



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
DE AGUASCALIENTES

**CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN  
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA E HIDRÁULICA**

**TESIS**

**ESTUDIO EXPERIMENTAL, GEOESTADÍSTICO Y NUMÉRICO  
SOBRE LOS PROCESOS DE FRACTURAMIENTO SUPERFICIAL.  
EL CASO DEL VALLE DE AGUASCALIENTES.**

**PRESENTA**

**Diego Humberto Frías Guzmán**

**PARA OBTENER EL GRADO DE  
DOCTOR EN CIENCIAS DE LOS ÁMBITOS ANTRÓPICOS**

**TUTOR**

**Dr. Martín Hernández Marín**

**INTEGRANTES DEL COMITÉ TUTORAL**

**Dr. Jesús Pacheco Martínez  
Dr. Ángel Eduardo Muñoz Zavala  
Dr. José Ángel Ortiz Lozano  
Dr. Eduardo Rojas González**

**Aguascalientes, Ags., a 22 noviembre del 2017**



UNIVERSIDAD AUTONOMA  
DE AGUASCALIENTES  
FORMATO DE CARTA DE VOTO APROBATORIO

**M. EN FIL. OMAR VAZQUEZ GLORIA**  
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS  
DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN  
P R E S E N T E

Por medio del presente como Tutor designado del estudiante **DIEGO HUMBERTO FRÍAS GUZMÁN** con ID 184960 quien realizó la tesis titulada: **ESTUDIO EXPERIMENTAL, GEOESTADÍSTICO Y NUMÉRICO SOBRE LOS PROCESOS DE FRACTURAMIENTO SUPERFICIAL. EL CASO DEL VALLE DE AGUASCALIENTES**, y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia, me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que él pueda proceder a imprimirla, y así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE  
"Se Lumen Proferre"  
Aguascalientes, Ags., a 8 de noviembre de 2017.

Dr. Martín Hernández Marín  
Tutor de tesis

Vo. Bo.  
Dr. Jesús Pacheco Martínez  
Cotutor de tesis

Vo. Bo.  
Dr. Ángel Eduardo Muñoz Zavala  
Cotutor de tesis

- ✓ c.c.p.- Interesado
- c.c.p.- Secretaría de Investigación y Posgrado
- c.c.p.- Jefatura del Depto. de Geotecnia e Hidráulica
- c.c.p.- Consejero Académico
- c.c.p.- Minuta Secretario Técnico



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
DE AGUASCALIENTES



Centro de Ciencias  
del Diseño y de  
la Construcción

Oficio: CCDC-D-378-2017  
Asunto: Conclusión de tesis

Dra. María del Carmen Martínez Serna  
Dirección General de Investigación y Posgrado  
PRESENTE

Por medio de este conducto informo que el documento final de tesis titulado: "ESTUDIO EXPERIMENTAL, GEOESTADÍSTICO Y NUMÉRICO SOBRE LOS PROCESOS DE FRACTURAMIENTO SUPERFICIAL. EL CASO DEL VALLE DE AGUASCALIENTES". Presentado por el sustentante: M. en Ing. Diego Humberto Frías Guzmán, con ID 184960, egresado del Doctorado en Ciencias de los Ámbitos Antrópicos, cumple las normas y lineamientos establecidos institucionalmente. Cabe mencionar que el autor cuenta con el voto aprobatorio correspondiente.

Para efecto de los trámites que al interesado convengan se extiende el presente, reiterándole las consideraciones que el caso amerite.

ATENTAMENTE

Aguascalientes, Ags., 15 de noviembre de 2017

"SE LUMEN PROFERRE"

M. en Fil. Omar Vázquez Gloria  
Decano del Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción

c.c.p.- Dr. Ricardo Arturo López León – Secretario de Investigación y Posgrado del CCDC  
c.c.p.- Dr. Alejandro Acosta Collazo – Secretario Técnico del Doctorado en C. de los Ámbitos Antrópicos  
c.c.p.- Dr. Martín Hernández Marín – Tutor de tesis del alumno  
c.c.p.- M. en Ing. Diego Humberto Frías Guzmán – Egresado del Doctorado en C. de los Ámbitos Antrópicos  
c.c.p.- Lic. Delia Guadalupe López Muñoz – Jefe Sección de Certificados y Títulos.  
c.c.p. - Archivo

OVG/rbv

## AGRADECIMIENTOS

A mi familia y a Paola, por alentar y apoyarme en el transcurso de mi formación profesional.

A la Universidad Autónoma de Aguascalientes, en especial a todas las personas que integran el programa del Doctorado en Ciencias de los Ámbitos Antrópicos, que me dieron la oportunidad de formar parte de este programa.

A mi tutor el Dr. Martín Hernández Marín, por dedicar su tiempo para la realización de este trabajo, dándome sus valiosos consejos y observaciones, y por su gran apoyo moral y brindarme su amistad.

A todos los profesores del doctorado por sus consejos y por brindarme su conocimiento que me dieron durante mis estudios y en la revisión de la tesis, en especial al Dr. Ángel Eduardo Muñoz Zavala.

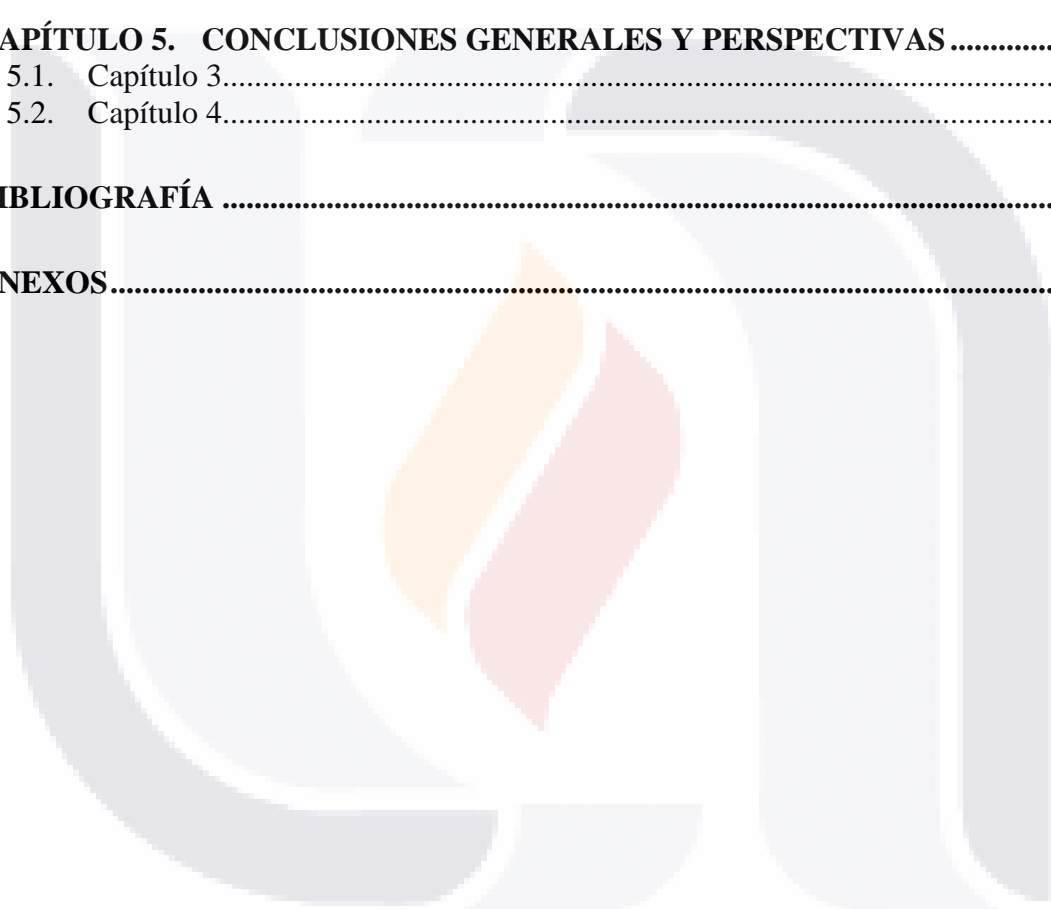
Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT), por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de doctorado.

