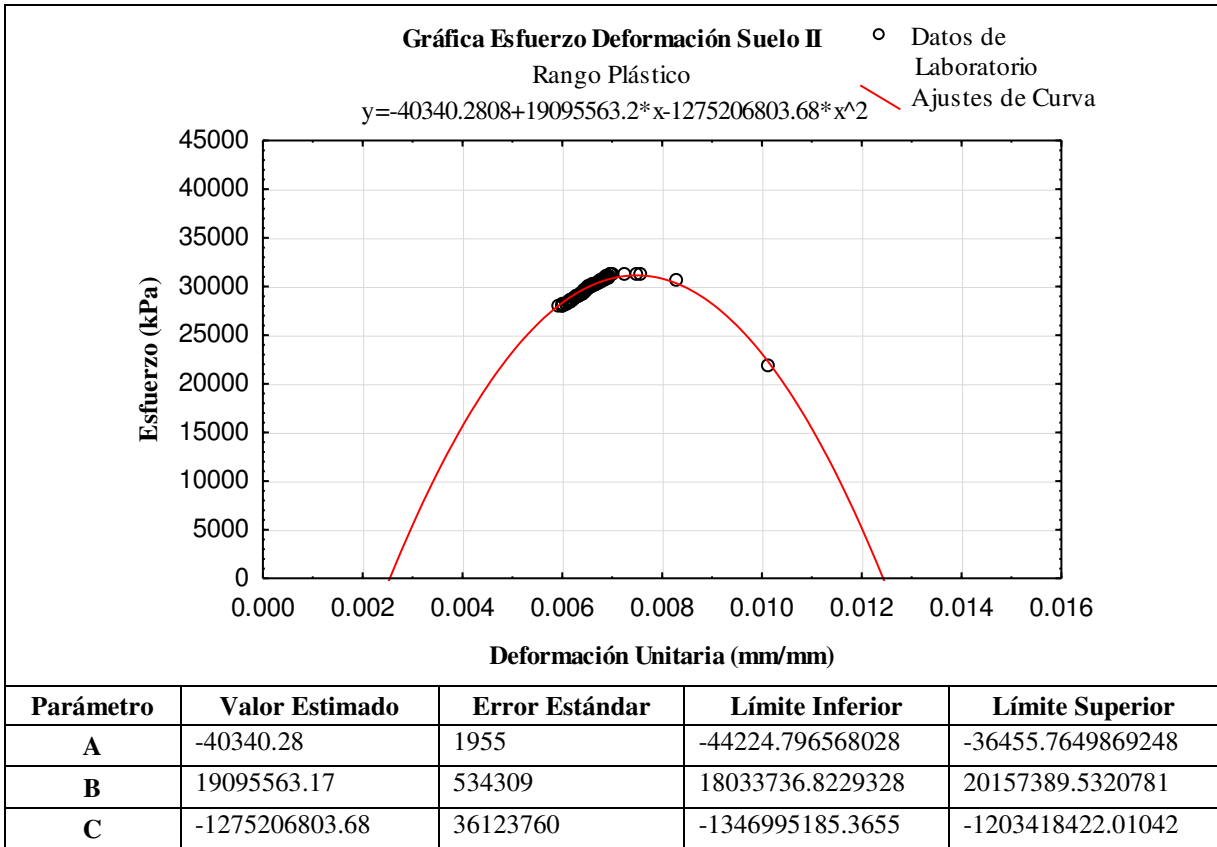
**Muestra Roca I**



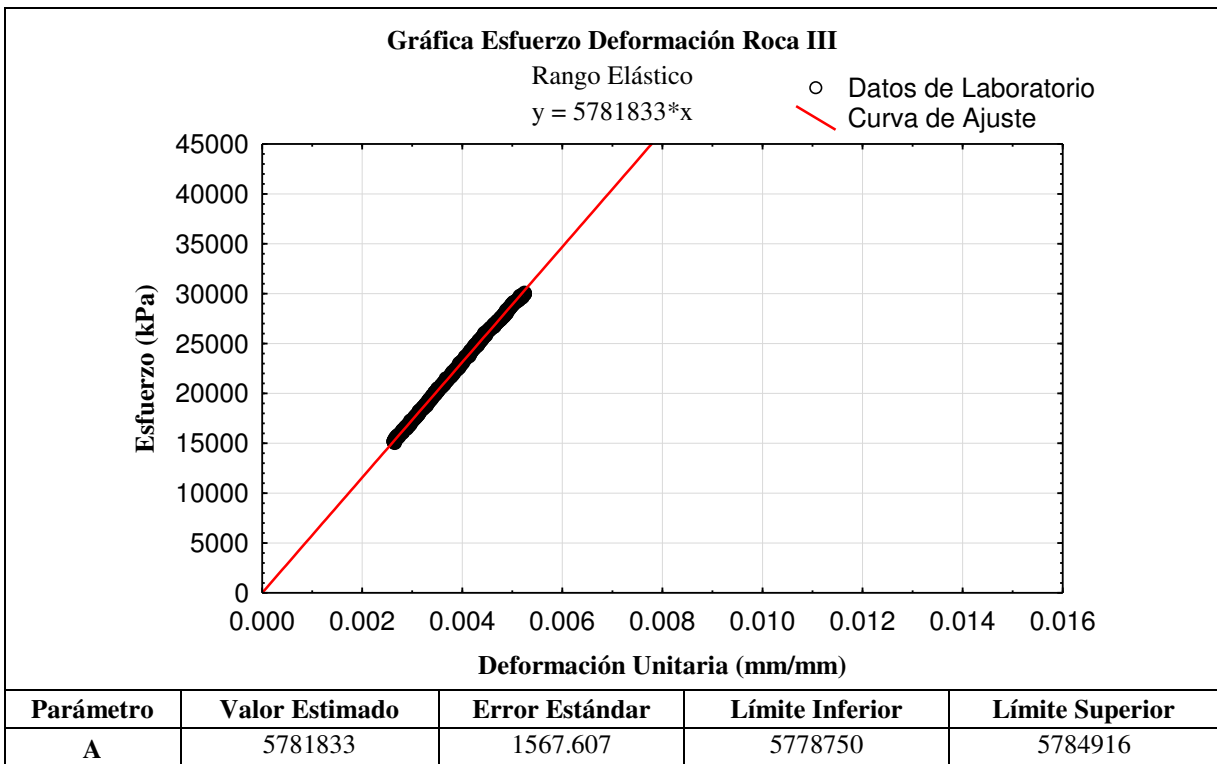


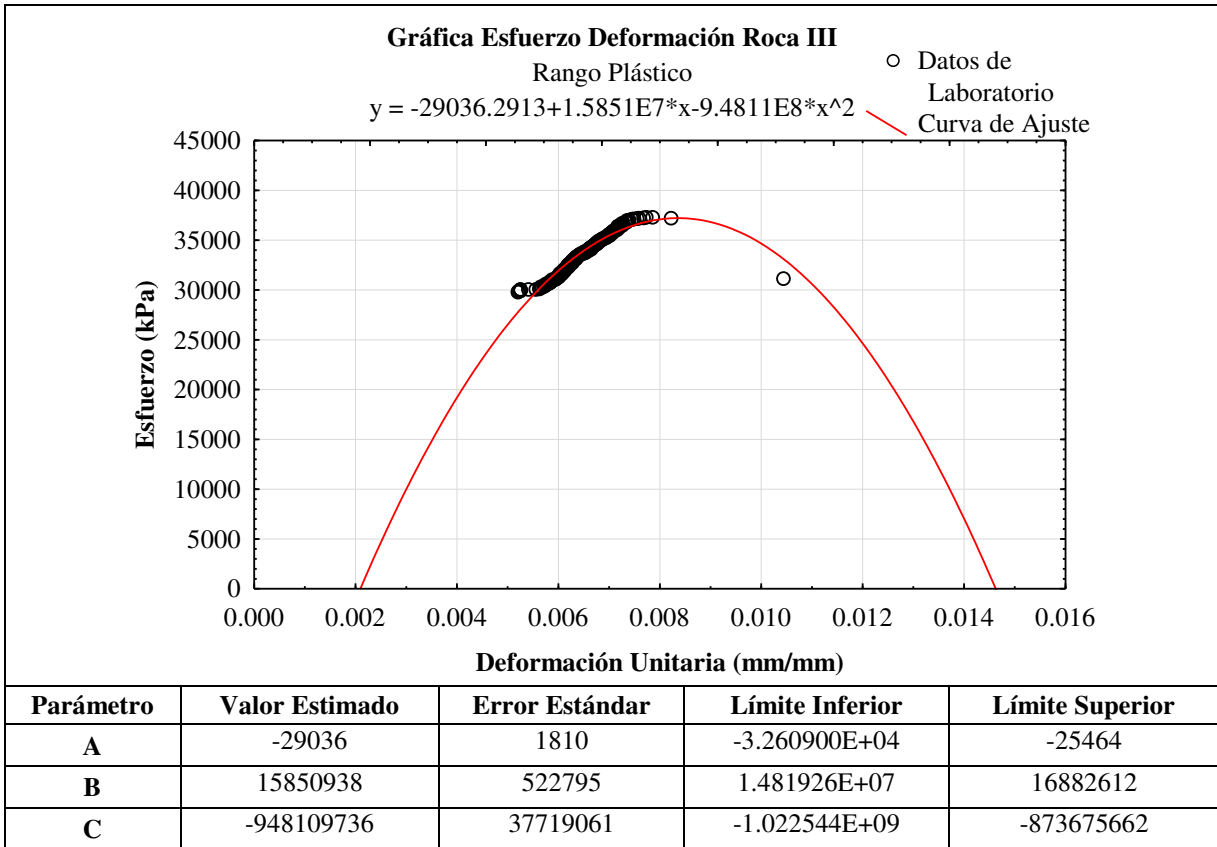
**Muestra Roca II**



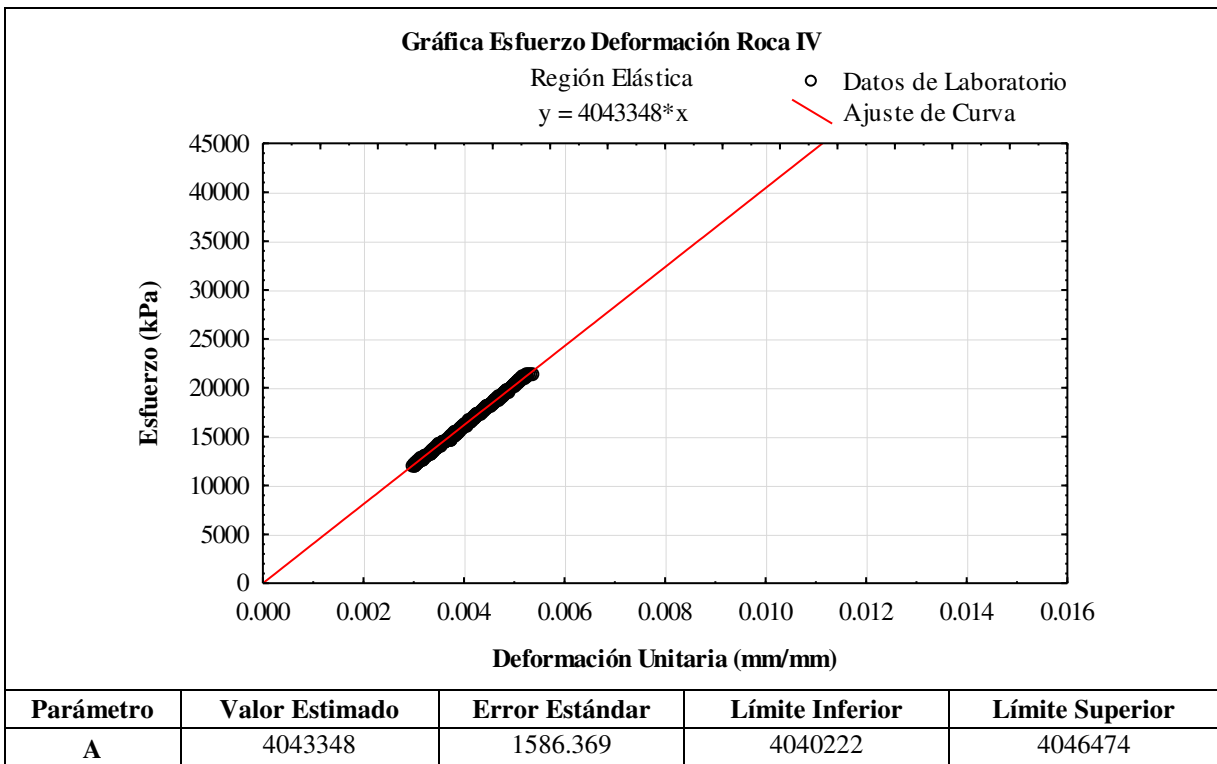


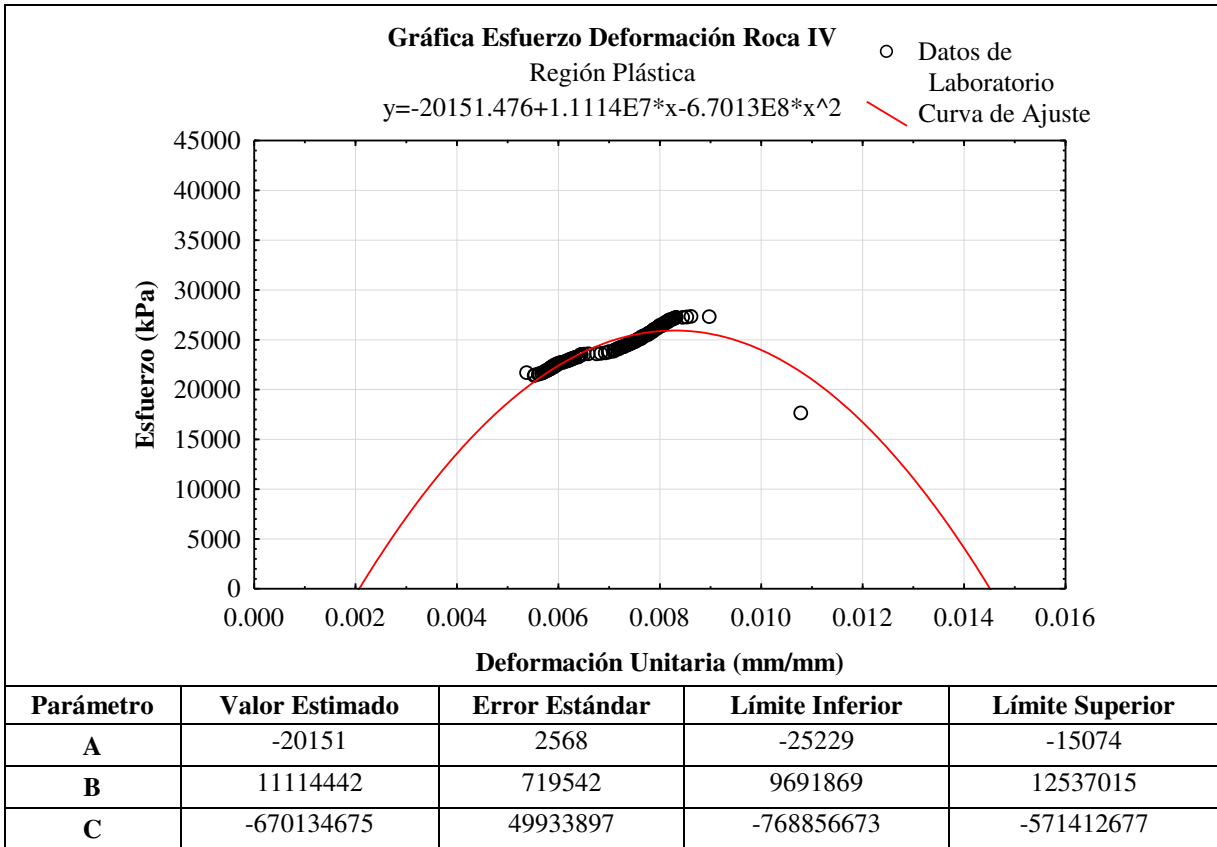
**Muestra Roca III**



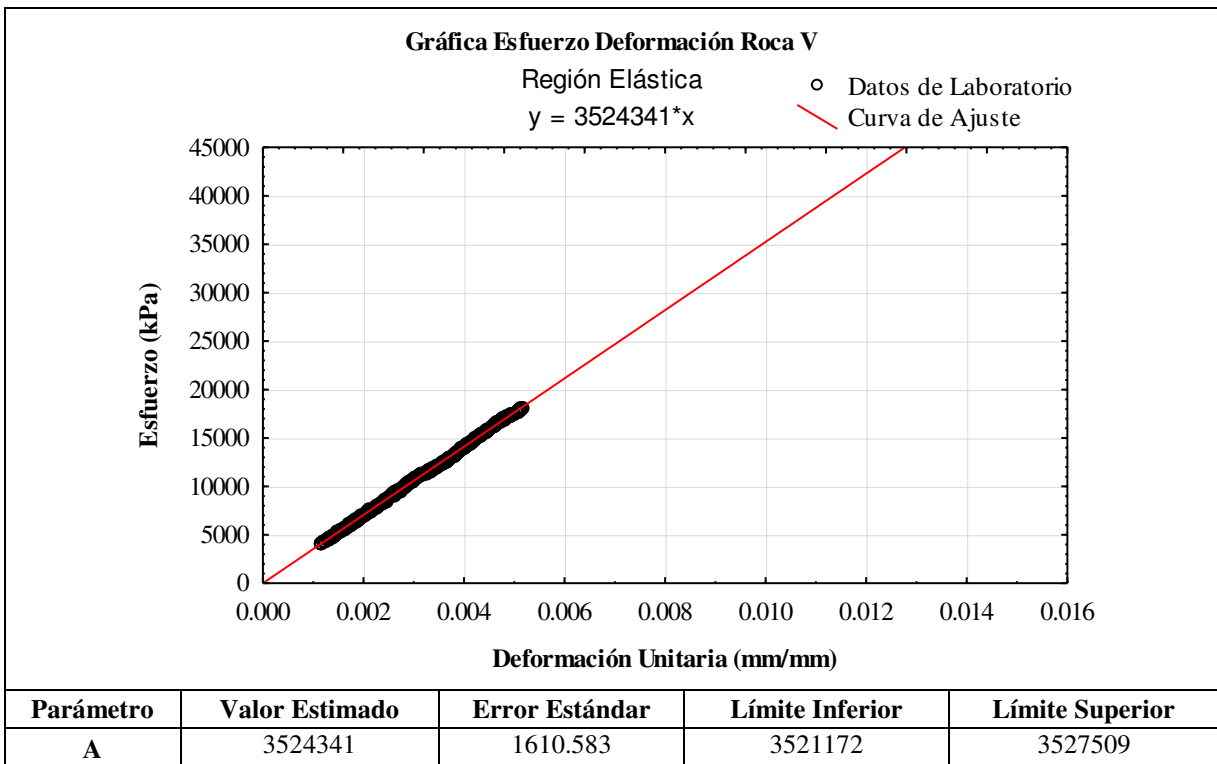


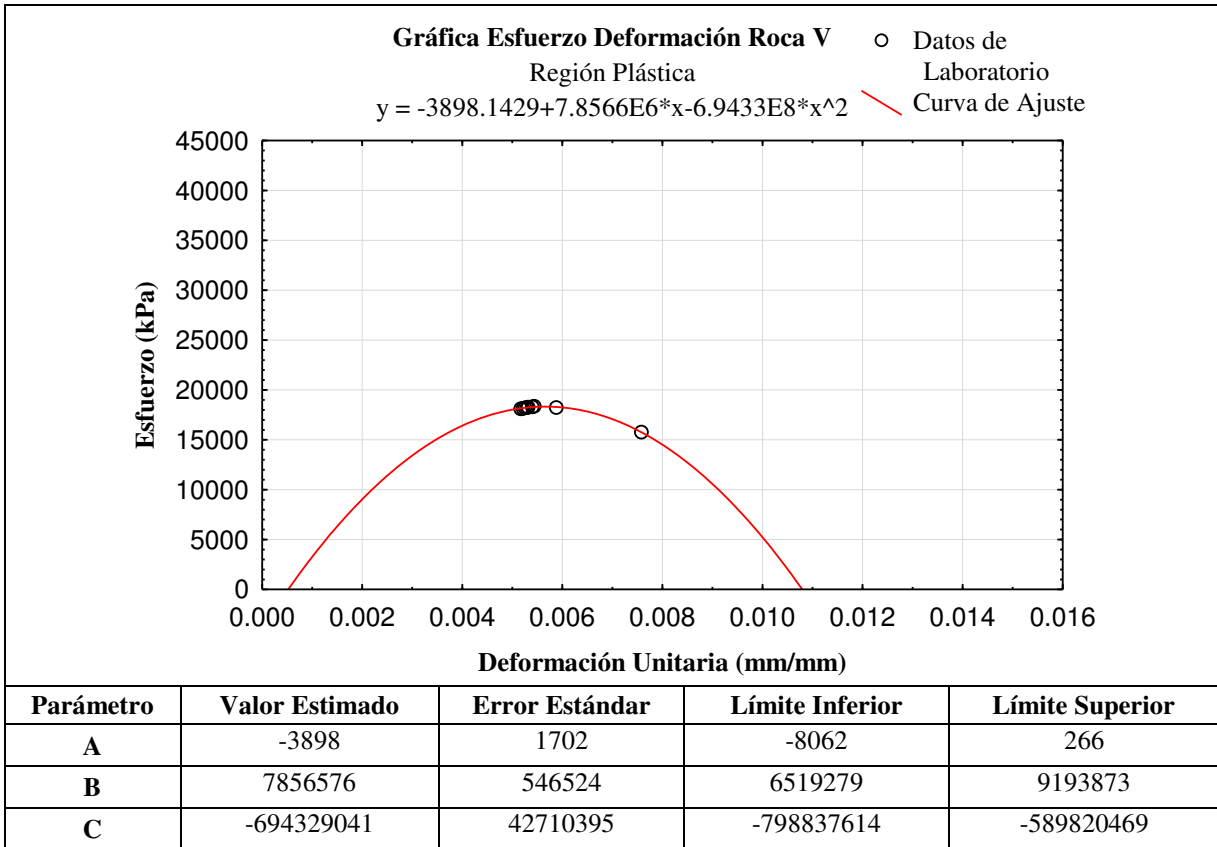
**Muestra Roca IV**



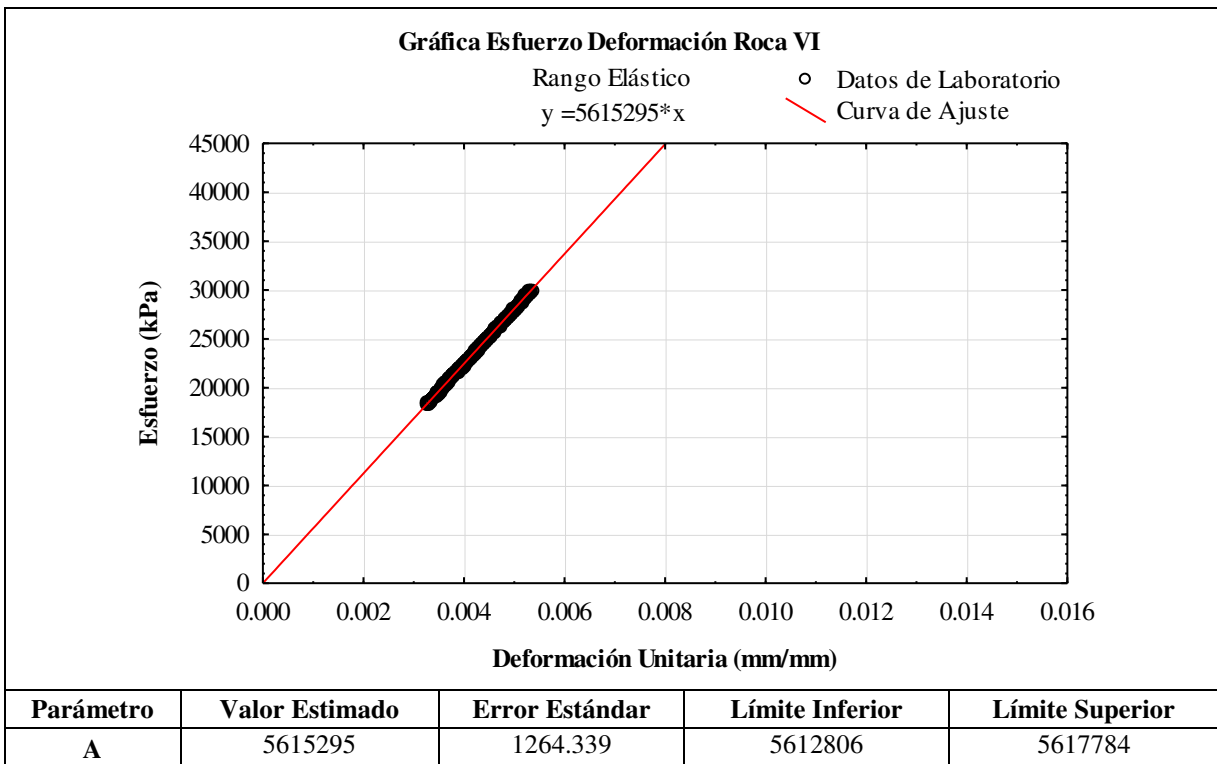


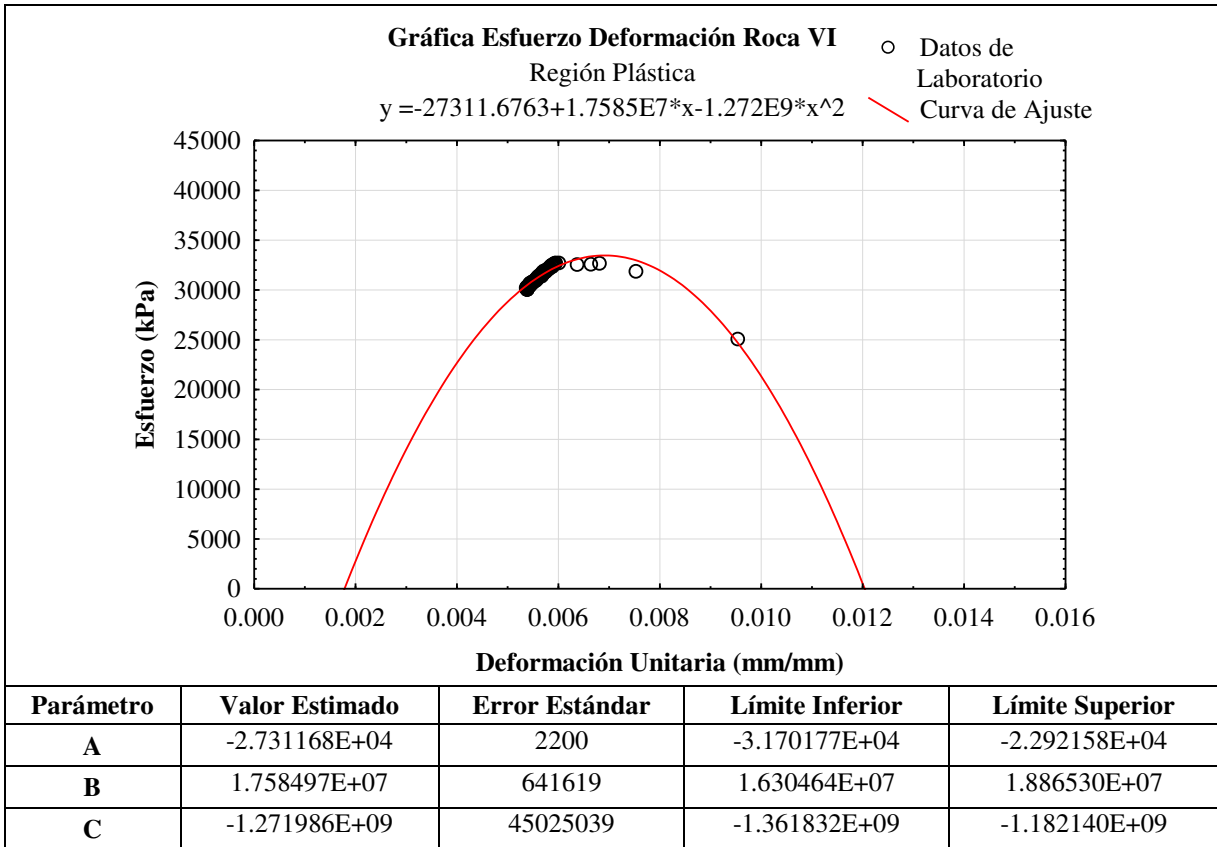
**Muestra Roca V**



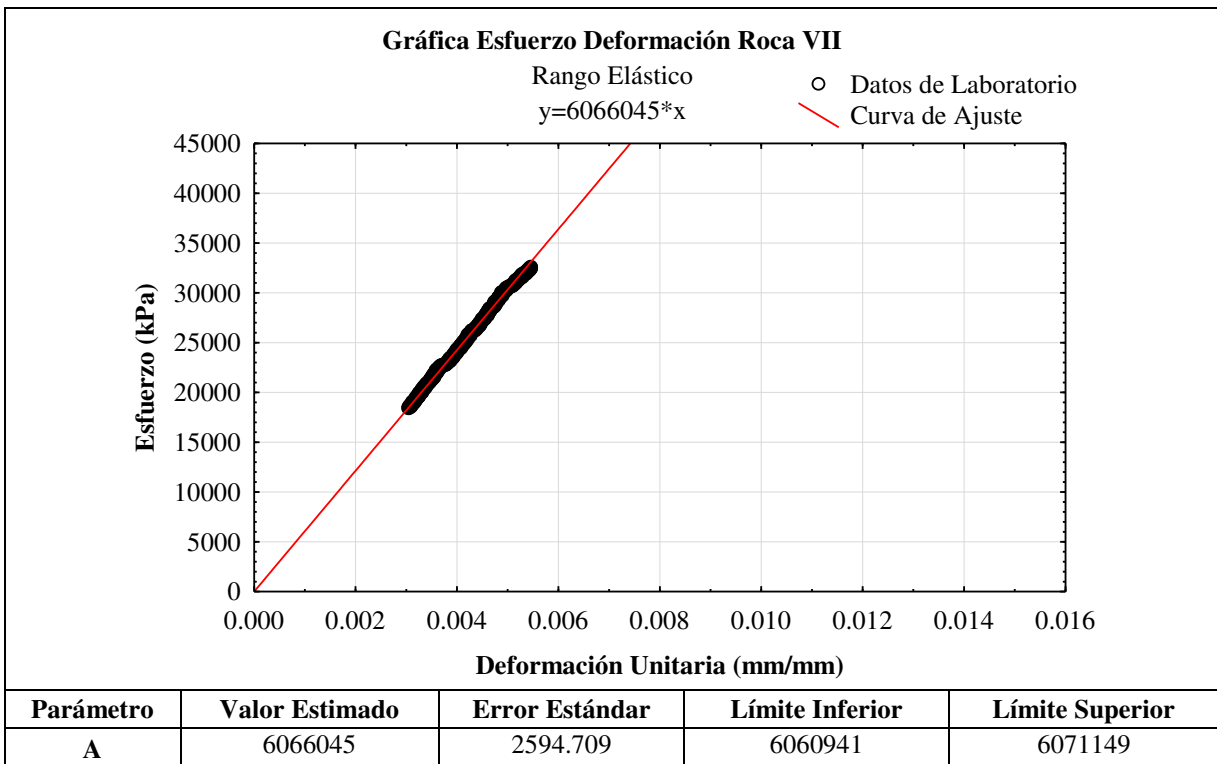


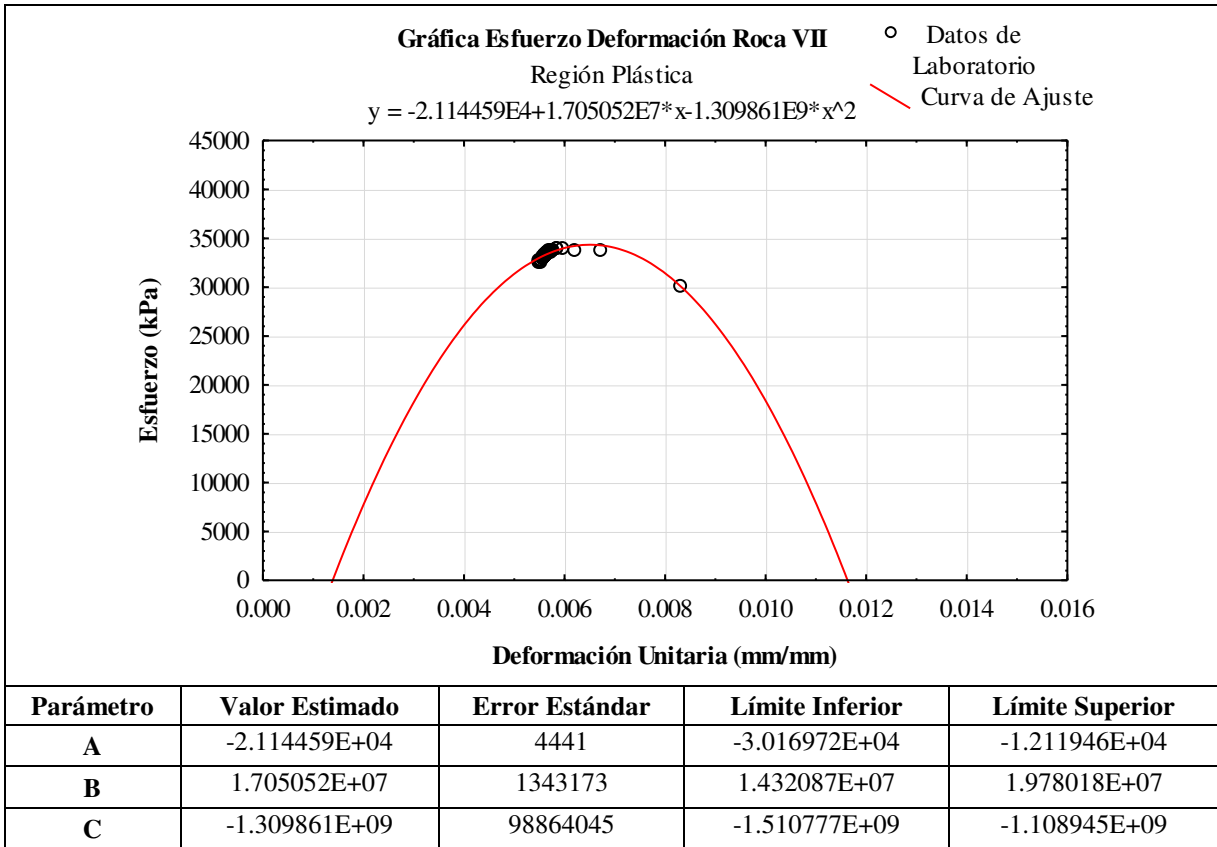
**Muestra Roca VI**



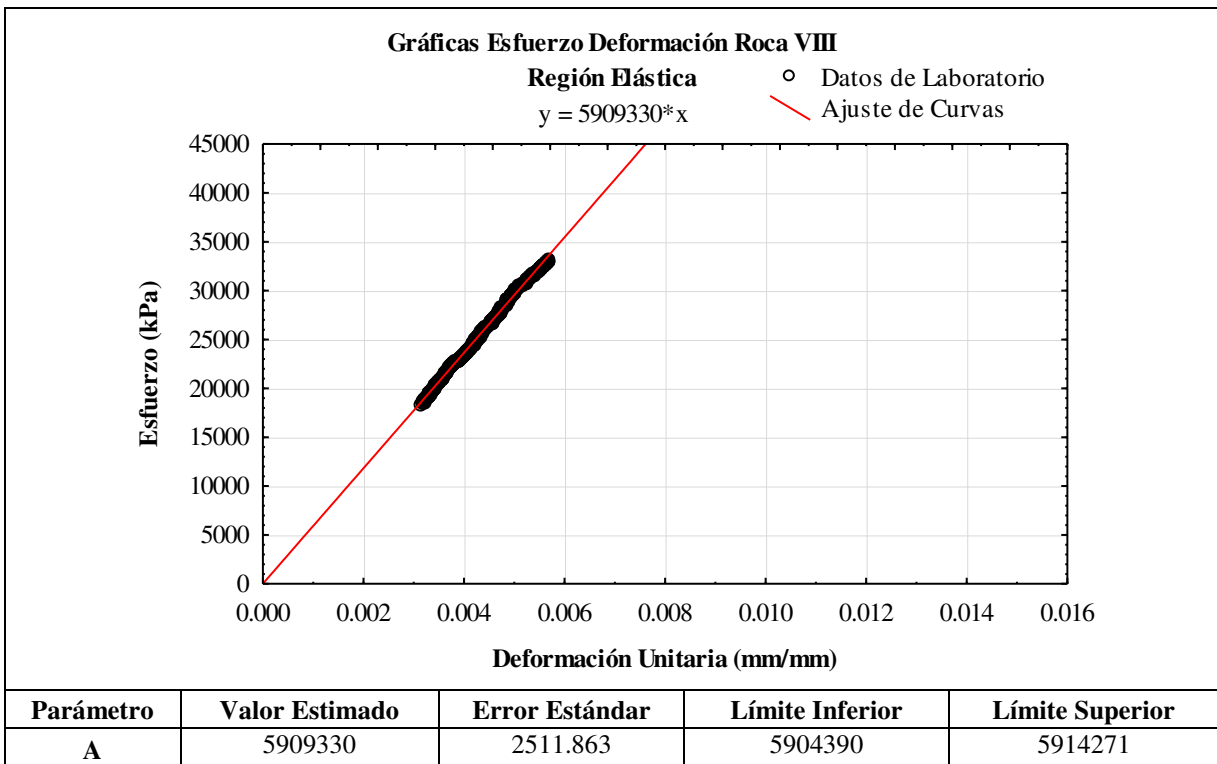


**Muestra Roca VII**

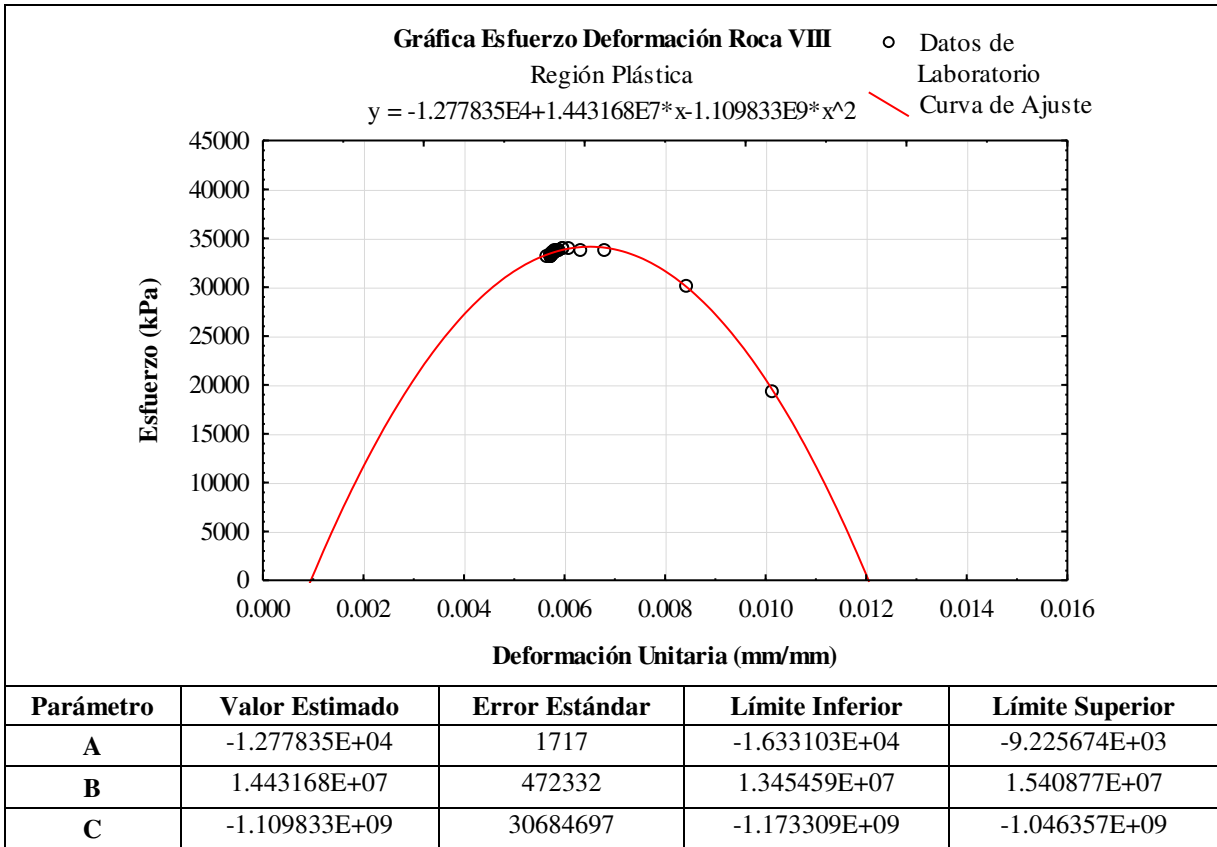




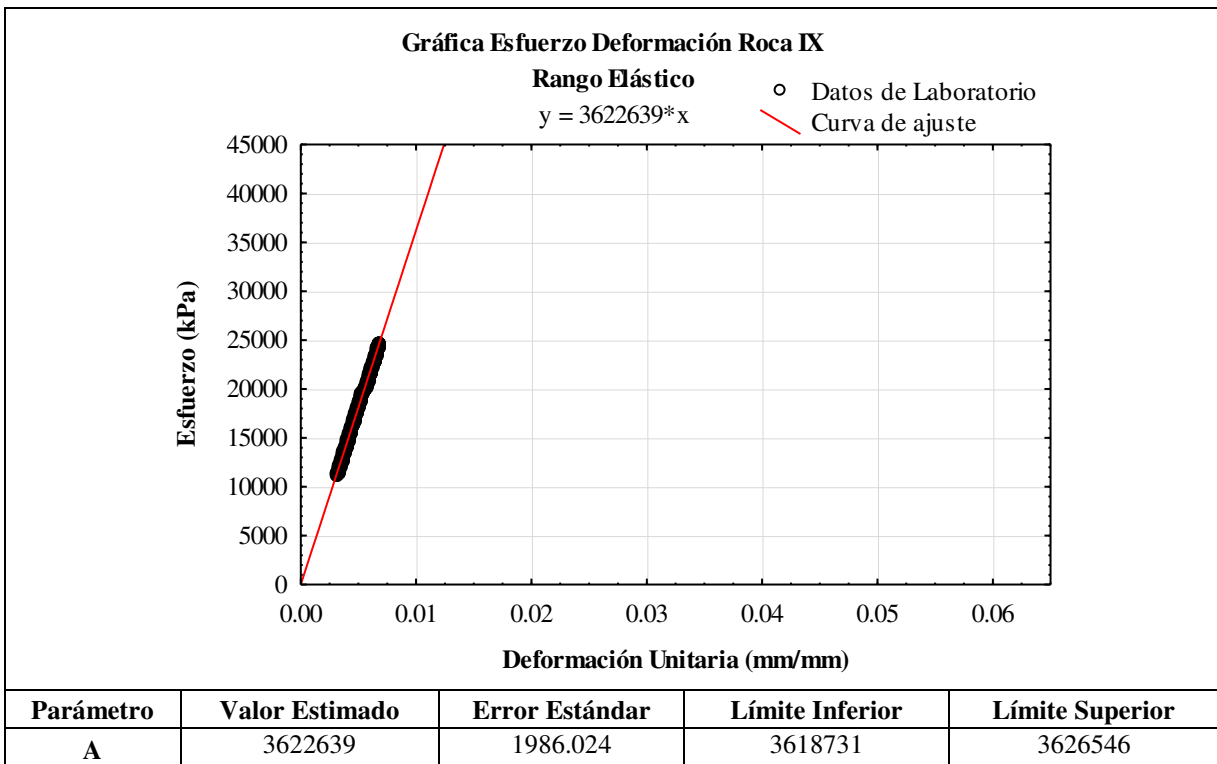
**Muestra Roca VIII**

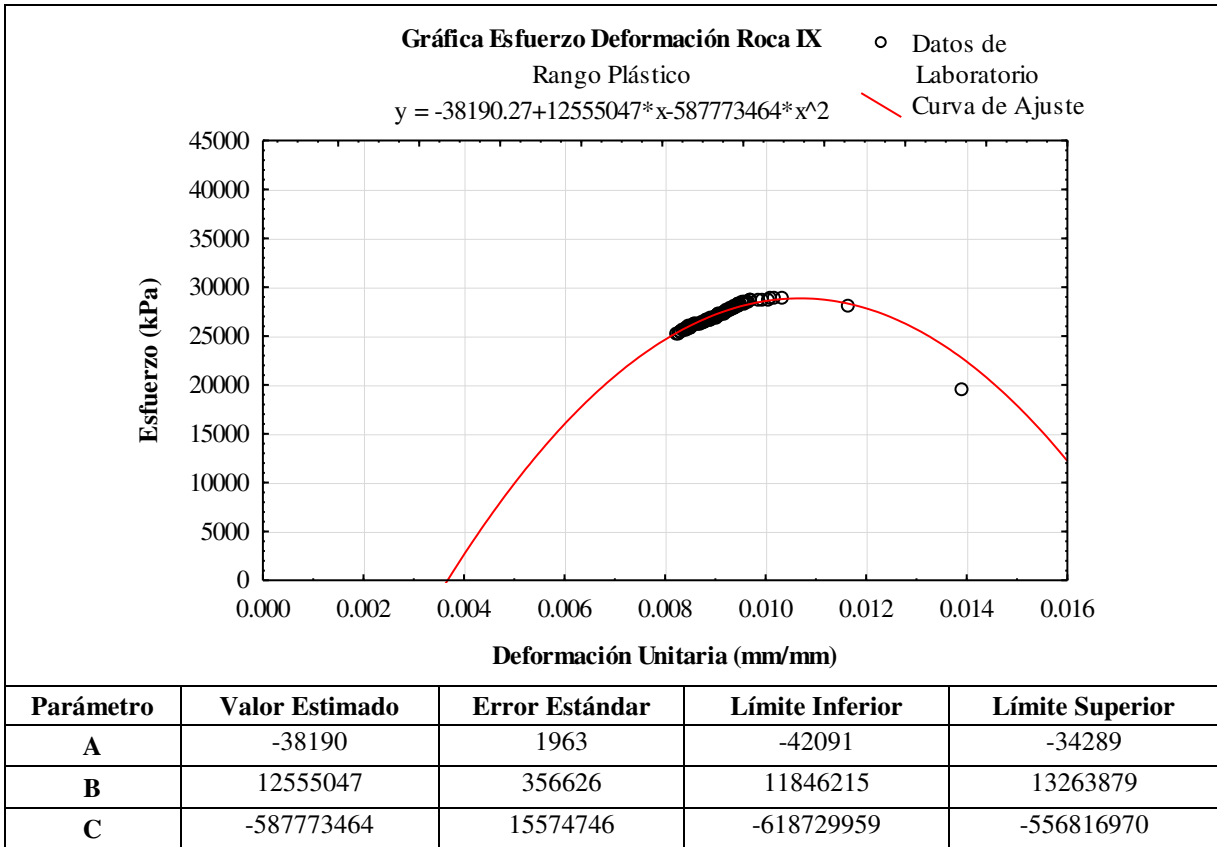




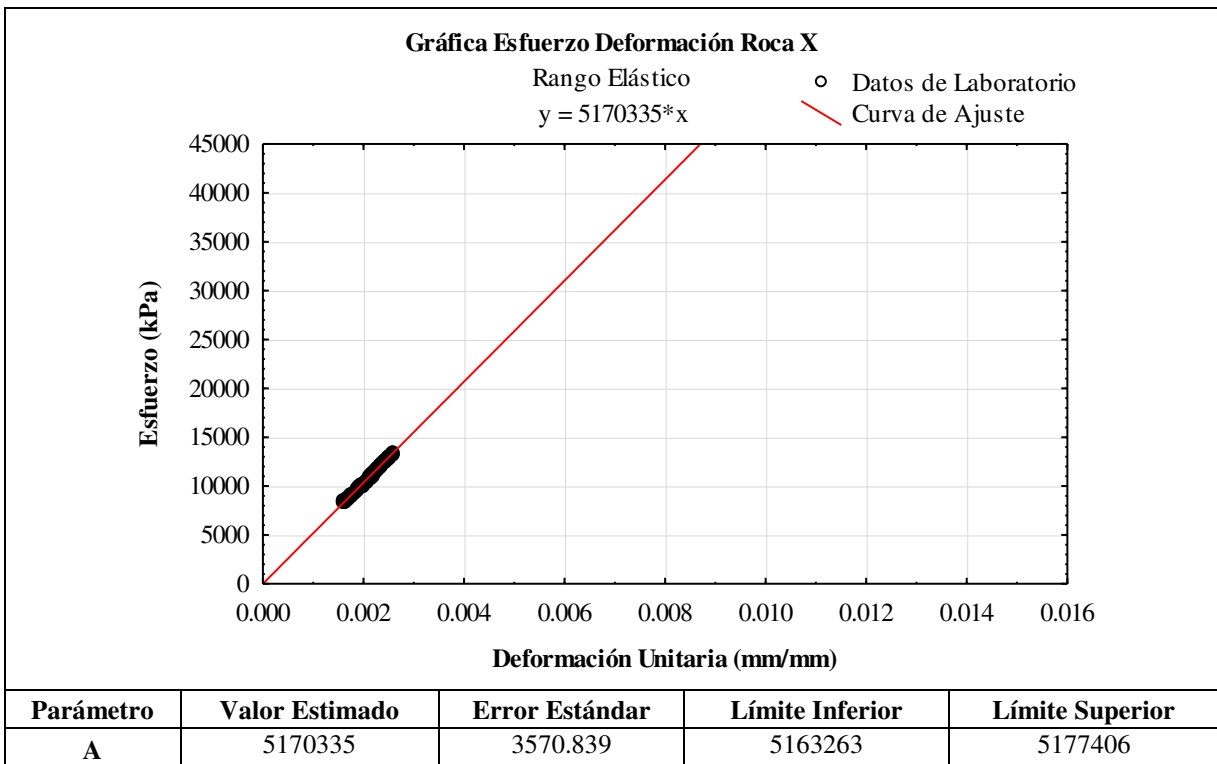


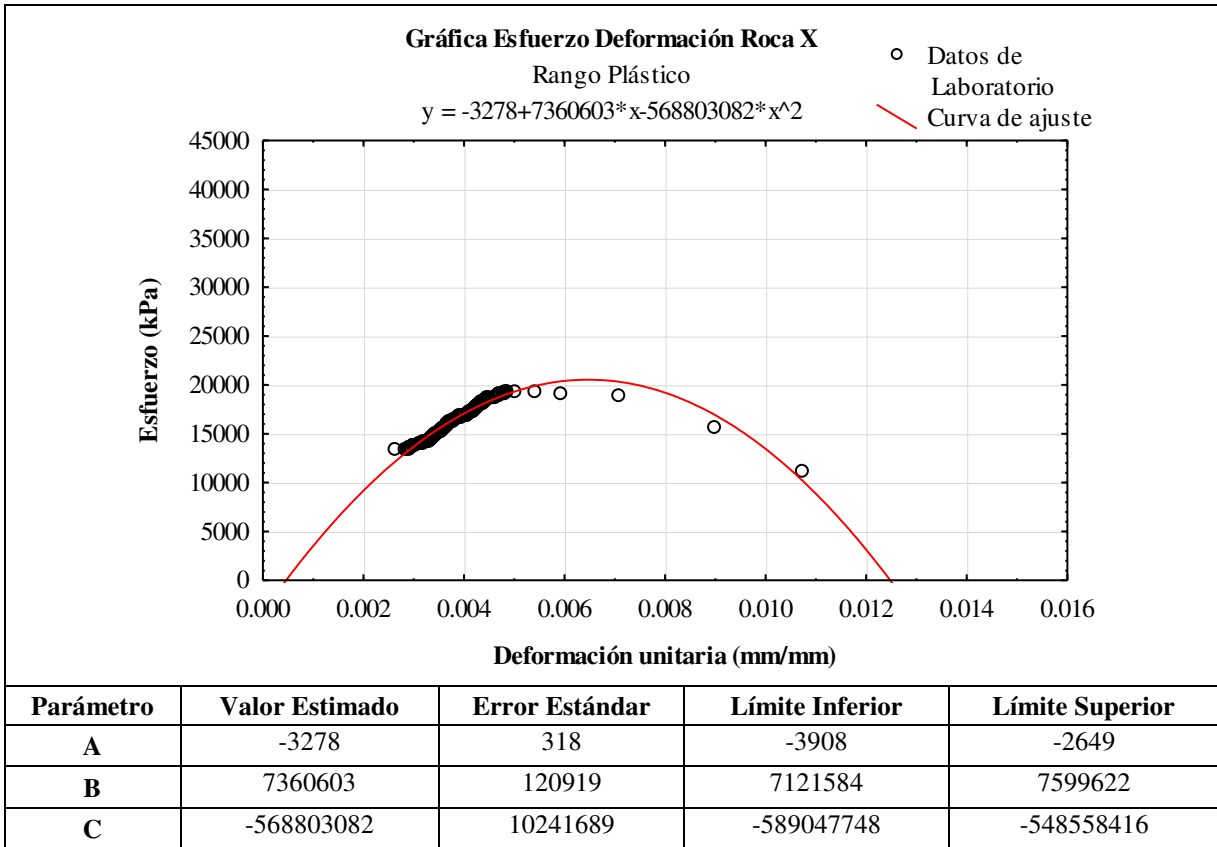
**Muestra Roca IX**



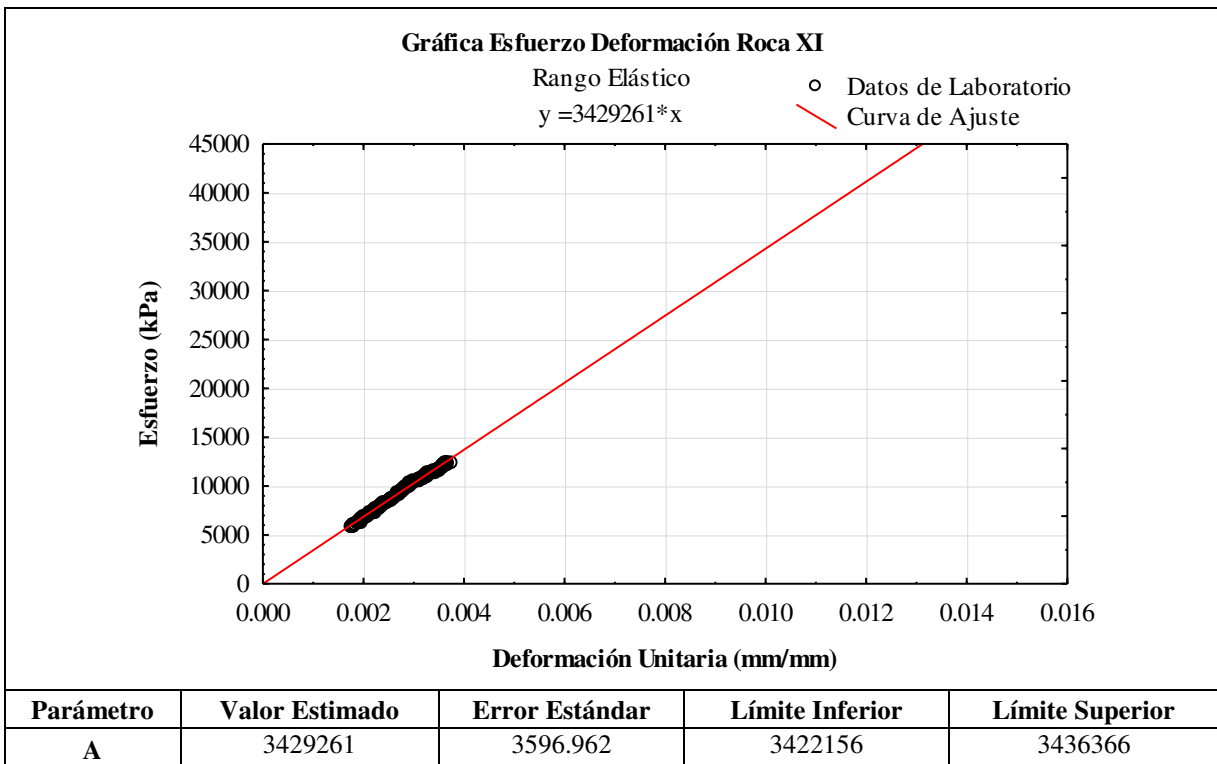


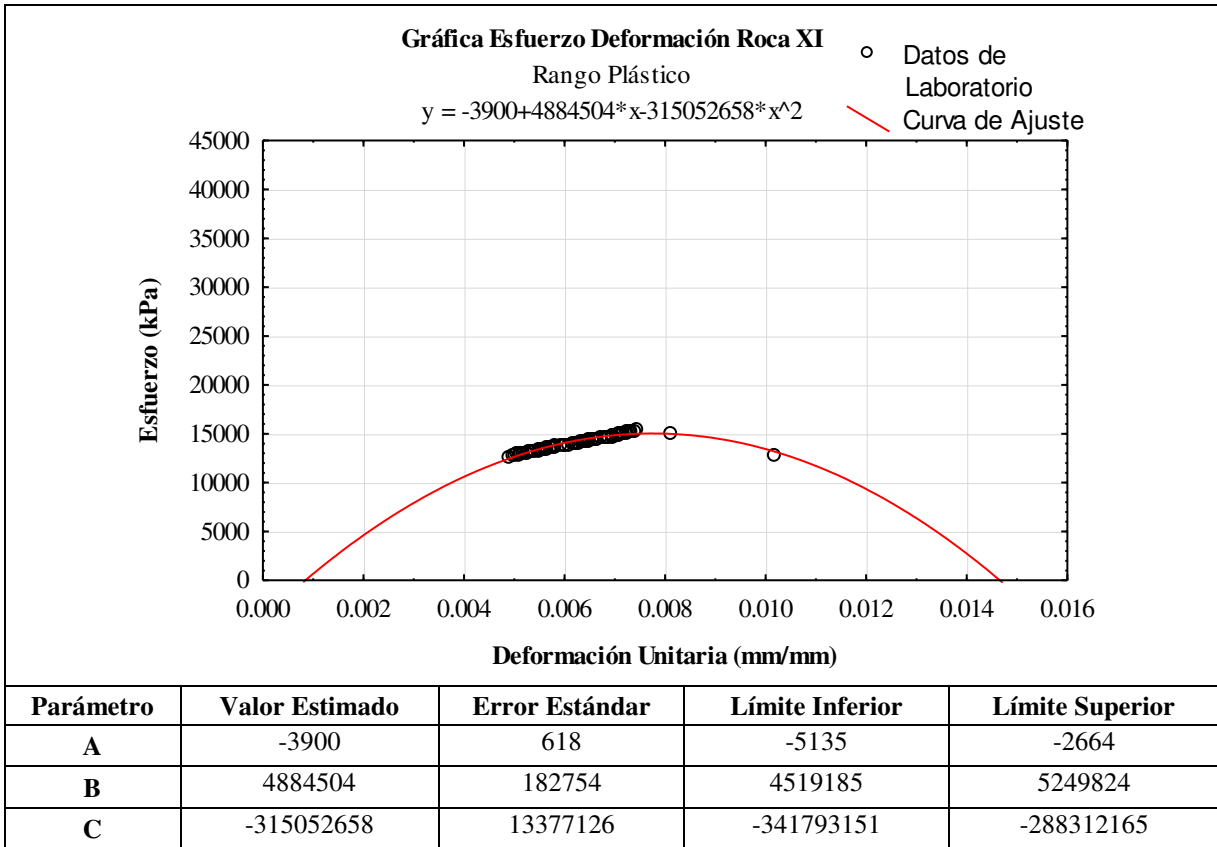
**Muestra Roca X**





**Muestra Roca XI**





# ANEXO VI

## Bajada De Cargas

A continuación se muestran las bajadas de cargas de las Zapatas comprendidas en los perfiles II (Horizontal) y D (Vertical). En los cuales se hará la sumatoria de todos los conceptos estructurales que conlleva el edificio, y ya previamente descritos en el Capítulo 4.

Zapata E-II, F-II, G-II		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área - Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	2.50	6.00				410.80	<b>6162.00</b>
	Mortero	2.50	6.00				40.00	<b>600.00</b>
	Instalaciones	2.50	6.00				15.00	<b>225.00</b>
	Falso Plafón	2.50	6.00				20.00	<b>300.00</b>
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		<b>0.00</b>
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	1.50	2400.00		<b>756.00</b>
Cadena	(0.20x0.20)	0.20	0.20			2400.00		<b>0.00</b>
Cadena	(0.20X0.35)	0.20	0.35	8.50		2400.00		<b>1428.00</b>
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	8.50		2400.00		<b>2856.00</b>
Muros	Contracimiento (0.6 m)	0.60		8.50			260.00	<b>1326.00</b>
	Muros (15x20x40)	3.30					135.00	<b>0.00</b>
	Muros (30x20x40)	3.30		8.50			260.00	<b>7293.00</b>
	Revestimiento	3.30	0.02	8.50		2200.00		<b>1234.20</b>
	Tablaroca	3.00	0.00				11.20	<b>0.00</b>
Pisos	Losa	2.50	6.00	0.10		2200.00		<b>3300.00</b>
	Yeso	2.50	6.00				50.00	<b>750.00</b>
	Mosaico	2.50	6.00				53.00	<b>795.00</b>
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		<b>2440.20</b>
Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	8.50		2400.00		<b>4284.00</b>
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	8.50		2400.00		<b>1428.00</b>
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20			2400.00		<b>0.00</b>
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		<b>3000.00</b>
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		<b>687.50</b>
Carga Viva	Escuela	2.50	6.00				170.00	<b>2550.00</b>
<b>TOTAL</b>								<b>41414.90</b>

Zapata H-II		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(No)	(kg/m <sup>3</sup> )	
		(m)	(m)	(m)				(kg)
Losa	Losa aligerada	2.50	6.00				410.80	6162.00
	Mortero	2.50	6.00				40.00	600.00
	Instalaciones	2.50	6.00				15.00	225.00
	Falso Plafón	2.50	6.00				20.00	300.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	1.50	2400.00		756.00
Cadena	(0.20x0.20)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
Cadena	(0.20X0.35)	0.20	0.35	8.50		2400.00		1428.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	8.50		2400.00		2856.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		8.50			260.00	1326.00
	Muros (15x20x40)	3.30		1.25			135.00	556.88
	Muros (30x20x40)	3.30		8.50			260.00	7293.00
	Revestimiento	3.30	0.02	9.75		2200.00		1415.70
	Tablaroca	3.00	0.00				11.20	0.00
Pisos	Losa	2.50	6.00	0.10		2200.00		3300.00
	Yeso	2.50	6.00				50.00	750.00
	Mosaico	2.50	6.00				53.00	795.00
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	8.50		2400.00		4284.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	8.50		2400.00		1428.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	2.50	6.00				170.00	2550.00
<b>TOTAL</b>								<b>42393.28</b>

Zapata I-II		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(No)	(kg/m <sup>3</sup> )	
		(m)	(m)	(m)				(kg)
Losa	Losa aligerada	2.50	3.00				410.80	3081.00
	Mortero	2.50	3.00				40.00	300.00
	Instalaciones	2.50	3.00				15.00	112.50
	Falso Plafón	2.50	3.00				20.00	150.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	1.50	2400.00		756.00
Cadena	(0.20x0.20)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
Cadena	(0.20X0.35)	0.20	0.35	5.50		2400.00		924.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	5.50		2400.00		1848.00
Muros	Contracimiento (0.6 m)	0.60		5.50			260.00	858.00
	Muros (15x20x40)	3.30		1.25			135.00	556.88
	Muros (30x20x40)	3.30		5.50			260.00	4719.00
	Revestimiento	3.30	0.02	6.75		2200.00		980.10
	Tablaroca	3.00	0.00				11.20	0.00
Pisos	Losa	2.50	3.00	0.10		2200.00		1650.00
	Yeso	2.50	3.00				50.00	375.00
	Mosaico	2.50	3.00				53.00	397.50
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	5.50		2400.00		2772.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	5.50		2400.00		924.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	2.50	3.00				170.00	1275.00
<b>TOTAL</b>								<b>28046.68</b>



Zapata D-II		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losas	Losas aligeradas	2.50	8.00				410.80	8216.00
	Mortero	2.50	8.00				40.00	800.00
	Instalaciones	2.50	8.00				15.00	300.00
	Falso Plafón	2.50	8.00				20.00	400.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	1.50	2400.00		756.00
Cadena	(0.20x0.20)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
Cadena	(0.20X0.35)	0.20	0.35	8.00		2400.00		1344.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	8.00		2400.00		2688.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		8.00			260.00	1248.00
	Muros (15x20x40)	3.30		0.00			135.00	0.00
	Muros (30x20x40)	3.30		8.00			260.00	6864.00
	Revestimiento	3.30	0.02	8.00		2200.00		1161.60
	Tablaroca	3.00	4.25				11.20	142.80
Pisos	Losas	2.50	8.00	0.10		2200.00		4400.00
	Yeso	2.50	8.00				50.00	1000.00
	Mosaico	2.50	8.00				53.00	1060.00
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	8.00		2400.00		4032.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	8.00		2400.00		1344.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	2.50	3.00				170.00	1275.00
<b>TOTAL</b>								<b>43159.10</b>

Zapata C-II		Dimensiones			Cant.	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	5.00	5.00				410.80	10270.00
	Mortero	5.00	5.00				40.00	1000.00
	Instalaciones	5.00	5.00				15.00	375.00
	Falso Plafón	5.00	5.00				20.00	500.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	0.00	2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	0.00		2400.00		0.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	10.00		2400.00		3360.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		10.00			260.00	1560.00
	Muros (15x20x40)	3.30		0.00			135.00	0.00
	Muros (30x20x40)	3.30		0.00			260.00	0.00
	Revestimiento	3.30	0.02	0.00		2200.00		0.00
	Tablaroca	3.00	5.50				11.20	184.80
Pisos	Losa	5.00	5.00	0.10		2200.00		5500.00
	Yeso	5.00	5.00				50.00	1250.00
	Mosaico	5.00	5.00				53.00	1325.00
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	10.00		2400.00		5040.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	10.00		2400.00		1680.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	5.00	5.00				170.00	4250.00
<b>TOTAL</b>								<b>42422.50</b>

Zapata B-II		Dimensiones			Cant.	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	5.00	5.00				410.80	10270.00
	Mortero	5.00	5.00				40.00	1000.00
	Instalaciones	5.00	5.00				15.00	375.00
	Falso Plafón	5.00	5.00				20.00	500.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.3)	0.20	0.30	3.50	0.00	2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	0.00		2400.00		0.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	10.00		2400.00		3360.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		10.00			260.00	1560.00
	Muros (15x20x40)	3.30		0.00			135.00	0.00
	Muros (30x20x40)	3.30		0.00			260.00	0.00
	Revestimiento	3.30	0.02	0.00		2200.00		0.00
	Tablaroca	3.00	1.00				11.20	33.60
Pisos	Losa	5.00	5.00	0.10		2200.00		5500.00
	Yeso	5.00	5.00				50.00	1250.00
	Mosaico	5.00	5.00				53.00	1325.00
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	10.00		2400.00		5040.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	10.00		2400.00		1680.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	5.00	5.00				170.00	4250.00
<b>TOTAL</b>								<b>42271.30</b>

Zapata A-II		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	2.50	5.00				410.80	5135.00
	Mortero	2.50	5.00				40.00	500.00
	Instalaciones	2.50	5.00				15.00	187.50