A mis amigos compañeros del doctorado, por todo el apoyo, sus aportaciones intelectuales y su amistad, que hicieron agradable el tiempo dentro del doctorado.

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>3</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>4</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>7</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
1.1. Objetivos.....	12
1.2. Organización de tesis .....	13
<b>CAPÍTULO 2. FRACTURAMIENTO SUPERFICIAL Y SUBSIDENCIA.....</b>	<b>15</b>
2.1. Introducción.....	15
2.2. Estado actual del conocimiento del proceso de fracturamiento.....	17
<b>CAPÍTULO 3. RESISTENCIA A LA TENSIÓN.....</b>	<b>21</b>
3.1. Introducción.....	21
3.2. Elementos que alteran la resistencia a la tensión del suelo .....	21
3.3. Descripción de algunos aparatos para medir la resistencia a la tensión del suelo.....	27
3.3.1. Prueba de tensión indirecta.....	27
3.3.2. Prueba de tensión directa .....	30
3.3.3. Diferencias entre métodos .....	37
3.4. Materiales, equipo y preparación de muestras.....	38
3.5. Condiciones de pruebas de tensión.....	43
3.5.1. Pruebas en muestras de suelo alterado con variación en el contenido de agua.....	43
3.5.2. Pruebas en muestras de suelo alterado sometidas a un proceso de secado .....	44
3.5.3. Pruebas en muestras de suelo alterado. Mediciones a diferentes contenidos de agua durante el proceso de secado y de rehidratación de la muestra después del secado de la muestra.....	45
3.6. Resultados.....	45
3.7. Conclusiones.....	50
<b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS VERTICALES Y SU RELACIÓN CON LAS FRACTURAS SUPERFICIALES .....</b>	<b>51</b>
4.1. Introducción.....	51
4.2. Área de Estudio.....	53
4.3. Estimación de esfuerzos efectivos verticales.....	55

4.3.1. Creación de superficies de los estratos .....	56
4.3.2. Obtención de los espesores de los estratos. ....	59
4.3.3. Cálculo de esfuerzos efectivos .....	60
4.4. Relación espacial entre la variación del esfuerzo efectivo vertical y las fracturas superficiales observadas .....	61
4.4.1. Análisis de regresión lineal múltiple .....	64
4.5. Localización de zonas de peligro por fracturamiento en función de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales .....	67
4.6. Conclusiones.....	85
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES GENERALES Y PERSPECTIVAS .....</b>	<b>87</b>
5.1. Capítulo 3.....	87
5.2. Capítulo 4.....	88
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>89</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>95</b>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Panorama general sobre estudios de agrietamientos de suelos (Ávila, 2004). .....	18
Tabla 3.1. Medio granular con diferentes cantidades de líquido. ....	23
Tabla 3.2. Características principales de los suelos. El tamaño del grano fue estimado de acuerdo con ASTM (1998), y la densidad seca fue obtenida de acuerdo con IMT (2003). .....	39
Tabla 3.3. Cantidad de masa de suelo seco requerida para obtener la correspondiente densidad seca en el molde. ....	43
Tabla 3.4. Contenidos de agua correspondientes a los cinco tipos de suelo. ....	44
Tabla 3.5. Resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado. Contenido de agua aproximado al momento de la prueba: para suelo A 8.8 %, B 8.0 %, C 9.2 %, D 10.1 % y E 6.1 %. ....	46
Tabla 4.1. Valores de pesos específicos secos y saturados utilizados. Los datos fueron obtenidos de mediciones de muestras inalteradas de suelo del área de estudio. ....	61
Tabla 4.2. Ajuste del modelo. ....	66
Tabla 4.3. Análisis de la varianza para la significación de la regresión en la regresión múltiple. ....	67
Tabla 4.4. Prueba de coeficientes individuales de regresión .....	67

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Modos de fractura, Broek (1986). .....	16
Figura 3.1. Geometría de meniscos para el cálculo de tensión entre partículas de igual tamaño con ángulo de contacto diferente de cero.....	25
Figura 3.2. Aparato para prueba de doble golpe, Fang y Chen (1970).....	29
Figura 3.3. Aparato para la prueba Brasileña. ....	30
Figura 3.4. Aparato de tensión directa, Mikulitsch y Gudehus (1995):.....	31
Figura 3.5. Aparato utilizado por Ávila (2004) para pruebas con carga controlada.....	32
Figura 3.6. Aparato utilizado por Ávila (2004) para pruebas de deformación controlada.....	32
Figura 3.7. Aparato de tensión directa, Tang y Graham (2000). ....	33
Figura 3.8. Aparato de tensión directa, Kim (2001). ....	34
Figura 3.9. Prueba de tensión, Ibarra et al. (a) Prensa hidráulica. (b) Torno para suelo. (c) Aparato para la resistencia a la tensión. ....	35
Figura 3.10. Aparato de tensión directa, Nahlawi et al. (2004): (a) esquema del aparato de tensión, (b) molde de retención, y (c) ejemplo de la prueba de tensión con fractura desarrollada. ....	36
Figura 3.11. Aparato de tensión directa, Tamrakar et al. (2005). ....	37
Figura 3.12. Mapa de Aguascalientes. Localizaciones de las muestras obtenidas para las pruebas de tensión. ....	38
Figura 3.13. Esquema del aparato de tensión directa y de las placas de labrado. ....	40
Figura 3.14. Proceso de labrado de muestras de suelo inalterado. (a) Bloques de suelo cortado con disco de diamante; (b) reducción de la sección transversal con una segueta; (c) muestra labrada. ....	42
Figura 3.15. Prueba de tensión. (a) Placas de labrado y paredes fijas al aparato; (b) y (c) muestra de suelo fracturada por tensión. ....	42
Figura 3.16. Molde utilizado para pruebas con suelo alterado. (a) Molde fijado al aparato de tensión; (b) Muestra de suelo fracturada por tensión. ....	43



Figura 3.17. Valores promedio de la Resistencia a la tensión vs. contenido de agua en muestras de suelo alterado. ....48

Figura 3.18. Comparación de las resistencias a la tensión en igual contenido de agua. Las columnas Suelo inalterado son los promedios de las resistencias a la tensión de muestras de suelo inalterado; las columnas Suelo alterado 1 son las resistencias a la tensión de muestras de suelo alteradas con variación en el contenido de agua de moldeo; las columnas de Suelo alterado 2 son la resistencia a la tensión de muestras de suelo alterado con un proceso de secado. ....49

Figura 3.19. Resistencia a la tensión vs. contenido de agua en muestras alteradas de suelo C. ....49

Figura 4.1. Mecanismo de formación de fracturamiento según Budhu (2008). ....52

Figura 4.2. Información estratigráfica, topográfica y geológica del área de estudio. (a) Cortes estratigráficos (Zermeño-Villalobos, 2016); (b) Modelo digital de elevación (INEGI) y delimitación del área de estudio; (c) Geología del área de estudio. ....54

Figura 4.3. (a, b) Niveles estáticos del agua 2005 y 2016, y (c) descenso del nivel estático del agua del 2005 al 2016. ....56

Figura 4.4. Superficies tridimensionales de los estratos del área de estudio. (a) Conjunto de superficies de los estratos; (b) Superficies individuales de los estratos. (Acotado en metros).....58

Figura 4.5. Representación gráfica de la obtención de los espesores de los estratos respecto a un nivel Z. ....60

Figura 4.6. Esfuerzos efectivos a 1,700 metros s. n. m. del área de estudio.....63

Figura 4.7. Ejemplificación gráfica de las iteraciones del código de búsqueda de la fractura más cercana. ....63

Figura 4.8. Distancias y esfuerzos efectivos en la fractura más cercana. ....64

Figura 4.9. Diagrama de dispersión y plano de regresión. ....66

Figura 4.10. Esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana obtenidos de los esfuerzos efectivos a 1,700 metros sobre el nivel del mar del 2016.....69

Figura 4.11. Esquema de vista transversal de esfuerzo efectivo diferencial respecto a la fractura. (a) La fractura se localiza en la zona de mayor pendiente en el esfuerzo efectivo diferencial. (b) La fractura se localiza cerca de la zona de mayor pendiente en el esfuerzo efectivo diferencial. ....70

Figura 4.12. Esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana. (a) Promedios de esfuerzos efectivos diferenciales, (b) logaritmo de los promedios de esfuerzos efectivos diferenciales. ....72

Figura 4.13. Esquema de los datos perpendiculares de las fracturas. ....73

Figura 4.14. Promedios de los esfuerzos diferenciales de las fracturas. (a) Promedio de esfuerzos efectivos diferenciales, (b) Promedio de esfuerzos efectivos diferenciales en los que al menos 34 fracturas tengan dato a una misma distancia. ....74

Figura 4.15. Gráfica de pendientes promedio respecto a la fractura. Se tiene una pendiente de 0.2821 a la distancia de 14.2987 m. ....75

Figura 4.16. Gráfica de frecuencias acumuladas porcentual de la pendiente máxima alrededor de cada celda de esfuerzos efectivos del área de estudio. Incluye línea de regresión y coeficiente de determinación para el rango de pendientes de 0 a 0.10. ....76

Figura 4.17. Gráfica de pendientes promedio respecto a la fractura discriminando las pendientes menores o iguales que 0.10. ....77

Figura 4.18. Representación visual del algoritmo. ....79

Figura 4.19. Obtención de líneas con parámetros iguales o superiores a las pendientes promedio discriminando pendientes menores o iguales 0.10. ....80

Figura 4.20. Gráfica de comparación de las pendientes promedio respecto a la fractura sin considerar las pendientes menores o iguales que 0.10, 0.15 y 0.20. ....81

Figura 4.21. Obtención de líneas con parámetros iguales o superiores a las pendientes promedio discriminando pendientes menores o iguales a: (a) pendientes 0.15, (b) pendientes 0.20. ....82

Figura 4.22. Zooms de regiones con líneas de parámetros iguales o superiores a las pendientes promedio discriminando pendientes menores o iguales a 0.15. ....84

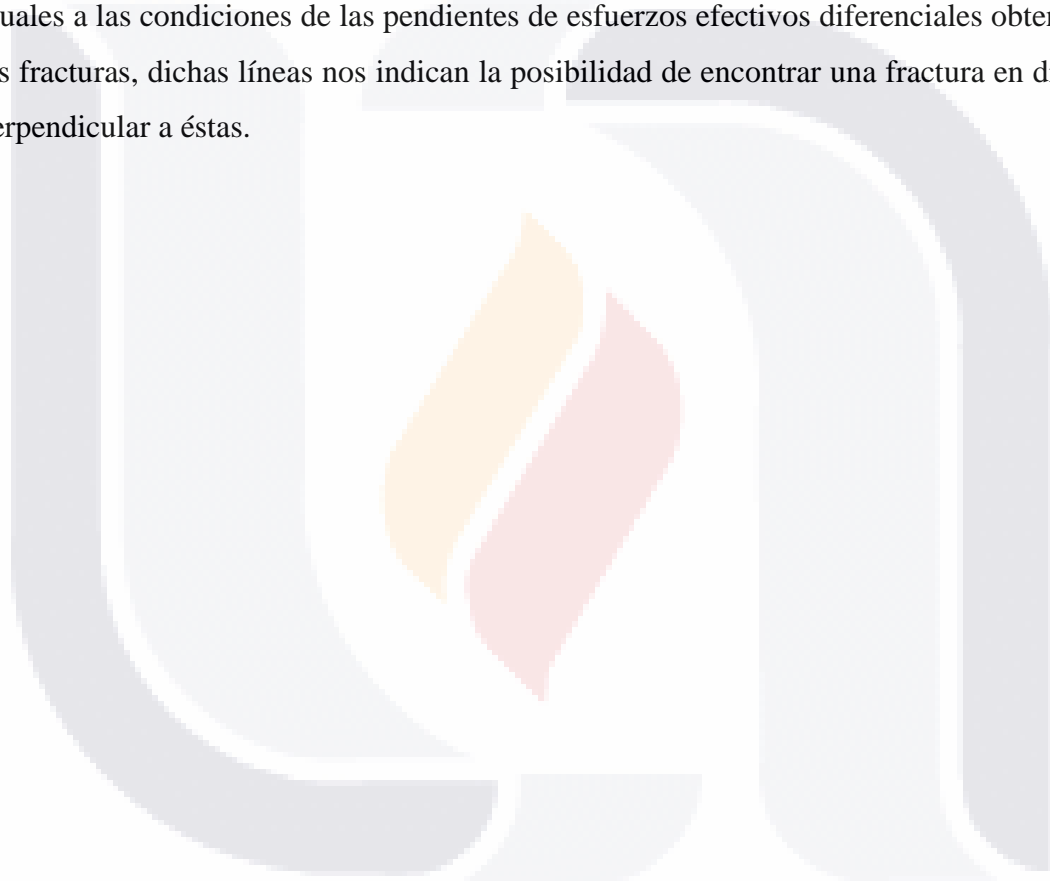
## RESUMEN

En este trabajo se investigó uno de los parámetros del suelo, relevante en el proceso de formación de fracturas por tensión: la resistencia a la tensión del suelo. Para llevar a cabo esto se construyó un nuevo aparato de tensión directa, en el cual se hicieron pruebas en muestras alteradas e inalteradas de suelo arenoso obtenidas dentro del Valle de Aguascalientes, lugar en el que se presentan problemas de fracturamientos superficiales originados principalmente por subsidencia. También se desarrolló y utilizó un modelo numérico estadístico, mismo que analiza la relación entre la variación de los esfuerzos efectivos y las fracturas existentes en un área que comprende parte de la zona urbana de los municipios de Aguascalientes y Jesús María.