	Falso Plafón	2.50	5.00				20.00	250.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	1.00	2400.00		504.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	5.00		2400.00		840.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	7.50		2400.00		2520.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		7.50			260.00	1170.00
	Muros (15x20x40)	3.30		0.00			135.00	0.00
	Muros (30x20x40)	3.30		5.00			260.00	4290.00
	Revestimiento	3.30	0.02	5.00		2200.00		726.00
	Tablaroca	3.00	0.00				11.20	0.00
Pisos	Losa	2.50	5.00	0.10		2200.00		2750.00
	Yeso	2.50	5.00				50.00	625.00
	Mosaico	2.50	5.00				53.00	662.50
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	7.50		2400.00		3780.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	7.50		2400.00		1260.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	2.50	5.00				170.00	2125.00
<b>TOTAL</b>								<b>33452.70</b>

Zapata D-I		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(No)	(kg/m <sup>3</sup> )	
		(m)	(m)	(m)				(kg)
Losa	Losa aligerada	2.50	2.50				410.80	2567.50
	Mortero	2.50	2.50				40.00	250.00
	Instalaciones	2.50	2.50				15.00	93.75
	Falso Plafón	2.50	2.50				20.00	125.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.00	2400.00		0.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	3.00	2400.00		1512.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	5.00		2400.00		840.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	5.00		2400.00		1680.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		5.00			260.00	780.00
	Muros (15x20x40)	3.30		0.00			135.00	0.00
	Muros (30x20x40)	3.30		5.00			260.00	4290.00
	Revestimiento	3.30	0.02	5.00		2200.00		726.00
	Tablaroca	3.00	0.00	2.00			11.20	0.00
Pisos	Losa	2.50	2.50	0.10		2200.00		1375.00
	Yeso	2.50	2.50				50.00	312.50
	Mosaico	2.50	2.50				53.00	331.25
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	5.00		2400.00		2520.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	5.00		2400.00		840.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	0.00		2400.00		0.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		3000.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		687.50
Carga Viva	Escuela	2.50	2.50				170.00	1062.50
<b>TOTAL</b>								<b>25433.20</b>

Zapata D-III		Dimensiones			Cant.	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	5.00	5.50				410.80	<b>11297.00</b>
	Mortero	5.00	5.50				40.00	<b>1100.00</b>
	Instalaciones	5.00	5.50				15.00	<b>412.50</b>
	Falso Plafón	5.00	5.50				20.00	<b>550.00</b>
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.50	2400.00		<b>168.00</b>
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	1.00	2400.00		<b>504.00</b>
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	2.75		2400.00		<b>264.00</b>
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	5.00		2400.00		<b>840.00</b>
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	10.50		2400.00		<b>3528.00</b>
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		5.00			260.00	<b>780.00</b>
	Muros (15x20x40)	3.30		2.75			135.00	<b>1225.13</b>
	Muros (30x20x40)	3.30		5.00			260.00	<b>4290.00</b>
	Revestimiento	3.30	0.02	5.00		2200.00		<b>726.00</b>
	Tablaroca	3.00	0.00	2.50			11.20	<b>0.00</b>
Pisos	Losa	5.00	5.50	0.10		2200.00		<b>6050.00</b>
	Yeso	5.00	5.50				50.00	<b>1375.00</b>
	Mosaico	5.00	5.50				53.00	<b>1457.50</b>
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		<b>2440.20</b>
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	10.50		2400.00		<b>5292.00</b>
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	10.50		2400.00		<b>1764.00</b>
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	2.75		2400.00		<b>264.00</b>
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		<b>4320.00</b>
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		<b>990.00</b>
Carga Viva	Escuela	5.00	5.50				170.00	<b>4675.00</b>
<b>TOTAL</b>								<b>54312.33</b>

Zapata D-1		Dimensiones			Cant.	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	5.00	5.50				410.80	11297.00
	Mortero	5.00	5.50				40.00	1100.00
	Instalaciones	5.00	5.50				15.00	412.50
	Falso Plafón	5.00	5.50				20.00	550.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	2.00	2400.00		672.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	0.50	2400.00		252.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	9.00		2400.00		864.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	0.00		2400.00		0.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	10.50		2400.00		3528.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		10.50			260.00	1638.00