Se hizo una caracterización de los suelos arenosos obtenidos para la medición de la resistencia a la tensión, obteniendo características granulométricas, densidad y relación de vacíos. Luego se evaluaron las resistencias a la tensión de los suelos mediante pruebas de tensión directa con carga controlada. Para las muestras inalteradas se realizó un proceso de labrado del suelo, y para las muestras alteradas se utilizó un molde en el cual se moldeó el suelo. En el caso de las muestras alteradas, éstas fueron compactadas de tal modo que se obtuviera una densidad seca lo más similar posible al estado inalterado del suelo, con el fin de hacer un análisis comparativo entre muestras inalteradas y alteradas. Los resultados se compararon con un contenido de agua similar al de las muestras inalteradas al momento de ser sometidas a tensión, donde para el caso de muestras de suelo alterado, el proceso para obtener el contenido de agua requerido fue diferente: a) para un grupo de pruebas, el suelo se compactó con el contenido de agua similar al del suelo inalterado, b) en otro grupo de muestras, el suelo se compactó totalmente saturado, y se dejó secar hasta llegar al contenido de agua requerido. De los resultados obtenidos, se observa una mayor resistencia a la tensión en muestras de suelo inalterado, mientras que la resistencia a la tensión en muestras alteradas, en el caso de las muestras sometidas a un proceso de secado, estas se aproximaron más a los resultados obtenidos en muestras inalteradas.

Para el estudio de la relación entre la variación de los esfuerzos efectivos sobre un plano horizontal debajo del nivel del agua subterránea y la formación de fracturas, se realizó un

modelo de regresión lineal múltiple para determinar si las fracturas existentes en el área de estudio están relacionadas con los esfuerzos efectivos diferenciales. De los esfuerzos efectivos diferenciales respecto a las fracturas del área se obtuvieron los promedios de las pendientes obtenidas de los esfuerzos efectivos diferenciales entre la distancia respecto a la fractura, con los cuales se realizó un análisis para localizar zonas de peligro por fracturamiento. Las zonas localizadas están formadas por líneas, estas líneas representan las direcciones en que las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales son mayores o iguales a las condiciones de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales obtenidas de las fracturas, dichas líneas nos indican la posibilidad de encontrar una fractura en dirección perpendicular a éstas.



## ABSTRACT

In this work we investigated one of the parameters of the soil, relevant in the process of fracture formation by tension: the resistance to the tension of the soil. In order to study this parameter, a new direct tension apparatus was designed. Disturbed and undisturbed samples of sandy soil obtained inside the Valley of Aguascalientes (where surface fracturing problems are originated mainly by subsidence) were tested. A statistical model was developed and used for analyzing the relationship between the variation of the effective stress and the fractures in an area that includes part of the urban area of the municipalities of Aguascalientes and Jesús María.

A characterization of the sandy soils obtained for the measurement of the tensile strength was obtained, as well as characteristics of the soil such as grain size, density and void ratio. The tensile strengths of the soils were then evaluated by direct tension tests. For undisturbed soil preparation, the samples were carved, and for the disturbed samples a mold was used in which the soil was compacted. In the case of the disturbed samples, they were compacted at similar dry density to the undisturbed state of the soil, in order to make a comparative analysis of tensile strength between undisturbed and disturbed soil samples. The results were compared at similar water content to the undisturbed samples at the time of test, for disturbed soil samples, the process to obtain the required water content was different: a) for a group of tests, the soil was compacted with the water content similar to that of the undisturbed soil, b) in another group of tests, the soil was compacted totally saturated, and then allowing them to dry until the required water content was reached. From the results obtained, a higher tensile strength was observed in unaltered soil samples, while the tensile strength in altered samples, in the case of the samples subjected to a drying process, were more closely related to the results obtained in unaltered samples.

For the study of the relationship between the variation of the effective stresses over a horizontal plane under groundwater level and the formation of fractures, a multiple linear regression analysis was performed to determinate if the fractures from a study area are related with differential effective stresses. From the differential effective stresses respect to the fractures in the area, the mean slopes were obtained, with these mean values, an

analysis was performed to locate danger zones by fissuring. The zones were represented by lines that represent the directions in which the slopes of differential effective stresses are greater or equal than the conditions of the slopes of effective differential stresses obtained from the fractures, these lines instead, indicate the likelihood of finding a fissure in perpendicular direction to them.



## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos de fracturamientos superficiales y subsidencia son problemas muy importantes y complejos que se presentan en la ingeniería, por lo cual, la caracterización geotécnica del suelo es fundamental para obtener información que nos pueda brindar los parámetros básicos necesarios para predecir su comportamiento. En algunos lugares la causa principal de estos fenómenos es la extracción del agua subterránea, la cual provoca un incremento en los esfuerzos efectivos en el suelo, ocasionando el hundimiento progresivo y generalizado de esta superficie (subsidencia), la cual se presenta de manera irregular y viene acompañada por fracturamiento del subsuelo.

Aguascalientes es uno de los estados de México en el que se presentan problemas de subsidencias y fracturamientos debido a la extracción de agua subterránea, en la que ambos fenómenos afectan a la infraestructura urbana (Zermeño et al., 2004; Pacheco-Martínez et al., 2013). Debido al incremento de la población, al desarrollo de la industrialización, y a la agricultura se han intensificado la magnitud de estos fenómenos. A causa de que los efectos de ambos fenómenos, por lo general, se observan a largo plazo, los afectados no cuentan con programas de ayuda social o con elementos legales para ampararse o reclamar. Si la subsidencia o el fracturamiento no son evidentes, los estudios de mecánica de suelos requeridos para los permisos de construcción no son suficientes para detectar estos problemas. En el caso de la presencia evidente de fracturas, mientras no existan reglamentos de construcción en los que se definan las medidas específicas a tomar, las reclamaciones por los afectados no procederán.

Las condiciones de vulnerabilidad en que se encuentran cientos de edificaciones ante el fracturamiento del suelo, han puesto en evidencia la falta del conocimiento del comportamiento de las fracturas por tensión y cortante que han provocado en parte la sobre explotación del agua subterránea por lo cual surge la necesidad de identificar las fracturas y predecir las zonas de una posible fractura. Por lo cual, se necesita definir un proceso que permita dar seguimiento de las fracturas y la identificación de posibles fracturas por tensión o cortante, debido a los esfuerzos inducidos naturales y antropogénicos. El fracturamiento del suelo es un fenómeno en el que intervienen varios factores en el que se requiere de un

análisis para identificar el factor principal que origine el fracturamiento, por lo que en su caracterización deben involucrarse diferentes disciplinas (Carreón-Freyre, 2011). Actualmente existen diversos trabajos con distintos enfoques sobre el fenómeno de fracturamiento en el suelo, donde el principal enfoque son los estudios para predecir el inicio y la propagación de las fracturas.

Uno de los principales parámetros relacionado con la formación de fracturas es la resistencia a la tensión del suelo. Los esfuerzos tensionales actuantes sobre el suelo que superan la resistencia a la tensión natural del suelo ocasionan fracturas no deseables afectando la estabilidad mecánica del suelo (Fang y Chen, 1970; Lutenegeger y Rubin, 2008). Existe poca información sobre la resistencia a la tensión del suelo, debido a la dificultad para medir su magnitud, siendo más difícil obtener mediciones en muestras con suelo inalterado. En años recientes, se ha incrementado el interés en el entendimiento y en el análisis de la resistencia a la tensión del suelo, generando avances en el estudio de fracturamiento por tensión.

### **1.1. Objetivos**

Uno de los objetivos generales del trabajo es realizar un estudio experimental sobre la resistencia a la tensión del suelo, la cual es una de las propiedades mecánicas que intervienen en el estudio del fracturamiento del suelo. También se tiene como objetivo general aportar conocimiento al proceso de zonificación de peligro por fracturamiento mediante el estudio de la variación del esfuerzo efectivo vertical sobre un plano horizontal debajo del nivel estático del agua y su relación con las fracturas superficiales.