	Muros (15x20x40)	3.30		9.00			135.00	4009.50
	Muros (30x20x40)	3.30		0.00			260.00	0.00
	Revestimiento	3.30	0.02	9.00		2200.00		1306.80
	Tablaroca	3.00	0.00	1.00			11.20	0.00
Pisos	Losa	5.00	5.50	0.10		2200.00		6050.00
	Yeso	5.00	5.50				50.00	1375.00
	Mosaico	5.00	5.50				53.00	1457.50
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	10.50		2400.00		5292.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	10.50		2400.00		1764.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		4320.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		990.00
Carga Viva	Escuela	5.00	5.50				170.00	4675.00
<b>TOTAL</b>								<b>54113.50</b>

Zapata D-2		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	4.00	5.00				410.80	8216.00
	Mortero	4.00	5.00				40.00	800.00
	Instalaciones	4.00	5.00				15.00	300.00
	Falso Plafón	4.00	5.00				20.00	400.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	1.50	2400.00		504.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	0.00	2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	7.50		2400.00		720.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	0.00		2400.00		0.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	9.00		2400.00		3024.00
Muros	Contracimientto (0.6 m)	0.60		9.00			260.00	1404.00
	Muros (15x20x40)	3.30		7.50			135.00	3341.25
	Muros (30x20x40)	3.30		0.00			260.00	0.00
	Revestimiento	3.30	0.02	7.50		2200.00		1089.00
	Tablaroca	3.00	0.00	0.00			11.20	0.00
Pisos	Losa	4.00	5.00	0.10		2200.00		4400.00
	Yeso	4.00	5.00				50.00	1000.00
	Mosaico	4.00	5.00				53.00	1060.00
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimientto	0.60	0.35	9.00		2400.00		4536.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	9.00		2400.00		1512.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		4320.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		990.00
Carga Viva	Escuela	4.00	5.00				170.00	3400.00
<b>TOTAL</b>								<b>43576.45</b>



Zapata D-3		Dimensiones			Cantidad	Pesos por Área -Volumen		W
ELEMENTO	SUBELEMENTO	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)			
Losa	Losa aligerada	4.00	5.00				410.80	8216.00
	Mortero	4.00	5.00				40.00	800.00
	Instalaciones	4.00	5.00				15.00	300.00
	Falso Plafón	4.00	5.00				20.00	400.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	1.00	2400.00		336.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	3.50	0.00	2400.00		0.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	0.00		2400.00		0.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	9.00		2400.00		3024.00
Muros	Contracimiento (0.6 m)	0.60		9.00			260.00	1404.00
	Muros (15x20x40)	3.30		1.25			135.00	556.88
	Muros (30x20x40)	3.30		0.00			260.00	0.00
	Revestimiento	3.30	0.02	1.25		2200.00		181.50
	Tablaroca	3.00	0.00	0.00			11.20	0.00
Pisos	Losa	4.00	5.00	0.10		2200.00		4400.00
	Yeso	4.00	5.00				50.00	1000.00
	Mosaico	4.00	5.00				53.00	1060.00
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	8.30		2400.00		2440.20
Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	9.00		2400.00		4536.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	9.00		2400.00		1512.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	1.25		2400.00		120.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400.00		4320.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200.00		990.00
Carga Viva	Escuela	4.00	5.00				170.00	3400.00
<b>TOTAL</b>								<b>39116.58</b>

Zapata D-4		Dimensiones							
Elemento	Subelemento	A	B	C	Cant	Pesos por Long.-Área -Vol.			W
		(m)	(m)	(m)	(No)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m)	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg)
Losas	Losacero (cal. 22 econtr=5)	2.50	7.50					205.00	3843.75
	Losa aligerada	4.61	4.61					410.80	8730.36
	Instalaciones	5.81	5.81					15.00	506.34
	Falso Plafón	2.50	7.50					20.00	375.00
	Armaduras (HSS 4 X 4 X 3/16")	94.00					14.02		1317.88

Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.50	2400			168.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	7.00	3.00	2400			3024.00
Cadena C	(0.20x0.20)	0.20	0.20	1.50		2400			144.00
Cadena C	(0.20X0.35)	0.20	0.35	10.00		2400			1680.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	10.50		2400			3528.00

Muros	Contracimiento (0.6 m)	0.60		10.50				260.00	1638.00
	Muros (15x20x40)	3.30		1.50				135.00	668.25
	Muros (30x20x40)	7.00		5.00				260.00	9100.00
	Revestimiento	6.32	0.02	6.32		2200			1757.47
	Tablaroca	3.00	0.00	0.00				11.20	0.00

Pisos	Losa	5.50	5.00	0.10		2200			6050.00
	Yeso	5.50	5.00					50.00	1375.00
	Mosaico	5.50	5.00					53.00	1457.50

Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	12.00		2400			3528.00
---------	-----------------	------	------	-------	--	------	--	--	---------

Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	10.50		2400			5292.00
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	10.00		2400			1680.00
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	1.50		2400			144.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400			4320.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200			990.00

Carga Viva	Escuela	5.50	5.00					170.00	4675.00
------------	---------	------	------	--	--	--	--	--------	---------

**TOTAL 65992.55**

Zapata D-5		Dimensiones			Cant	Pesos por Long.-Área -Vol.			W
Elemento	Subelemento	A	B	C		kg/m <sup>3</sup>	kg/m	kg/m <sup>2</sup>	
		(m)	(m)	(m)	(No)			(kg)	
	Losa aligerada	5.00	3.00					410.80	6162.00
	Instalaciones	5.00	3.00					15.00	225.00
	Falso Plafón	5.00	3.00					20.00	300.00
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	0.50	2400			168.00
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	7.00	3.00	2400			3024.00
Cadena Cer	(0.20x0.20)	0.20	0.20	1.50		2400			144.00
Cadena Cer	(0.20X0.35)	0.20	0.35	10.00		2400			1680.00
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	5.00		2400			1680.00
Muros	Contracimiento	0.60		8.00				260.00	1248.00
	Muros (15x20x40)	3.30		1.50				135.00	668.25
	Muros (30x20x40)	7.00		5.00				260.00	9100.00
	Revestimiento	6.32	0.02	6.32		2200			1757.47
	Tablaroca	3.00	0.00	0.00				11.20	0.00
Pisos	Losa	5.50	5.00	0.10		2200			6050.00
	Yeso	5.50	5.00					50.00	1375.00
	Mosaico	5.50	5.00					53.00	1457.50
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	12.0		2400			3528.00
Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	8.00		2400			4032.00
	Cadena Des	0.20	0.35	10.0		2400			1680.00
	Cadena Des	0.20	0.20	1.50		2400			144.00
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400			4320.00
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200			990.00
Carga Viva	Escuela	5.50	5.00					170.00	4675.00

TOTAL 54408.22

Zapata D-6		Dimensiones			Cant.	Pesos por Long.-Área -VoL.			W
Elemento	Subelemento	A	B	C		(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m)	(kg/m <sup>2</sup> )	
		(m)	(m)	(m)	(No)				
	<b>Losa aligerada</b>	5.00	3.00					410.80	<b>6162.00</b>
	<b>Instalaciones</b>	5.00	3.00					15.00	<b>225.00</b>
	<b>Falso Plafón</b>	5.00	3.00					20.00	<b>300.00</b>
<b>Castillos</b>	<b>(0.20X0.20)</b>	0.20	0.20	3.50	1.00	2400.00			<b>336.00</b>
<b>Castillos</b>	<b>(0.20X0.30)</b>	0.20	0.30	7.00	3.00	2400.00			<b>3024.00</b>
<b>Cadena Cer</b>	<b>(0.20x0.20)</b>	0.20	0.20	3.00		2400.00			<b>288.00</b>
<b>Cadena Cer</b>	<b>(0.20X0.35)</b>	0.20	0.35	10.00		2400.00			<b>1680.00</b>
<b>Trabes</b>	<b>(AT = 0.4 m * 0.35 m)</b>	0.35	0.40	5.00		2400.00			<b>1680.00</b>
<b>Muros</b>	<b>Contracimientto (0.6 m)</b>	0.60		8.00				260.00	<b>1248.00</b>
	<b>Muros (15x20x40)</b>	3.30		3.00				135.00	<b>1336.50</b>
	<b>Muros (30x20x40)</b>	7.00		5.00				260.00	<b>9100.00</b>
	<b>Revestimiento</b>	6.32	0.02	6.32		2200.00			<b>1757.47</b>
	<b>Tablaroca</b>	3.00	3.00	0.00				11.20	<b>100.80</b>
<b>Pisos</b>	<b>Losa</b>	5.50	5.00	0.10		2200.00			<b>6050.00</b>
	<b>Yeso</b>	5.50	5.00					50.00	<b>1375.00</b>
	<b>Mosaico</b>	5.50	5.00					53.00	<b>1457.50</b>
<b>Columna</b>	<b>(0.35m * 0.35m)</b>	0.35	0.35	12.00		2400.00			<b>3528.00</b>
<b>Cimentación</b>	<b>Contracimientto</b>	0.60	0.35	8.00		2400.00			<b>4032.00</b>
	<b>Cadena Des(0.2x0.35)</b>	0.20	0.35	10.00		2400.00			<b>1680.00</b>
	<b>Cadena Des(0.2x0.2)</b>	0.20	0.20	3.00		2400.00			<b>288.00</b>
	<b>Zapata</b>	2.50	2.50	0.20		2400.00			<b>4320.00</b>
	<b>Plantilla</b>	2.50	2.50	0.05		2200.00			<b>990.00</b>
<b>Carga Viva</b>	<b>Escuela</b>	5.50	5.00					170.00	<b>4675.00</b>
<b>TOTAL</b>									<b>55633.27</b>

Zapata D-7		Dimensiones			Cant	Pesos por Long.-Area -Vol.			W
Elemento	Subelemento	A	B	C		(No)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m	
Losa	Losacero (cal. 22 econtr=5)	2.50	7.50					205.00	<b>3843.75</b>
	Losa aligerada	3.00	2.50					410.80	<b>3081.00</b>
	Instalaciones	5.00	5.00					15.00	<b>375.00</b>
	Falso Plafón	5.00	5.00					20.00	<b>500.00</b>
	Armaduras (HSS 4 X 4 X 3/16")	94.00					14.0		<b>1317.88</b>
Castillos	(0.20X0.20)	0.20	0.20	3.50	1.00	2400			<b>336.00</b>
Castillos	(0.20X0.30)	0.20	0.30	7.00	3.00	2400			<b>3024.00</b>
Cadena	(0.20x0.20)	0.20	0.20	0.00		2400			<b>0.00</b>
Cadena	(0.20X0.35)	0.20	0.35	10.0		2400			<b>1680.00</b>
Trabes	(AT = 0.4 m * 0.35 m)	0.35	0.40	8.00		2400			<b>2688.00</b>
Muros	Contracimiento (0.6 m)	0.60		8.00				260.00	<b>1248.00</b>
	Muros (15x20x40)	3.30		0.00				135.00	<b>0.00</b>
	Muros (30x20x40)	7.00		7.50				260.00	<b>13650.00</b>
	Revestimiento	7.00	0.02	7.50		2200			<b>2310.00</b>
	Tablaroca	3.00	0.00	0.00				11.20	<b>0.00</b>
Pisos	Losa	5.50	2.50	0.10		2200			<b>3025.00</b>
	Yeso	5.50	2.50					50.00	<b>687.50</b>
	Mosaico	5.50	2.50					53.00	<b>728.75</b>
Columna	(0.35m * 0.35m)	0.35	0.35	12.0		2400			<b>3528.00</b>
Cimentación	Contracimiento	0.60	0.35	8.00		2400			<b>4032.00</b>
	Cadena Des(0.2x0.35)	0.20	0.35	10.0		2400			<b>1680.00</b>
	Cadena Des(0.2x0.2)	0.20	0.20	0.00		2400			<b>0.00</b>
	Zapata	2.50	2.50	0.20		2400			<b>4320.00</b>
	Plantilla	2.50	2.50	0.05		2200			<b>990.00</b>
Carga Viva	Escuela	5.50	5.00					170.00	<b>4675.00</b>

**TOTAL 57719.88**

# **ANEXO VII**

## Esfuerzos y desplazamientos verticales en la Interfaz Suelo-Roca

### Zapata A-II

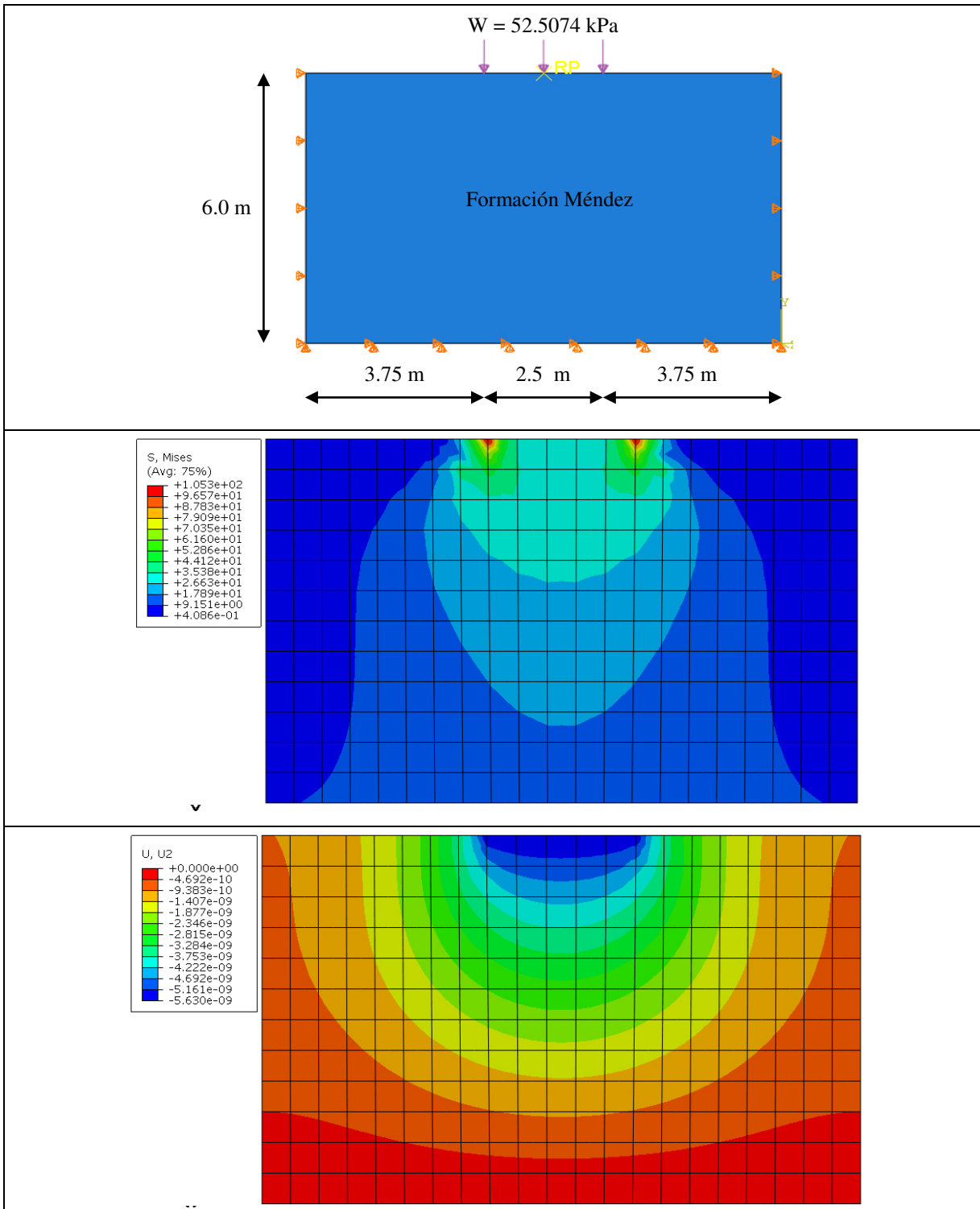


Figura AVII.1 (a) Geometría debajo de la zapata A-II (b) Distribución de esfuerzos en KPa (c) distribución de los desplazamientos verticales en m. (imágenes extraídas de ABAQUS®).

Zapata B-II

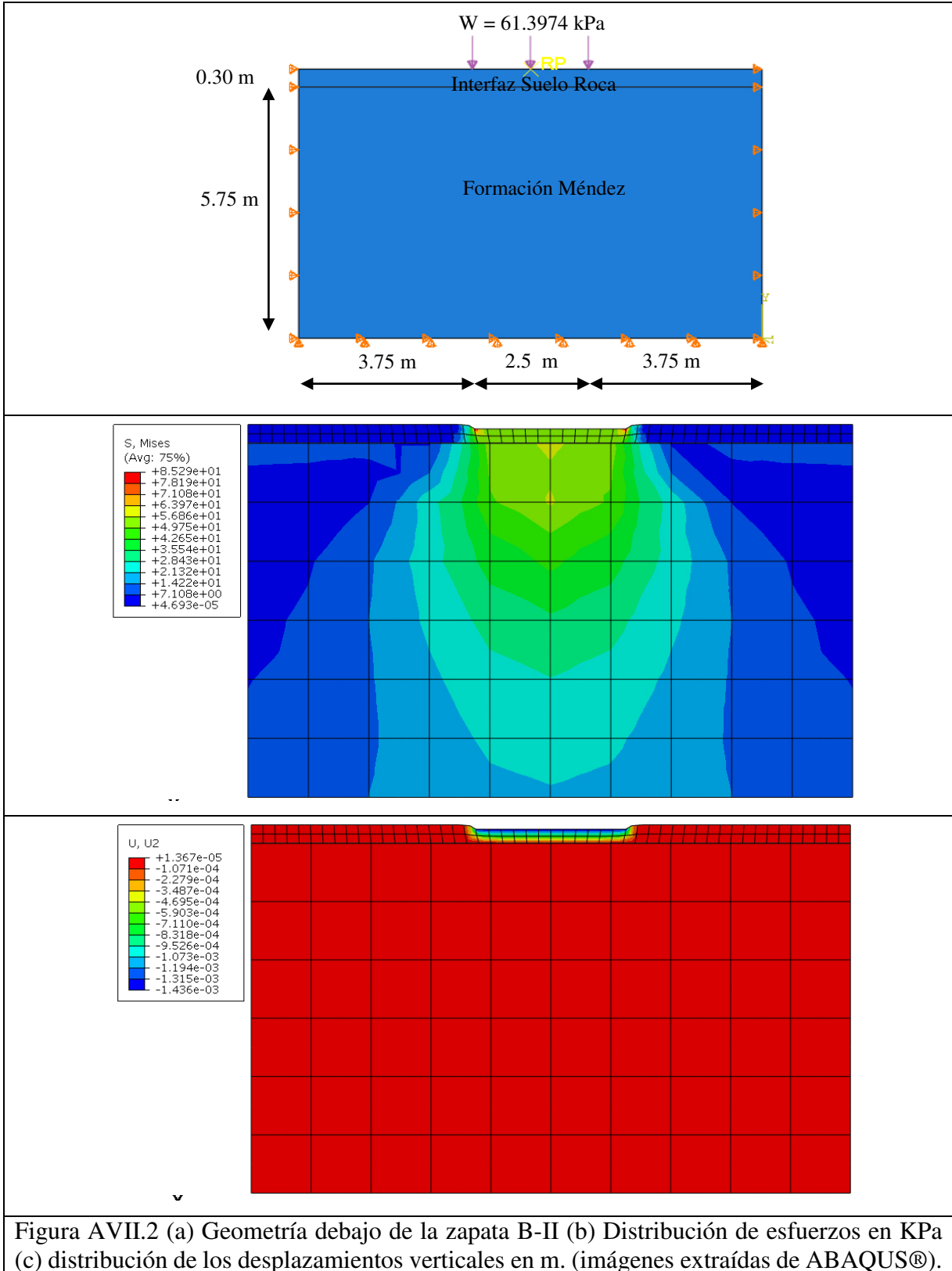
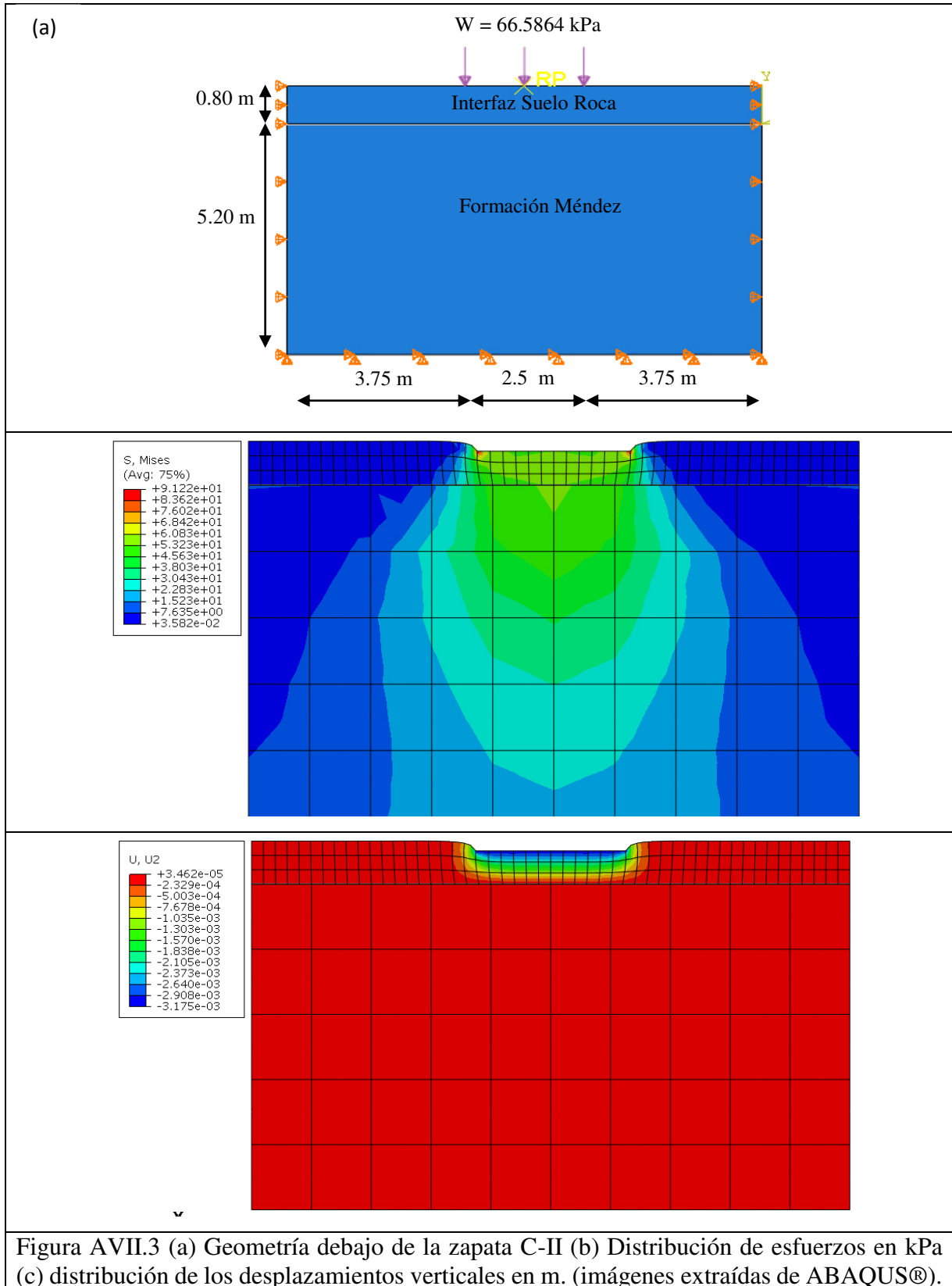