Los objetivos particulares del presente trabajo son:

Para la realización del estudio de la resistencia a la tensión se tiene como objetivo el diseño de un aparato de tensión directa en el que se puedan obtener mediciones en muestras inalteradas, para llevar a cabo un estudio experimental comparativo de la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado y altera variando el contenido de agua.



Otro de los objetivos particulares es desarrollar una metodología basada en el análisis de los esfuerzos efectivos verticales para definir regiones con posibilidades de formación de fracturas y a la vez nos indique la dirección de las fracturas, tal metodología se aplica en un área dentro del valle de Aguascalientes.

## **1.2. Organización de tesis**

Éste trabajo está integrado por cinco capítulos y el apartado anexos. El capítulo dos, contiene conceptos teóricos. Se describen los conceptos de fractura y subsidencia. Se muestra una revisión general sobre el estado actual del conocimiento del proceso de fracturamiento.

El capítulo tres, se muestra información sobre la resistencia a la tensión, factores que la afectan y técnicas de medición. Se presenta un estudio experimental de la medición de la resistencia a la tensión, se describen los materiales utilizados, el programa experimental y un nuevo aparato diseñado para medir la resistencia a la tensión de muestras inalteradas. Se muestran y discuten los resultados del programa experimental, y las conclusiones derivadas del estudio experimental.

El capítulo cuatro, presenta un análisis de los esfuerzos efectivos verticales en un área del valle de Aguascalientes, que comprende parte del área urbana del municipio de Aguascalientes y Jesús María. Se describe un procedimiento para la estimación de los esfuerzos efectivos verticales mediante el uso del software QGIS. Se plantea un modelo de regresión lineal múltiple para cuantificar la relación espacial entre la variación de los esfuerzos efectivos verticales y las fracturas superficiales que se encuentran en el área de estudio. Se describe un procedimiento en el cual se desarrolla un algoritmo para encontrar dentro del área de estudio líneas que indican direcciones en que las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales respecto a un punto sea mayor o igual a los promedios obtenidos de las pendientes de los esfuerzos efectivos diferenciales de las fracturas del área de estudio, de este análisis se obtuvieron mapas de zonificación de peligro por fracturamiento. El capítulo incluye conclusiones derivadas de los análisis realizados.

En el capítulo cinco se presentan las conclusiones generales y perspectivas relacionados con los resultados obtenidos de los capítulos tres y cuatro.

En los anexos se incluyen códigos de lenguaje de programación empleados para obtener y generar los datos necesarios para el análisis de esfuerzos efectivos realizado en el capítulo cuatro.



## **CAPÍTULO 2. FRACTURAMIENTO SUPERFICIAL Y SUBSIDENCIA**

### **2.1. Introducción**

Existen diferentes definiciones de fractura en el suelo, algunas de ellas son: una fractura en el suelo es la separación de materiales geológicos en el subsuelo o en la superficie cuando su resistencia es menor al esfuerzo que se le aplica (Carreón-Freyre, 2011), otra definición corresponde con una discontinuidad macroscópica planar que ha sido resultado de esfuerzos que han excedido la resistencia a la ruptura (Stearns, 1968).

El problema del estudio de fracturamiento en suelos se debe a que es un proceso complejo, en el que la magnitud de los esfuerzos actuantes en suelo sobrepasa la resistencia natural del suelo es lo que determina el inicio de dicho proceso. Además el fracturamiento es un proceso que evoluciona con el tiempo, ya que surgen nuevas fracturas o se reanuda el proceso en las ya existentes, ocasionando variaciones en las condiciones iniciales de estabilidad mecánica del suelo (Carreón-Freyre, 2011).

Broek (1986), planteó que una fractura en un sólido puede verse sometida a esfuerzos en tres modos diferentes los cuales son (figura 2.1):

- Modo I o de apertura: la fractura se abre debido a la aplicación de tensiones normales al plano de falla.
- Modo II o deslizamiento: debido a la aplicación de esfuerzo cortante en el plano de fractura, se producen desplazamientos longitudinales de las superficies en dicho plano.
- Modo III o de desgarre: corresponde al desplazamiento de las superficies de fractura en sentidos opuestos, debido a la aplicación de esfuerzo cortante en planos diferentes al plano de fractura.

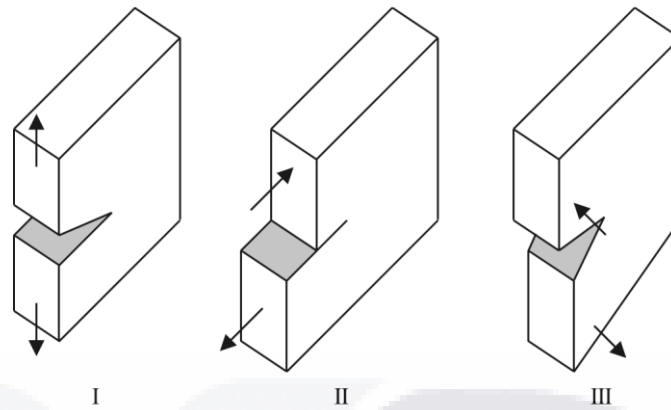


Figura 2.1. Modos de fractura, Broek (1986).

En el suelo la situación más común de fracturamiento es el modo I y el modo II, habiendo casos en los que es una combinación de ambos modos.

Según Corapcioglu (1984), la subsidencia terrestre es un fenómeno que implica el asentamiento de la superficie de la Tierra en un área extensa debido a varios factores, que pueden ser naturales o causados por el impacto de una gran variedad de actividades humanas (Vázquez-Carretero y De-Justo-Alpanés, 2002). La subsidencia es un fenómeno que tiene lugar debido a la extracción de sólidos o fluidos del subsuelo, que se manifiesta en la compactación paulatina o súbita de la masa de suelo de la cual se extraen éstos (Arzate et. al, 2006). En particular, el fenómeno de la subsidencia se observa frecuentemente en cuencas sedimentarias debido a la extracción de grandes volúmenes de agua del subsuelo.

Frecuentemente el fenómeno de la subsidencia viene acompañado por fracturas o agrietamientos que dañan la infraestructura urbana (Carreón-Freyre, 2011). Las deformaciones ocasionadas en el suelo mayormente en el ejercicio de la ingeniería son debido a cargas superficiales, sin embargo la deformación presentas en suelo también se puede presentar por la disminución del volumen del líquido que contiene el suelo, y el efecto que puede ocasionar puede llegar a ser considerable. Por lo que el descenso en los niveles piezométricos de los sistemas acuíferos asociado a la extracción de agua subterránea se presenta como un factor de deformación del suelo, siendo un proceso en el

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

cual el agua contenida en los poros fluye a través del suelo saturado, partiendo de una posición inicial del nivel freático hacia una condición final. El fenómeno de subsidencia ha sido analizado usando teorías de consolidación y de deformación de suelo, formuladas principalmente para suelos saturados.

El basamento rocoso también influye en la aparición y localización de fracturas (Jachens y Holzer, 1982; Rojas et al., 2002; Zermeño et al., 2004; Arzate et al., 2006), en la que la topografía del basamento influye en la variación de los esfuerzos internos del suelo, presentándose fuerzas de tensión y cortante. Por lo que la identificación de las irregularidades del basamento es por lo tanto clave para la ubicación de zonas potencialmente propicias al fracturamiento. La configuración geométrica del basamento así como su ubicación a profundidad son factores importantes para evaluar la magnitud de las deformaciones en la masa de suelo sobre la cual se llevan a cabo los desarrollos urbanos.