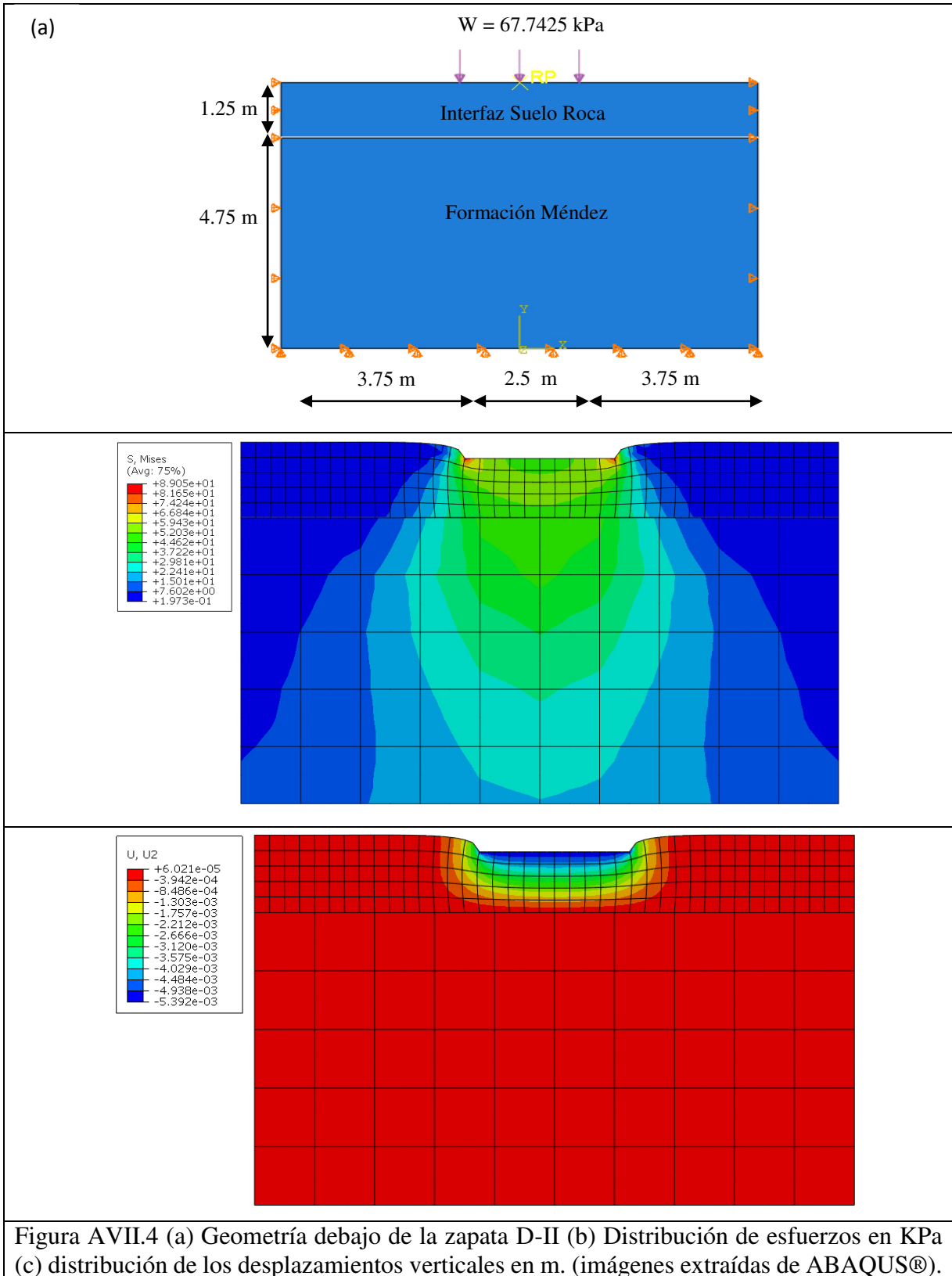
Figura AVII.2 (a) Geometría debajo de la zapata B-II (b) Distribución de esfuerzos en KPa (c) distribución de los desplazamientos verticales en m. (imágenes extraídas de ABAQUS®).



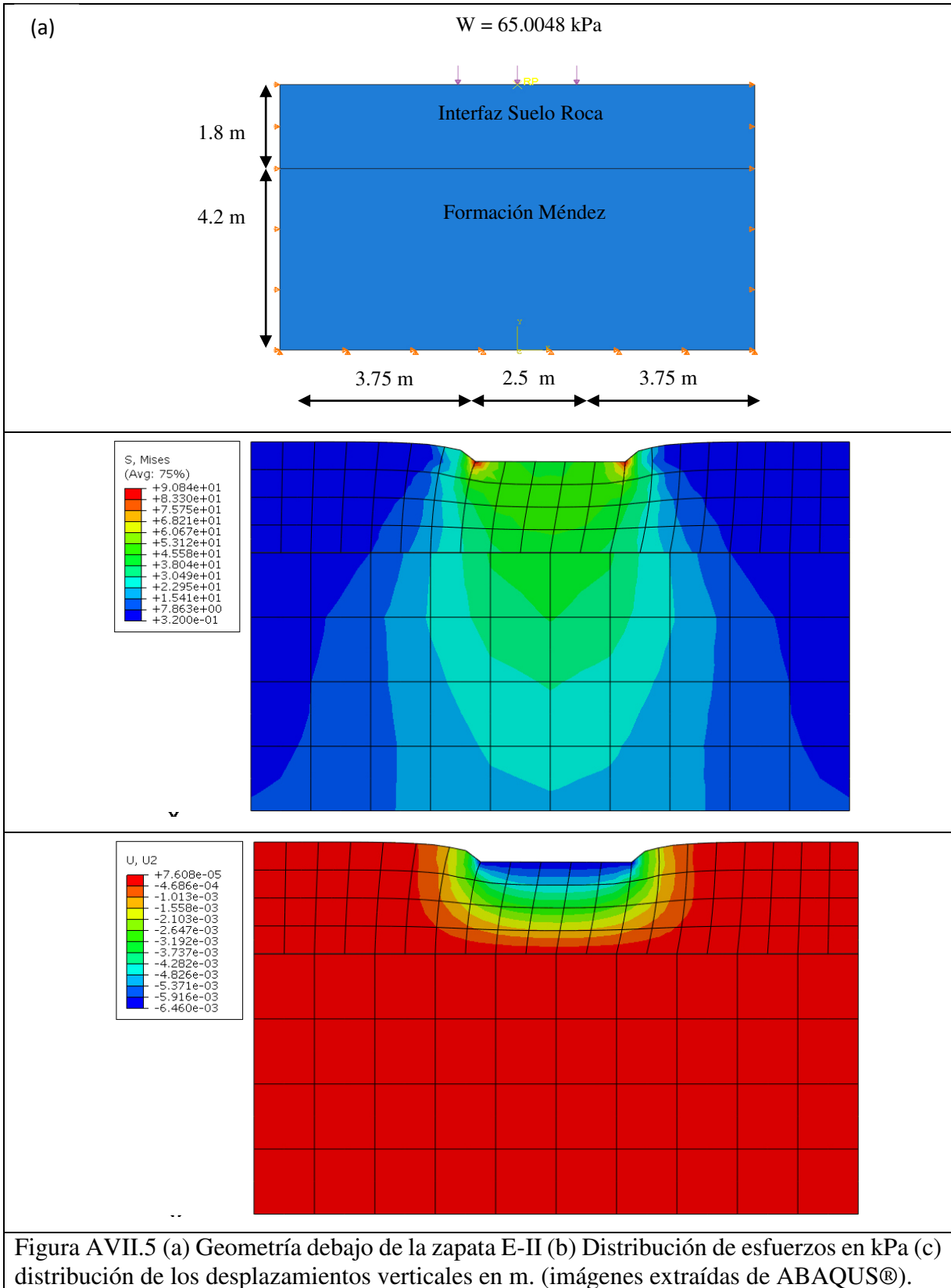
Zapata C-II



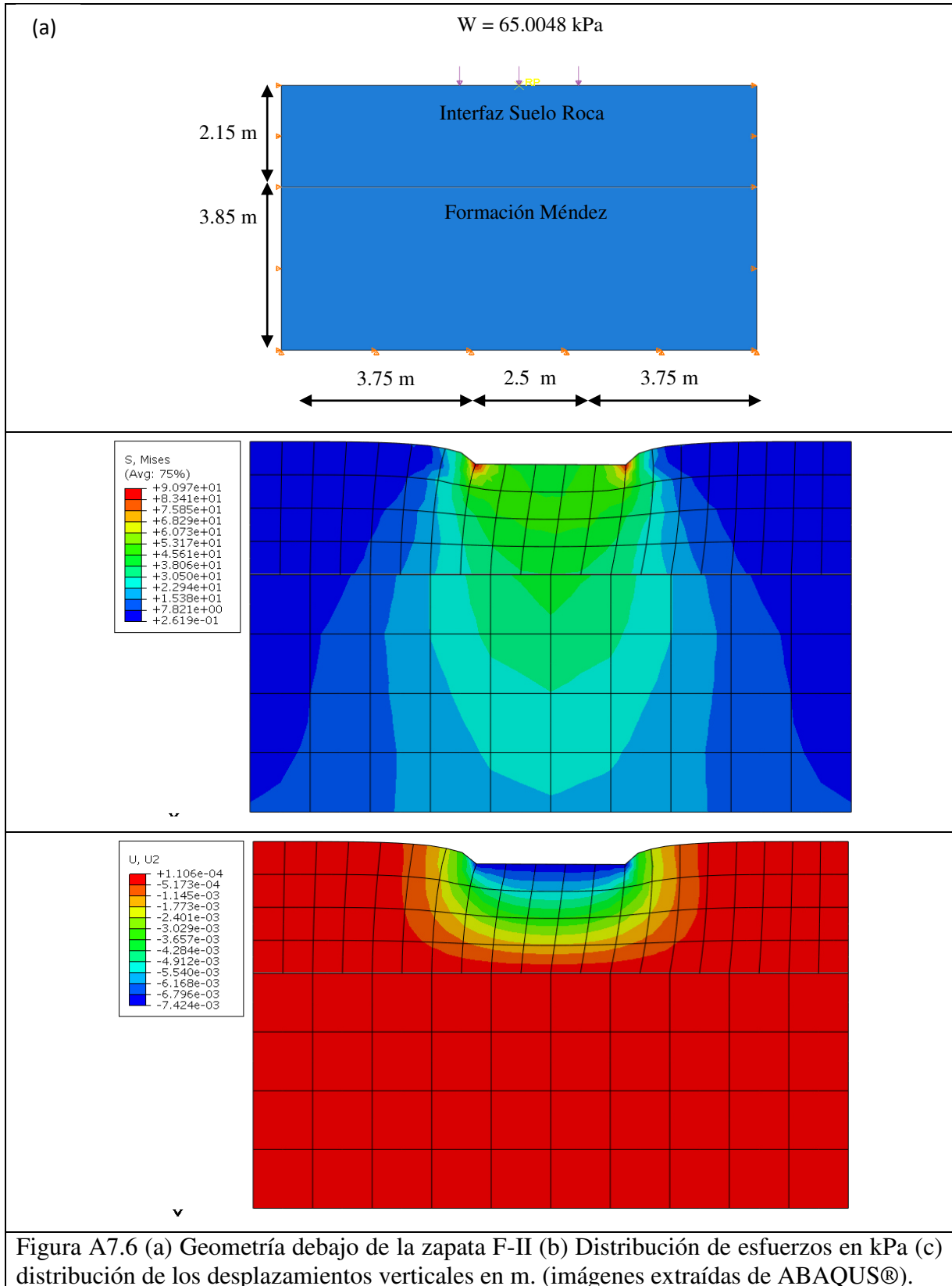
Zapata D-II



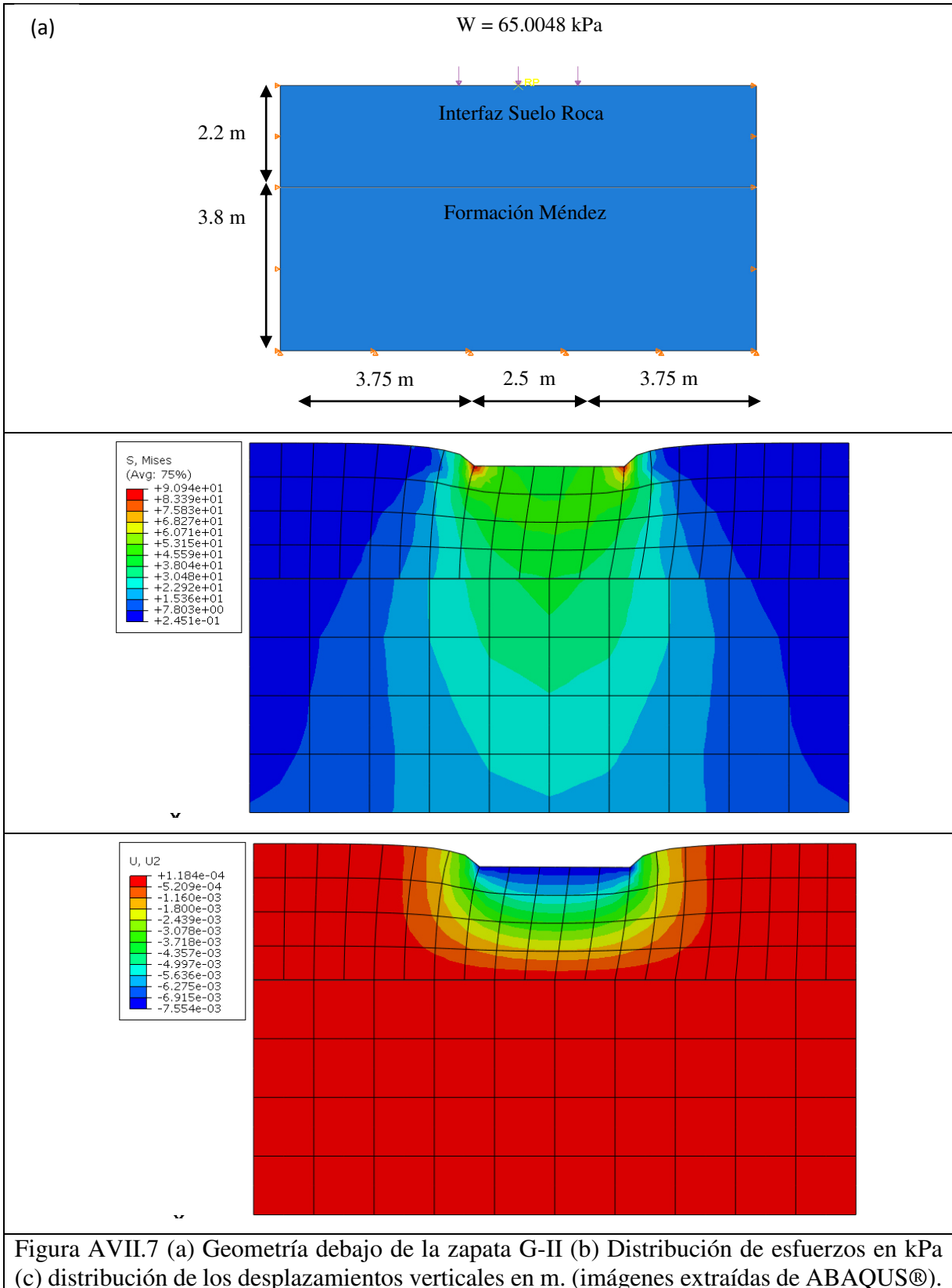
Zapata E-II



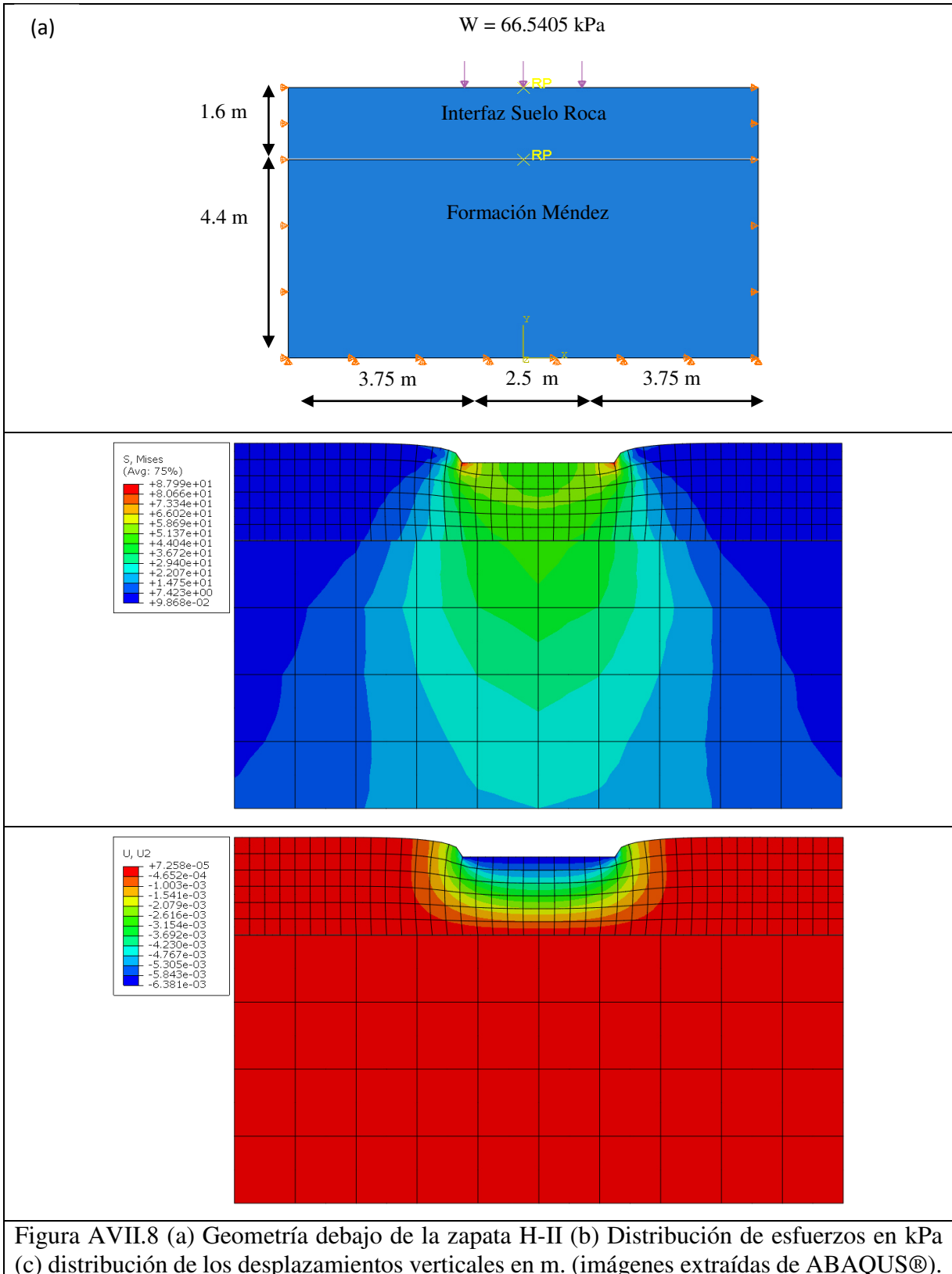
Zapata F-II



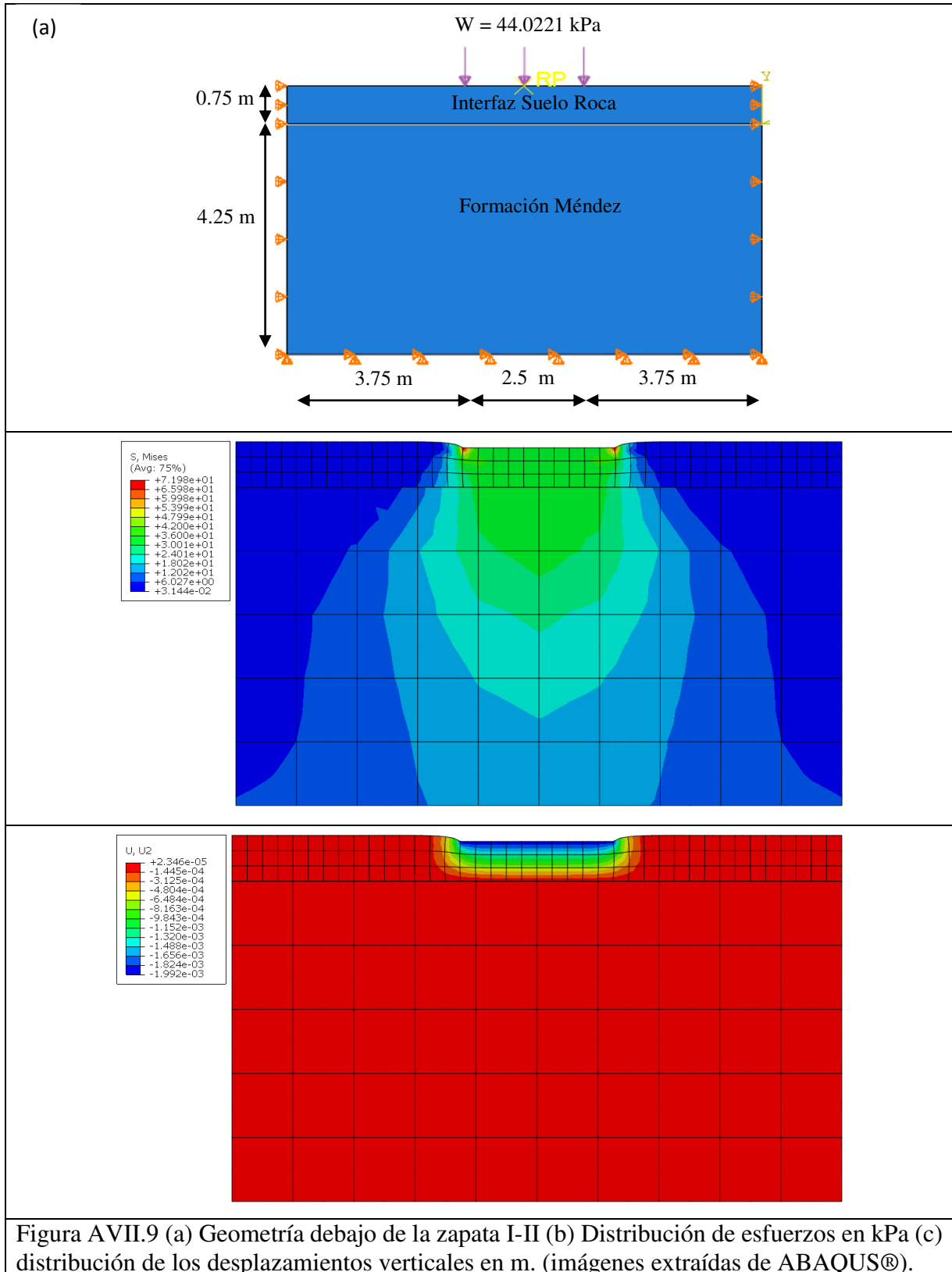
Zapata G-II



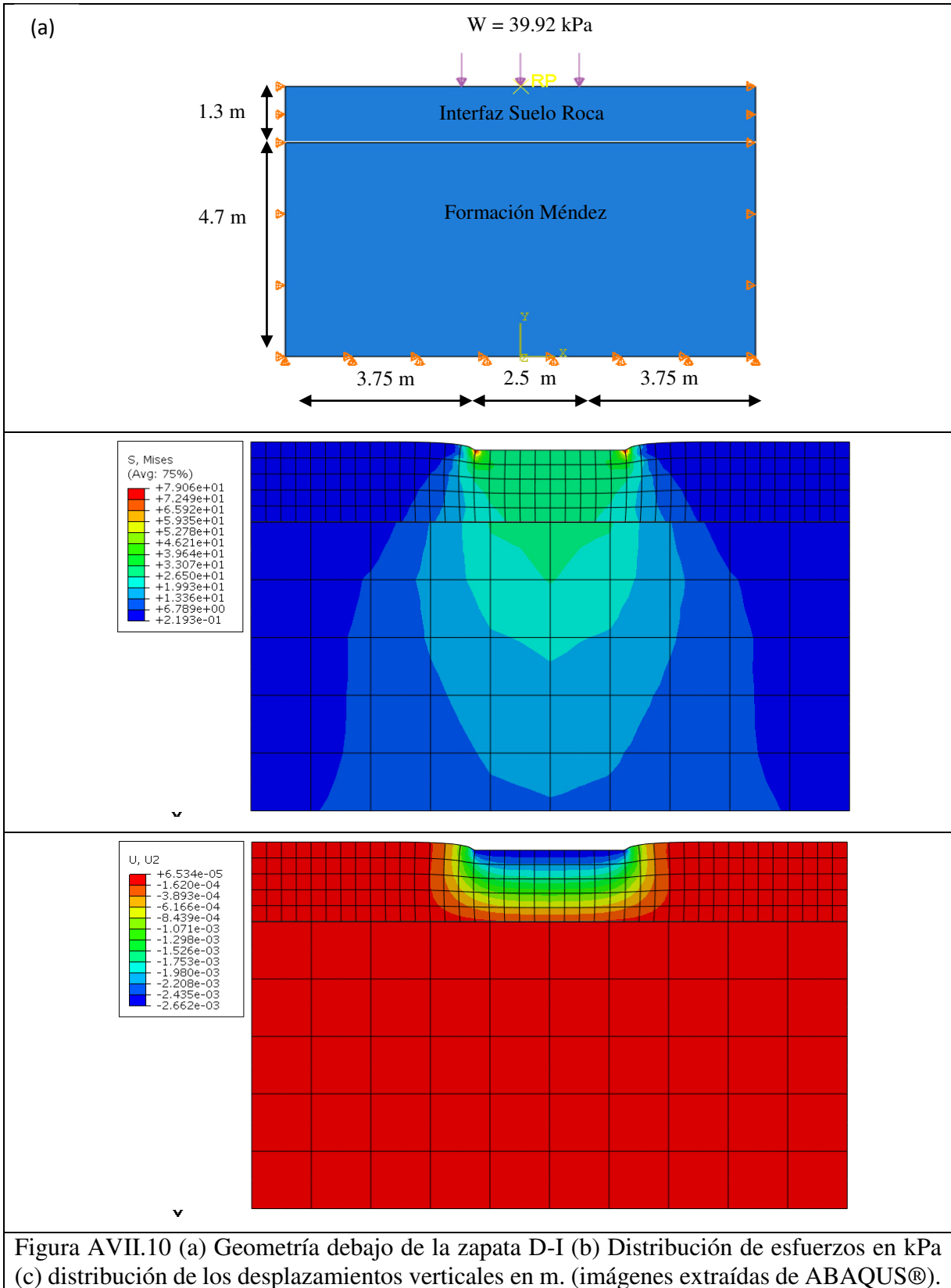
Zapata H-II



Zapata I-II

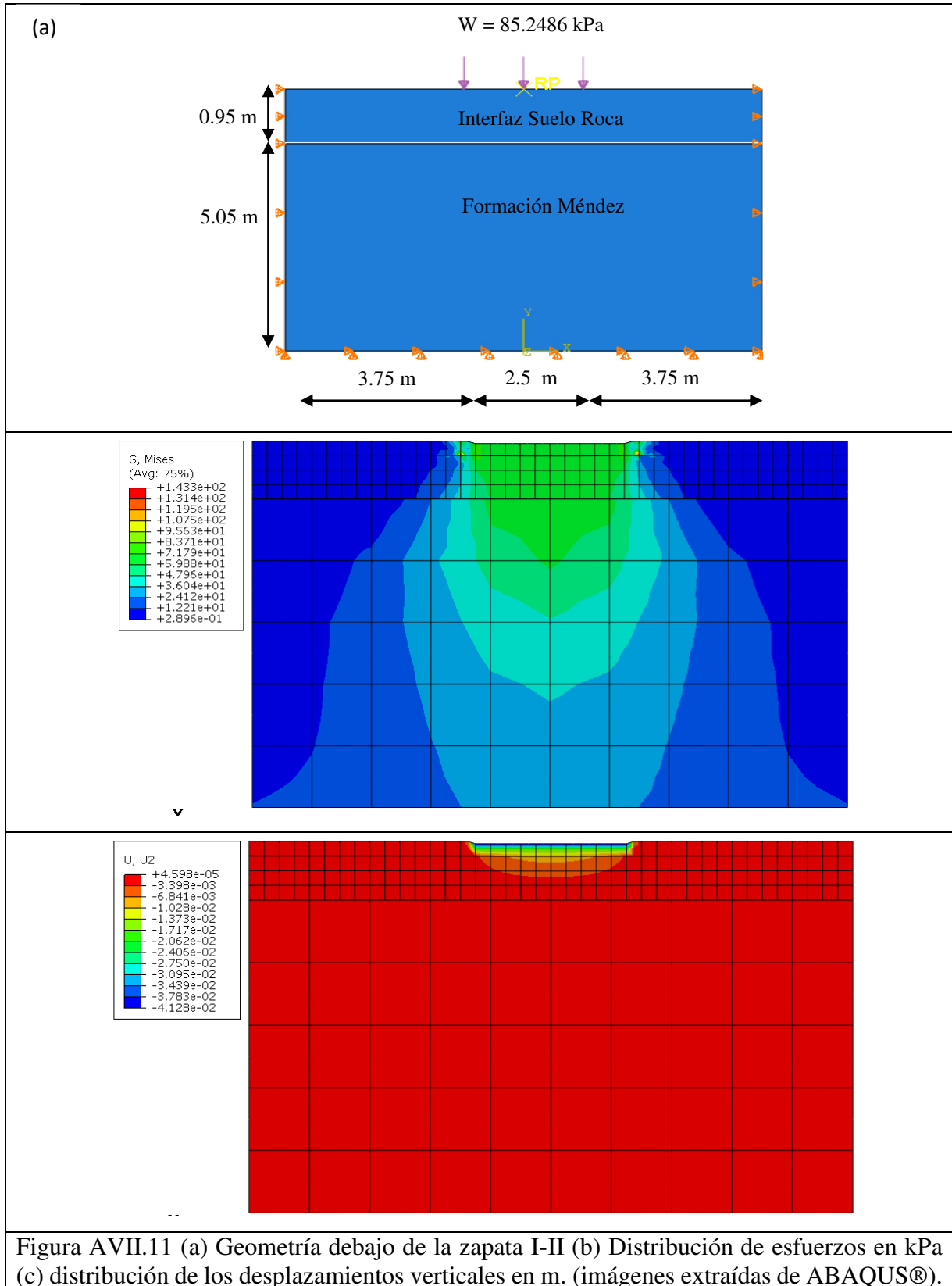


Zapata D-I

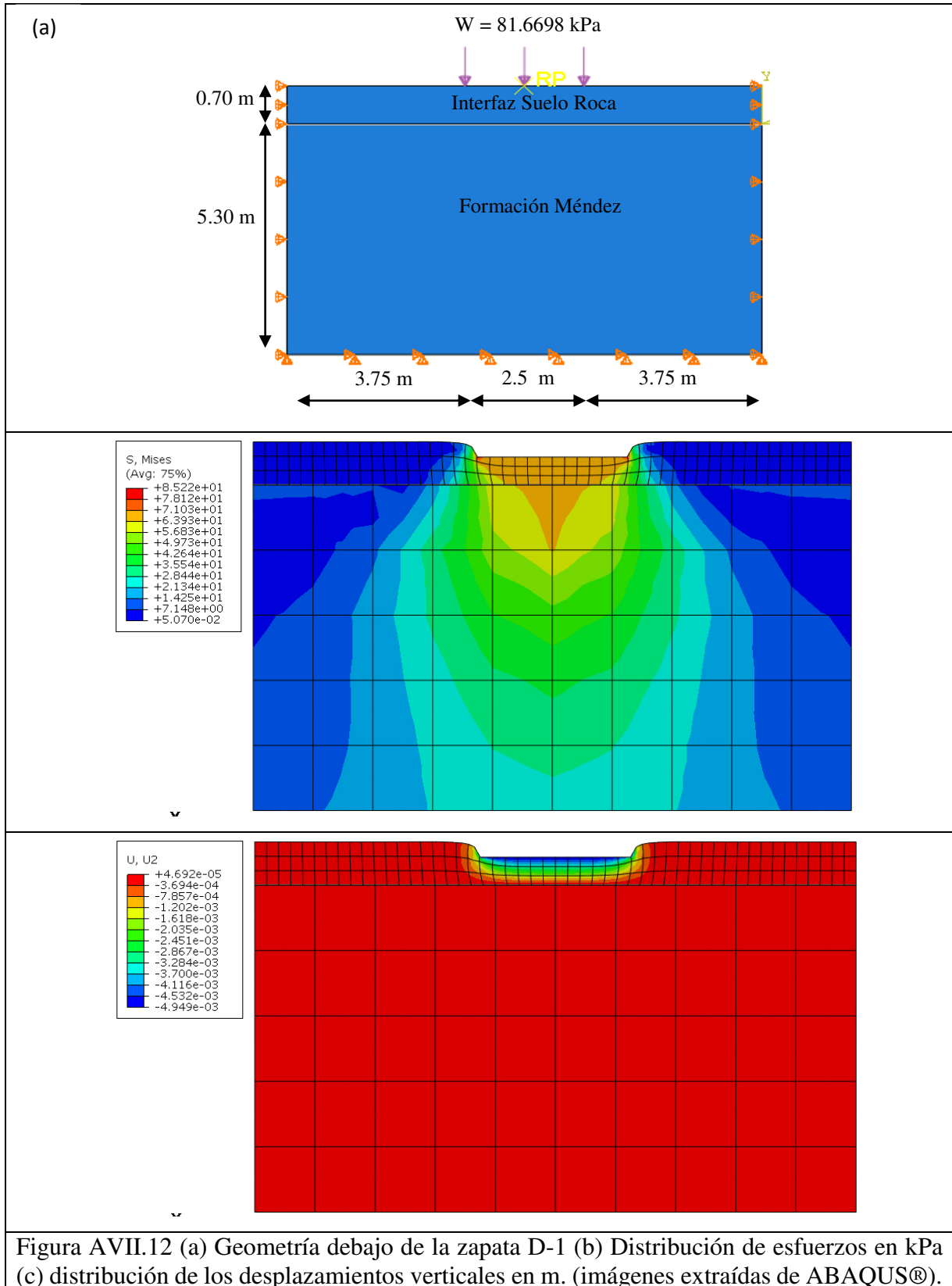




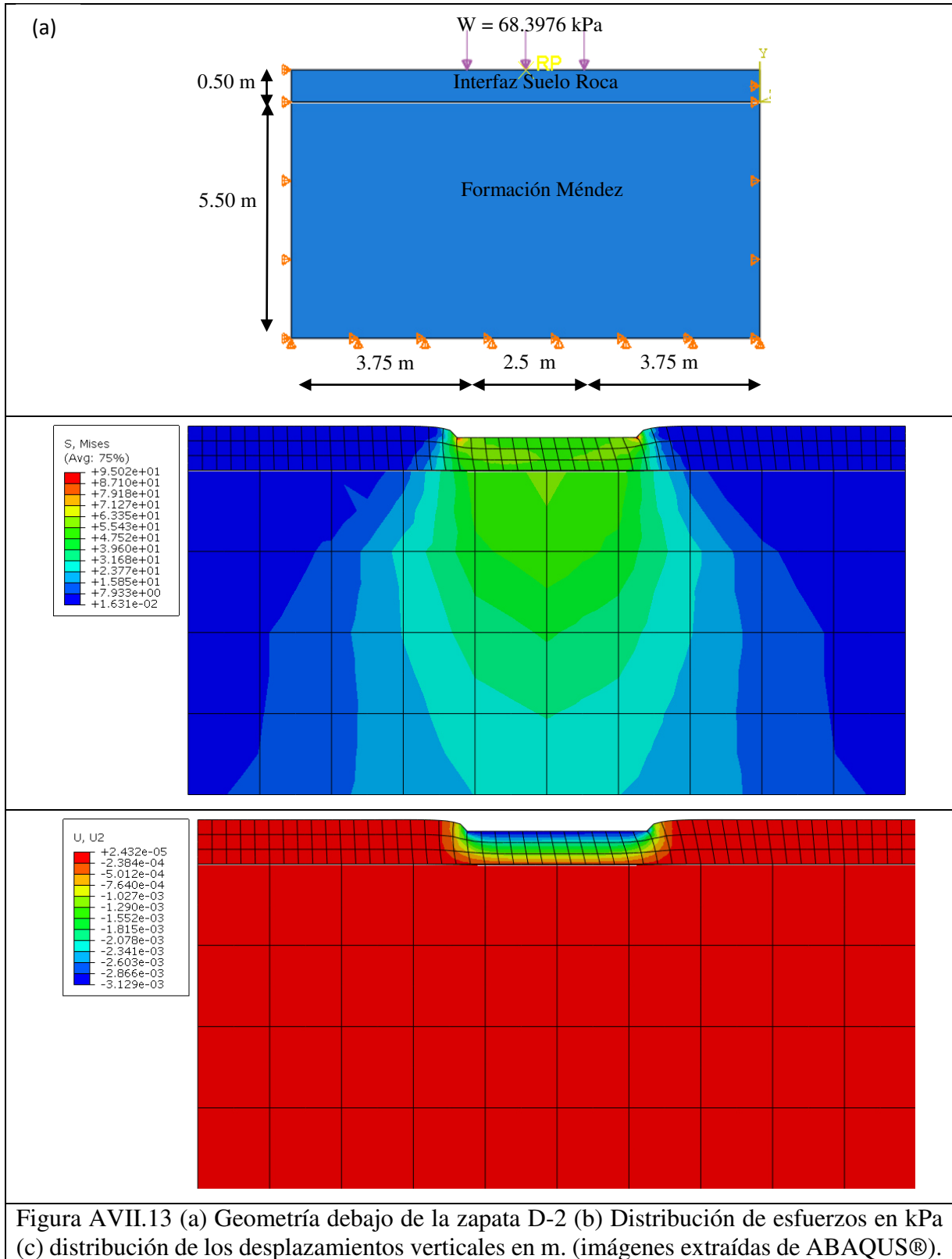
Zapata D-III



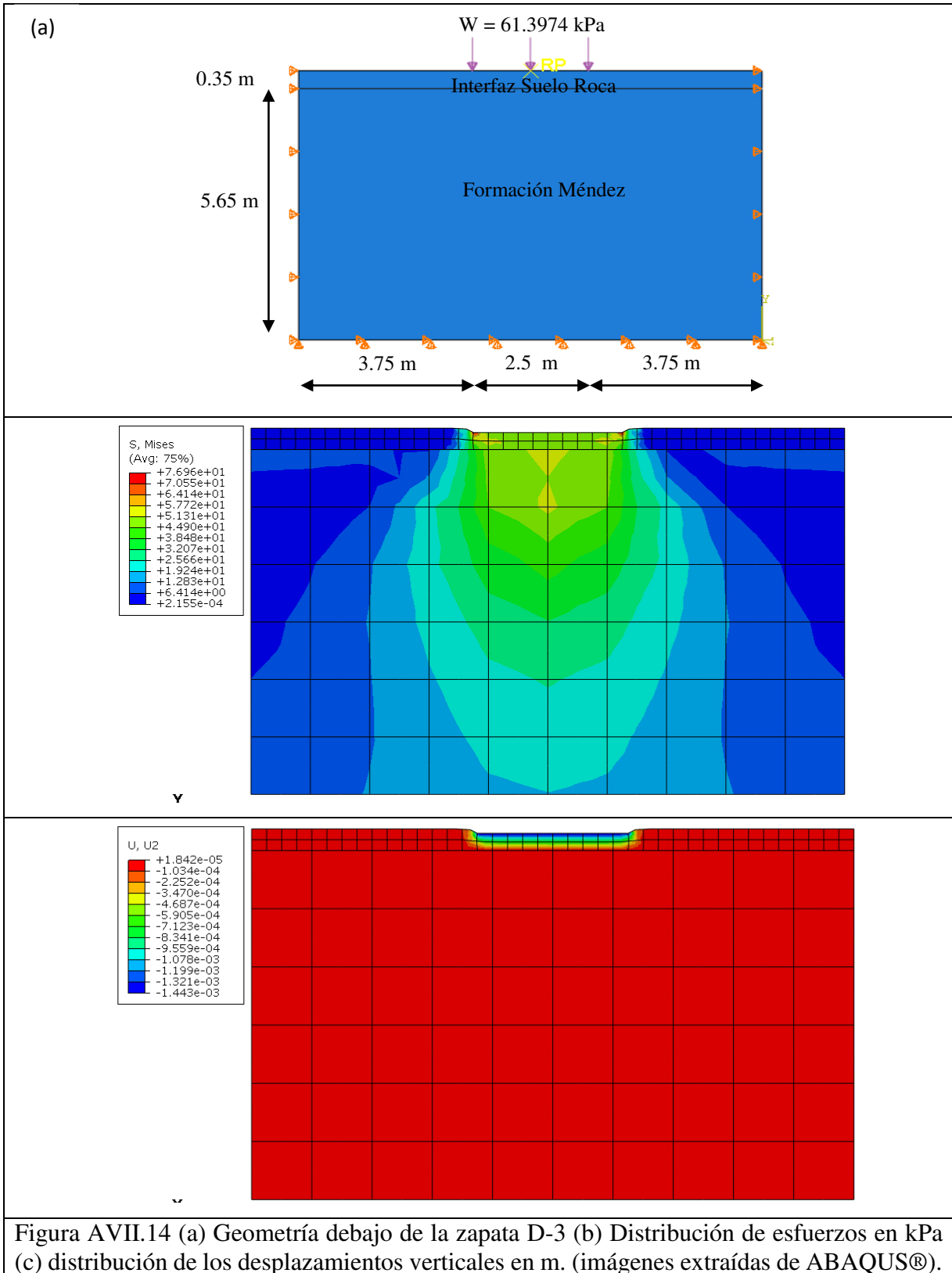
Zapata D-1



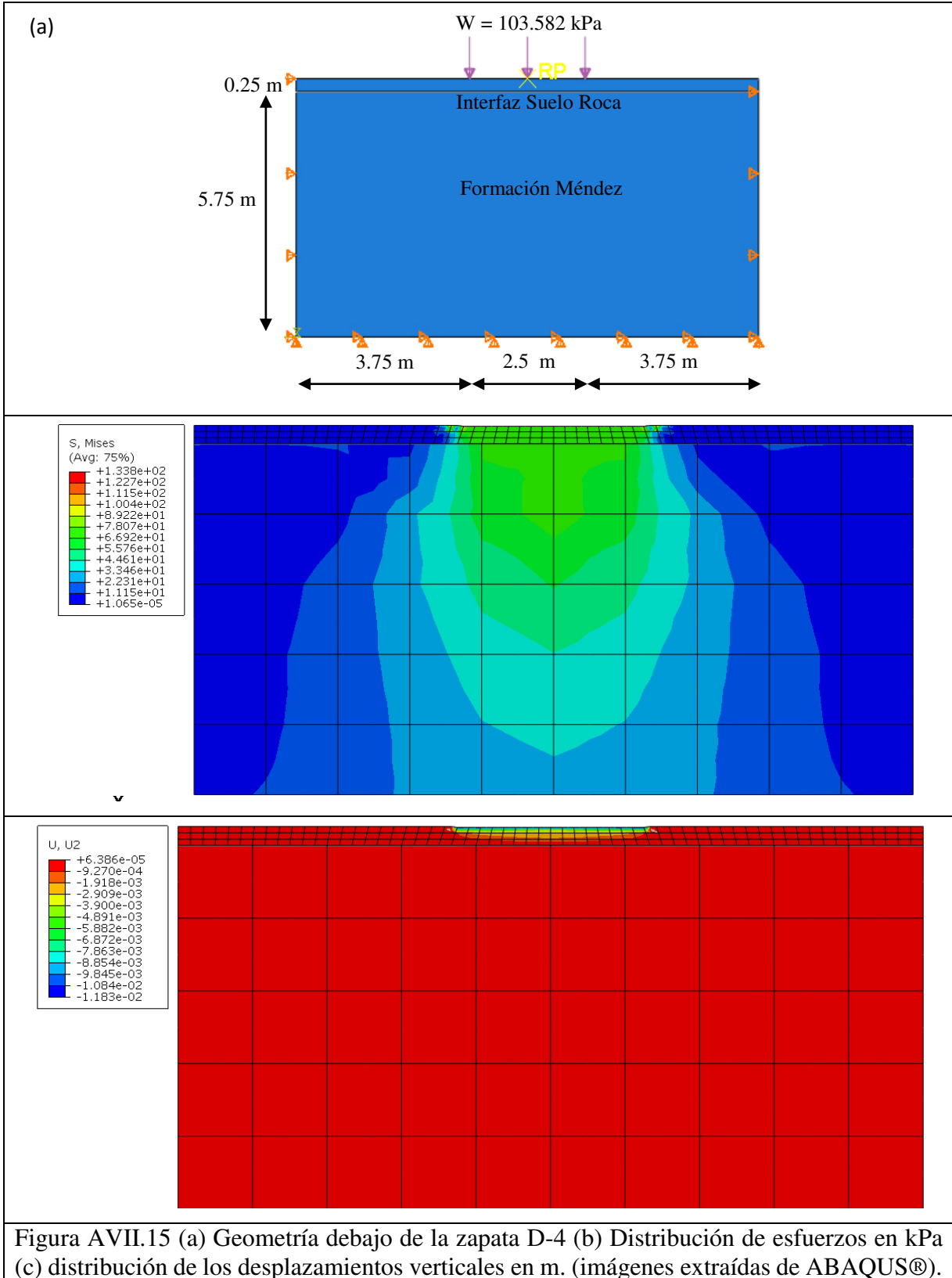