## **2.2. Estado actual del conocimiento del proceso de fracturamiento**

El estudio para conocer el proceso de inicio, dirección y profundidad del fracturamiento es un estudio que se encuentra en desarrollo. Existen varios estudios que buscan resolver las interrogantes, en donde se asume que la resistencia a la tensión del suelo es un parámetro importante en el proceso de fracturamiento.

La mayoría de los modelos sobre el estudio de la fracturación son sobre suelos arcillosos. Muchos de estos estudios tratan de explicar o plantear cuales son los mecanismos y condiciones que propician el inicio de fracturación y su propagación debido a la pérdida de humedad, en el caso de las arcillas se ha estudiado las grietas por desecación.

Ávila (2004) hace una gran aportación haciendo una clasificación de los estudios relacionados al fracturamiento del suelo encontrados en la literatura, la cual se compone de 5 categorías, las cuales son:

1. Estudios de morfología y evolución de grietas.
2. Estudios de agrietamiento asociados a problemas locales específicos.
3. Estudios de variables individuales que intervienen en el agrietamiento de suelos.

4. Modelos de inicio, propagación y distribución espacial de grietas.
5. Estudios del comportamiento de suelos agrietados.

En la tabla 2.1 presentada por Ávila (2004), muestra la descripción de estas 5 categorías y del estado del conocimiento.

Tabla 2.1. Panorama general sobre estudios de agrietamientos de suelos (Ávila, 2004).

Enfoque general (Descripción)	Tipos de Estudio	Aplicaciones	Estado del Conocimiento
Estudios de morfología y evolución de grietas (Se describen características geométricas tales como longitud, profundidad, inclinación, abertura, patrón de agrietamiento, etc. También se indican cambios morfológicos en el tiempo).	Identificación de grietas in-situ.	Permiten identificar características y magnitud de un problema regional o local y plantear hipótesis sobre sus posibles causas y evolución	La orientación superficial del agrietamiento es fácil de determinar pero la abertura y orientación en profundidad son difíciles de determinar in-situ
	Campos de prueba instrumentados.	Permiten conocer con una buena precisión la evolución morfológica de las grietas y relacionarla con variables medidas	En los pocos estudios existentes se ha logrado identificar las condiciones particulares de inicio y evolución de las grietas y esta información se ha usado para calibrar modelo.
	Estudios en muestras de laboratorio y en lisímetros.	Se puede analizar de manera sistemática el efecto de distintas variables que intervienen como la humedad, densidad, geometría, humedad relativa, temperatura, etc.	Existen algunos estudios de caracterización con muestras que se someten a desecación y se controlan las variables.
	Estudios de micro agrietamiento.	Ayuda a identificar mecanismos de inicio y propagación de grietas y su relación con la microestructura.	Hay estudios de micro agrietamientos por corte pero no por tensión. Existen varios estudios sobre otros materiales como hormigón y acero
Estudios de agrietamiento asociados a problemas locales específicos (Las grietas se estudian como un efecto secundario, asociado a ciertos fenómenos locales).	Agrietamientos por subsidencia.	Su estudio se relaciona con las grandes deformaciones por consolidación del terreno y en general se asocian a extracción de agua subterránea y a condiciones geológicas locales	Son estudios de carácter regional que se concentran especialmente en aspectos morfológicos de las grietas y en su relación con condiciones geológicas e hidrogeológicas locales.
	Agrietamientos por presencia de árboles.	Se aplican mucho para identificar causas de deterioro en obras civiles y para diseñar medidas correctivas.	Existe buena información sobre estudios de caso, pero falta profundizar sobre mecanismos de transmisión de la succión y su relación con las condiciones de evolución de los agrietamientos
	Agrietamientos por eventos sísmicos o volcánicos	El estudio de las grietas post evento es importante para conocer las características y magnitud del mismo	Los agrietamientos en estos casos se asocian más a mecanismos de corte que de tensión. Es campo de estudio de la ingeniería sísmológica
Estudios de variables individuales que interviene en el agrietamiento de suelos (Son estudios muy específicos fundamentalmente de carácter investigativo sobre las propiedades mecánicas e hidráulicas que intervienen en el agrietamiento de suelos).	Características de retracción y expansión	Estas son propiedades que deben conocerse puesto que intervienen de manera directa en los mecanismos que gobiernan el fenómeno del agrietamiento de los suelos.	Actualmente hay buenos conocimientos y técnicas experimentales y numéricas para evaluar propiedades de deformación en suelo, donde se incluye la succión como variable importante. Se necesita mayor estudio respecto a las restricciones al desplazamiento durante la contracción.
	Resistencia a la tensión	Son importantes para conocer las condiciones de inicio de las grietas	Los estudios de resistencia a la tensión son escasos y no hay información sobre relaciones tensión-deformación-succión. Se requiere de estudios sistemáticos.

Tabla 2.1. Panorama general sobre estudios de agrietamientos de suelos (Ávila, 2004).  
(Continuación)

<p>Estudios de variables individuales que interviene en el agrietamiento de suelos (Son estudios muy específicos fundamentalmente de carácter investigativo sobre las propiedades mecánicas e hidráulicas que intervienen en el agrietamiento de suelos).</p>	<p>Mecánica de fractura (MF)</p>	<p>En suelos su aplicación es relativamente reciente y escasa, pero es de utilidad para estudiar mecanismos de propagación de grietas.</p>	<p>Hay pocos estudios donde se aplique la MF en suelos y se requiere de mayor investigación sistemática. Escasas investigaciones sobre el efecto de tamaño.</p>
<p>Modelos de inicio, propagación y distribución espacial de grietas (Son modelos que buscan representar los mecanismos y procesos de agrietamiento a partir de la interrelación de las variables que intervienen. Con estos modelos se intenta predecir comportamientos bajo ciertas condiciones conocidas).</p>	<p>Modelos físicos unidimensionales de inicio y propagación de grietas</p>	<p>Buscan identificar las condiciones particulares de inicio de una grieta y hasta que profundidad se prolongará a partir de variables físicas conocidas.</p>	<p>Los modelos de inicio de grietas se basan en resistencia a la tensión y trayectorias de tensiones. Los de extensión de grietas en condiciones de tensión, en índice de poros crítico o en MF.</p>
	<p>Modelos físicos de distribución espacial de grietas.</p>	<p>Los modelos básicos buscan estimar la distancia entre grietas y los más avanzados la orientación y distribución espacial de múltiples grietas.</p>	<p>En los modelos básicos la estimación de distancia entre grietas es semiempírica. Los modelos netamente físicos que permitan predecir orientación y distribución de grietas no se han desarrollado aún.</p>
	<p>Modelos probabilísticos de distribución espacial de grietas.</p>	<p>A partir de ciertas reglas basadas en propiedades generales observadas en procesos de agrietamiento se hacen simulaciones que teóricamente permiten aproximarse a la condición de agrietamiento real, que es tridimensional.</p>	<p>Dada la complejidad de simular con modelos físicos todo el proceso de agrietamiento multidimensional, ésta podría ser aproximada. El problema es que no tiene en cuenta de forma explícita, variables importantes que intervienen, como la resistencia a la tensión, la MF o las características de retracción.</p>
<p>Estudios del comportamiento de suelos agrietados (Se estudian los efectos de las grietas sobre las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, sin que el interés principal sea explorar sobre la causa de tales agrietamientos).</p>	<p>Estudios experimentales y numéricos sobre resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad de suelos.</p>	<p>Muy útiles para determinar comportamiento de obras civiles, para prever el efecto del agrietamiento en el comportamiento del suelo y para la adopción de medidas correctivas en sitios con problemas.</p>	<p>Hay estudios sobre cierto tipo de arcillas, donde se muestra que la influencia de las grietas en la resistencia y la deformación es poca si la abertura es pequeña, pero aumenta con la apertura. El flujo en los suelos agrietados es muy superior a través de las grietas, incluso si éstas están aparentemente cerradas.</p>
	<p>Modelos de flujo que tiene en cuenta el efecto del agrietamiento en los suelos.</p>	<p>De gran utilidad en problemas hidrogeológicos, agrológicos y ambientales, también se pueden aplicar a evaluación en obras civiles como presas o taludes.</p>	<p>Existen modelos que involucran el efecto de las grietas y su evolución en las condiciones de flujo pero no están muy ligados con los mecanismos físicos de inicio y propagación de grietas.</p>

Actualmente, la línea de investigación de mayor interés en el estudio del fenómeno de fracturamiento en suelo es el desarrollo de modelos que puedan predecir la aparición de nuevas fracturas y la evolución de las ya existentes.