Zapata D-2



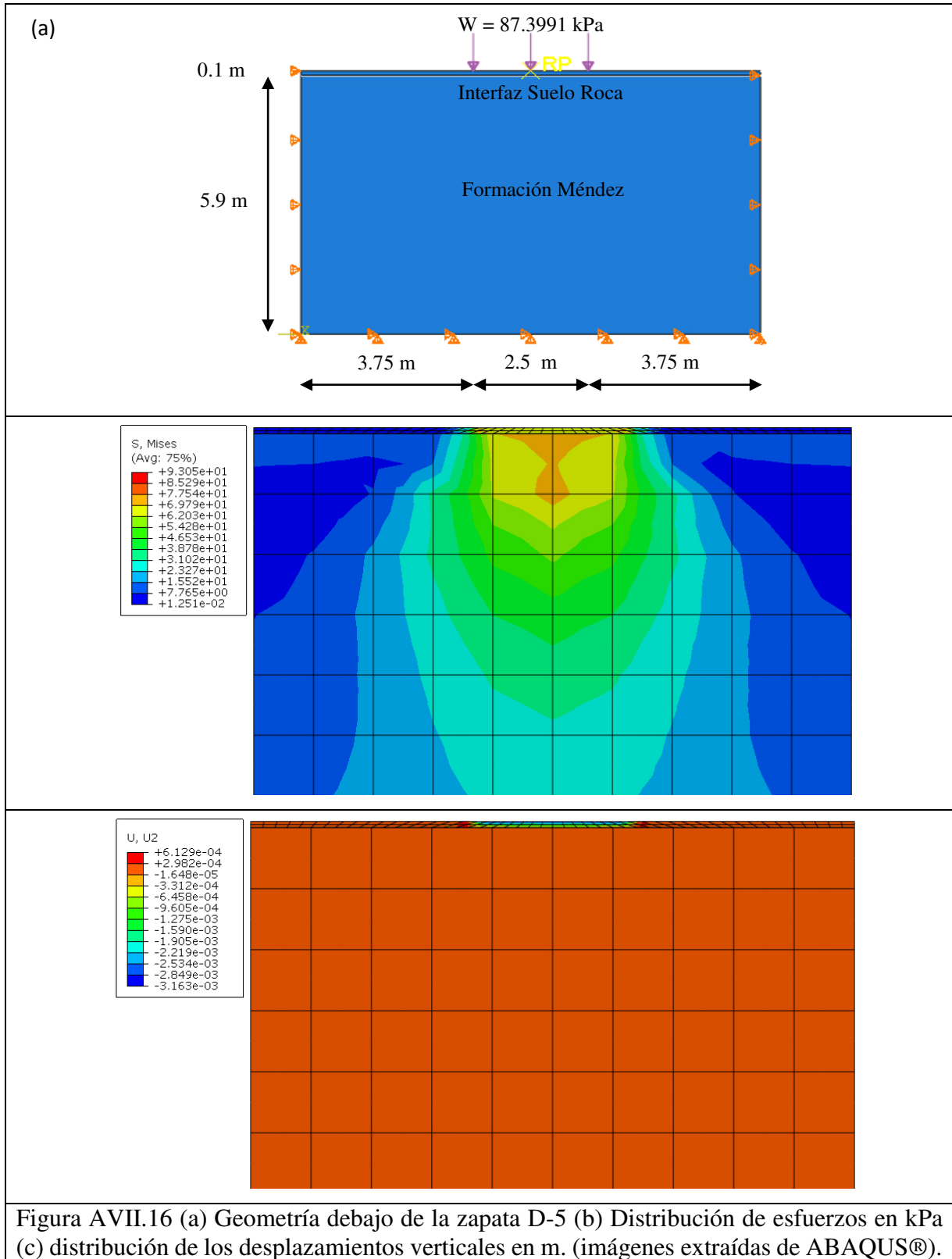
Zapata D-3



Zapata D-4



Zapata D-5



Zapata D-6

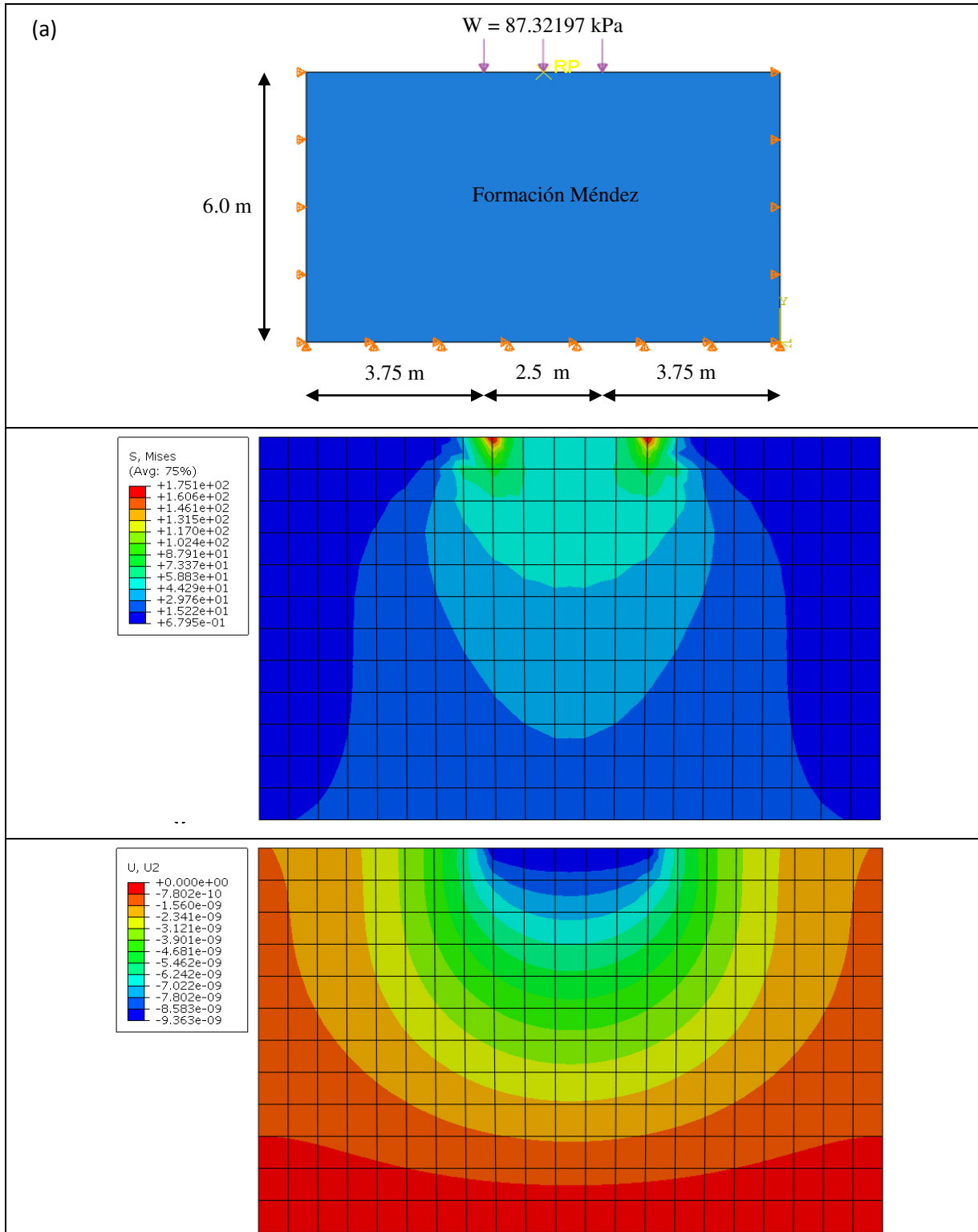


Figura AVII.17 (a) Geometría debajo de la zapata D-6 (b) Distribución de esfuerzos en kPa (c) distribución de los desplazamientos verticales en m. (imágenes extraídas de ABAQUS®).

Zapata D-7

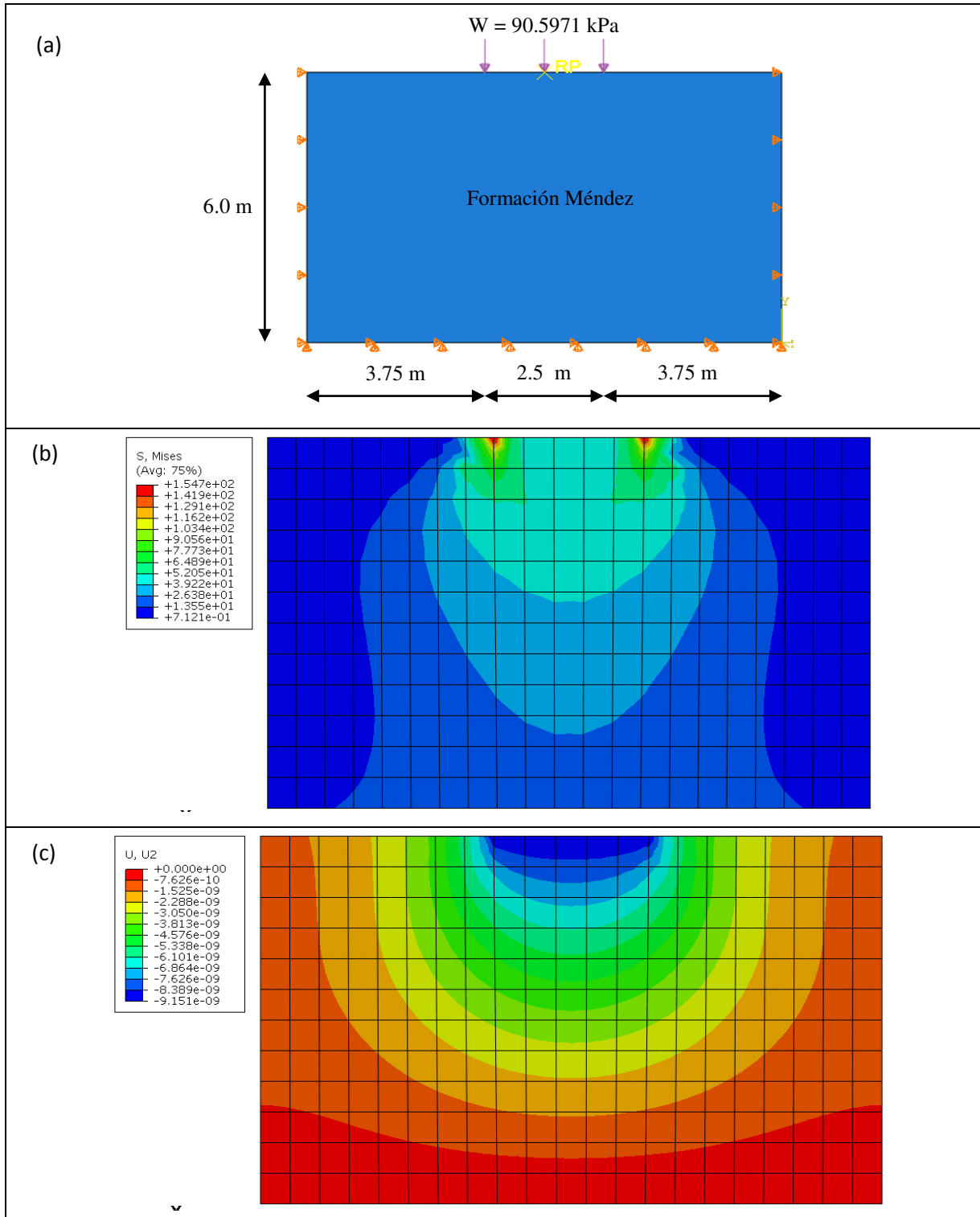


Figura AVII.18 (a) Geometría debajo de la zapata D-7 (b) Distribución de esfuerzos en kPa (c) distribución de los desplazamientos verticales en m. (imágenes extraídas de ABAQUS®).