## **CAPÍTULO 3. RESISTENCIA A LA TENSIÓN**

### **3.1. Introducción**

Una de las definiciones de la resistencia a la tensión que emplean los autores de estudios de la resistencia a la tensión (Péron, 2008), consideran que es el valor de esfuerzo neto negativo menor para el que se produce la fractura a tensión a través de la formación de una discontinuidad perpendicular a la dirección del esfuerzo de tensión. También se ha considerado a la resistencia a la tensión (Schubert, 1975) como la máxima fuerza de tensión por unidad de área transversal del material sobre un plano perpendicular a la dirección en la que se aplica la tensión (tensión uniaxial).

En éste capítulo se describe algunos de los métodos existentes para la medición de la resistencia a la tensión del suelo y los factores que la alteran. También se presentan los resultados de un análisis experimental comparativo entre la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado y alterado.

### **3.2. Elementos que alteran la resistencia a la tensión del suelo**

La resistencia a la tensión en el suelo está influenciada principalmente por la unión o la energía de contacto entre los agregados del suelo, como resultado de varias fuerzas físico-químicas entre partículas (la repulsión o atracción eléctrica de doble capa), la cementación debida a la precipitación, y la succión (Lu et al., 2007). Algunos estudios experimentales han demostrado que el contenido de agua en el suelo puede causar variación en la magnitud de la resistencia a la tensión debido a cambios en las fuerzas que contribuyen a la resistencia a la tensión, como los mencionados anteriormente (Fang y Daniels, 2006).

Para materiales no cohesivos como las arenas es generalmente aceptado en ingeniería que estas presentan resistencia al cortante y una poca o nula resistencia a la tensión. Materiales cohesivos como arcillas, tienen una mayor resistencia. El incremento de la cohesión está asociado con una parcial saturación en materiales como las arenas. A lo cual la cohesión tiende a cero sí el suelo subsecuentemente es saturado. La resistencia a la tensión del suelo varía con el contenido de agua, los factores sobre los que depende la resistencia dependen

de esto, por lo que se puede dividir en tres estados: el estado seco, el estado parcialmente saturado y el estado saturado (Fang y Daniels, 2006).

Para el estado seco del suelo, la resistencia a la tensión depende de los cementantes y capas adhesivas, que son los responsables de mantener juntas a las partículas individuales. La fuerza de cementación de estas capas depende de sus propias características físicas y químicas. La fuerza de adherencia también depende de la distribución del tamaño de las partículas del suelo (fricción) y cohesión (Fang y Daniels, 2006).

Para el estado parcialmente saturado, la resistencia a la tensión se desarrolla debido a la tensión superficial (succión) y las propiedades fisicoquímicas. Para el estado parcialmente saturado el incremento de humedad puede favorecer la resistencia a la tensión hasta un grado óptimo de saturación, pasando este punto la fuerza de atracción entre las partículas tiende a disminuir (Ávila, 2004; Ibarra et al., 2005), por lo que el comportamiento de la resistencia a la tensión en éste estado depende del grado de saturación o del valor de la succión.

Para el estado saturado, la cantidad de agua diluye la concentración de las partículas del suelo por que la red de atracción entre partículas disminuye, teniendo una baja resistencia a la tensión con poca significancia en la ingeniería (Fang y Daniels, 2006).

En suelos parcialmente saturados, la resistencia a la tensión depende principalmente del grado de saturación o del valor de la succión. Este comportamiento variable en relación al grado de saturación, junto con el concepto generalizado de que la resistencia a la tensión es muy inferior a la resistencia a compresión, hace que normalmente no se considere su efecto en la mayoría de cálculos geotécnicos. La succión o presión capilar y el grado de saturación se han identificado como mecanismos que contribuyen a la resistencia a la tensión (Ávila, 2004; Peters y Leavell, 1988).

La succión puede ser definida como la habilidad de un suelo no saturado de atraer o retener agua en términos de presión. La resistencia a la tensión se vuelve insignificante cuando el material está saturado. Esto implica que la resistencia a la tensión se deriva de la tensión capilar que, evidentemente, hace de la succión sea una variable importante. En el estudio de

la resistencia a la tensión del suelo se estudian tres estados generales de saturación en el suelo con presión negativa o succión de agua de poro: el estado capilar, el estado funicular, y el estado pendular (tabla 3.1). Antes de la desaturación, el agua de poro puede estar bajo presión negativa dentro de un régimen referido como el estado capilar. Cuando la presión de succión aumenta, el agua empieza a salir de las muestras saturadas y se producen espacios entre y dentro de los granos del suelo. La presión de succión que primero hace que el aire entre en los poros más gruesos se conoce como presión de entrada de aire, por lo que la presión de entrada de aire depende del tamaño de los poros. Entre más fino sea el tamaño de poro mayor es la presión de entrada de aire.

Tabla 3.1. Medio granular con diferentes cantidades de líquido.

Las fuerzas resultantes de la interacción entre la cohesión del agua y su adhesión con las partículas del suelo asociadas a los estados de pendular, funicular y capilar contribuyen en la resistencia a la tensión y en la resistencia al esfuerzo cortante (Baltodano-Goulding, 2006). Las fuerzas capilares en el estado pendular resultan de una fuerza de tensión superficial que actúa a lo largo de la línea de contacto sólido-agua y la fuerza neta debido al déficit de presión en el puente de agua con respecto a la presión de aire de los poros. En el estado funicular, las fuerzas capilares debido a los puentes de agua, y las fuerzas capilares

debido a las regiones llenas de agua, contribuyen a la fuerza unión. Dentro del estado capilar, la presión negativa del agua de poro actúa isotrópicamente y contribuye directamente al esfuerzo total. La fuerza de tensión neta en cada uno de estos estados contribuye a la resistencia a la tensión macroscópica. La fuerza de tensión neta también contribuye a la resistencia al corte mediante el aumento de las fuerzas normales entre las partículas de suelo, y por tanto la resistencia a la fricción del sistema.

La influencia de la succión sobre la resistencia a la tensión del suelo ha sido estimada por medio de modelos macroscópicos con base en la resistencia del suelo y otros a nivel de las partículas, basados en la resistencia del menisco formado entre las partículas bajo ciertas condiciones de humedad. Algunos modelos matemáticos se han desarrollado para calcular la resistencia a la tensión para sistemas de partículas para los estados pendular, funicular y capilar.

Lu y Likos (2004), presentaron una fórmula para el esfuerzo a la tensión entre dos partículas esféricas idénticas (figura 3.1) para el estado pendular ( $\sigma_{tp}$ ), la expresión es la siguiente:

$$\sigma_{tp} = \frac{r_2}{R^2} \frac{r_1 + r_2}{r_1} T_s \tag{3.1}$$

En donde,

- $R$  radio de la partícula
- $T_s$  tensión superficial del agua (alrededor de 0.0728 N/m)
- $r_1$  y  $r_2$  radios que describen la geometría del puente de agua

Los radios  $r_1$  y  $r_2$  pueden ser expresados:

$$r_1 = R \frac{1 - \cos \theta}{\cos(\theta + \alpha)} \tag{3.2}$$

$$r_2 = R \tan \theta - r_1 \left( 1 - \frac{\sin \alpha}{\cos \theta} \right) \tag{3.3}$$

En donde,

- $\theta$  ángulo de llenado
- $\alpha$  ángulo de contacto sólido-agua

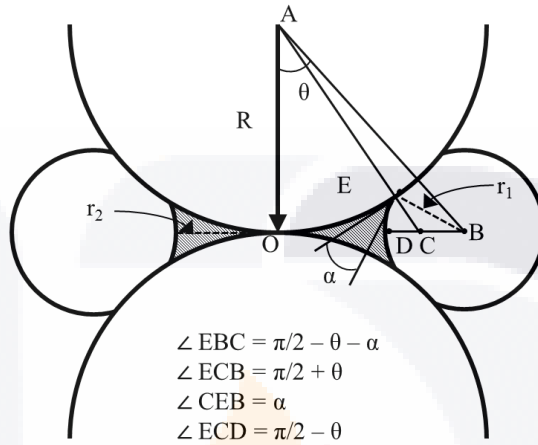


Figura 3.1. Geometría de meniscos para el cálculo de tensión entre partículas de igual tamaño con ángulo de contacto diferente de cero.

El ángulo de llenado captura el tamaño general de los meniscos y el correspondiente contenido de agua o el grado de saturación para el sistema. El ángulo de contacto es una propiedad del material que depende de las propiedades del agua de poro, de las propiedades de la superficie del suelo, y la dirección de mojado.

Schubert (1984), propuso una ecuación para calcular la resistencia a la tensión dentro del régimen capilar ( $\sigma_{tc}$ ):

$$\sigma_{tc} = S_c P_c \tag{3.4}$$

En donde,

- $S_c$  grado de saturación en el estado capilar
- $P_c$  presión capilar

La presión capilar o succión puede determinarse:

$$P_c = a' \frac{1 - n T_s}{n} \frac{1}{d} \tag{3.5}$$

En donde  $a'$  es una constante que depende del tamaño de la partícula. Para partículas de un rango de tamaño amplio  $a' = 1.9 \sim 14.5$ , y para rangos de tamaño estrecho  $a' = 6 \sim 8$ .

En el estado funicular, los estados tanto pendulares y capilares coexisten en el aglomerado, por lo que Schubert (1984) consideró que ambos mecanismos de unión se pueden superponer y cada uno es independiente del otro. Para el cálculo de la resistencia a la tensión máxima en el estado funicular ( $\sigma_{tf}$ ) se calcula:

$$\sigma_{tf} = \sigma_{tp} \frac{S_c - S_f}{S_c - S_p} + \sigma_{tc} \frac{S_f - S_p}{S_c - S_p} \quad (3.6)$$

En donde,

- $S_f$  grado de saturación en el estado funicular
- $S_p$  grado de saturación en el estado pendular

Lu et al. (2009), presentaron dos ecuaciones para predecir la resistencia a la tensión de arena húmeda en los tres estados de saturación. Una ecuación es expresada en términos de la succión del suelo, y la otra ecuación en términos del grado de saturación equivalente ( $S_e$ ), las ecuaciones son las siguientes:

$$\sigma_t = 2 \tan \phi_t \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) (u_a - u_w) \{ + [\alpha(u_a - u_w)]^n \}^{1/(n-1)} \quad (3.7)$$

$$\sigma_t = 2 \tan \phi_t \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2} \right) \frac{S_e}{\alpha} [S_e^{n/(n-1)} - 1]^{1/n} \quad (3.8)$$

En donde,

- $\phi_t$  ángulo de fricción bajo la envolvente de falla no lineal
- $u_a$  presión de aire de poro
- $u_w$  presión de agua de poro
- $\alpha$  valor inverso de la presión de aire de entrada
- $n$  tamaño del espectro de poro (varía entre 2 y 8.5)

El grado de saturación equivalente es definido como el grado de saturación normalizado por el grado de saturación residual ( $S_r$ ):

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (3.9)$$

Rojas et al. (2011), emplearon un modelo sólido-poroso para simular la resistencia a la tensión de suelos no saturados sometidos a diferentes contenidos de agua, donde la resistencia a la tensión está representado por el esfuerzo de succión:

$$\sigma_s = \chi s = [f^s + S_w^u(1 - f^s)]s \quad (3.10)$$

En donde,

$\chi$	parámetro de esfuerzo efectivo de Bishop
$s$	succión
$f^s$	fracción saturada del suelo
$S_w^u$	grado de saturación de la fracción no saturada

El modelo sólido-poroso se empleó como una alternativa para determinar los parámetros  $f^s$  y  $S_w^u$ . Los parámetros son estimados con la información obtenida mediante un código computacional, el cual genera la estructura de los poros del suelo, y simula el proceso de humedecimiento y secado para determinar el número de poros llenos con agua.

### 3.3. Descripción de algunos aparatos para medir la resistencia a la tensión del suelo

Al revisar la teoría esta muestra que es más difícil medir la resistencia a la tensión que a la compresión debido a que los suelos son por lo general muy débiles sometidos a la tensión. Los procedimientos actualmente en uso para determinar éste parámetro se clasifican en dos tipos: pruebas de tensión indirecta y pruebas de tensión directa.

Se describirán algunas características de algunos aparatos utilizados para medir la resistencia a la tensión del suelo.

#### 3.3.1. Prueba de tensión indirecta

En las pruebas de tensión indirecta, el esfuerzo de tensión es generado aplicando una fuerza de compresión uniformemente distribuida o una flexión en un espécimen con una geometría específica de manera que, al quedar sometido a la condición de esfuerzo o de

flexión se produzca un plano en el que se cree una falla debido a esfuerzos de tensión. Algunos de las pruebas usadas en laboratorios son:

La prueba de doble punzonamiento empleada por Fang y Chen (1970), consiste en una prueba de compresión de suelos cohesivos en la que se usan dos discos de acero centrados en ambas superficies de una muestra de suelo cilíndrica (figura 3.2), la carga vertical se aplica lentamente sobre los discos rígidos, para que no se produzca la flexión durante la prueba de carga hasta que la muestra se fracture. Fang (1970) encontró que la relación adecuada de altura-diámetro de la muestra se encuentra en el rango de 0.80 a 1.20, y la relación adecuada entre el diámetro de la muestra y la del disco en el rango de 0.20 a 0.30. Para mayor comodidad y de manera práctica, utilizaron el molde Proctor (4 "x 4") y el molde CBR (6 "x 6"), con discos de 1 pulgada y 1.33 pulgadas respectivamente.

La resistencia a la tensión ( $\sigma_t$ ) de la muestra en la prueba de doble punzonamiento puede calcularse a partir de la carga máxima por la teoría de la plasticidad, de la cual se tiene la siguiente fórmula:

$$\sigma_t = \frac{P}{\pi(bH - a^2)} \quad (3.11)$$

En donde,

- P carga aplicada
- b radio de la muestra
- H altura de la muestra
- a radio del disco (pistón de penetración)



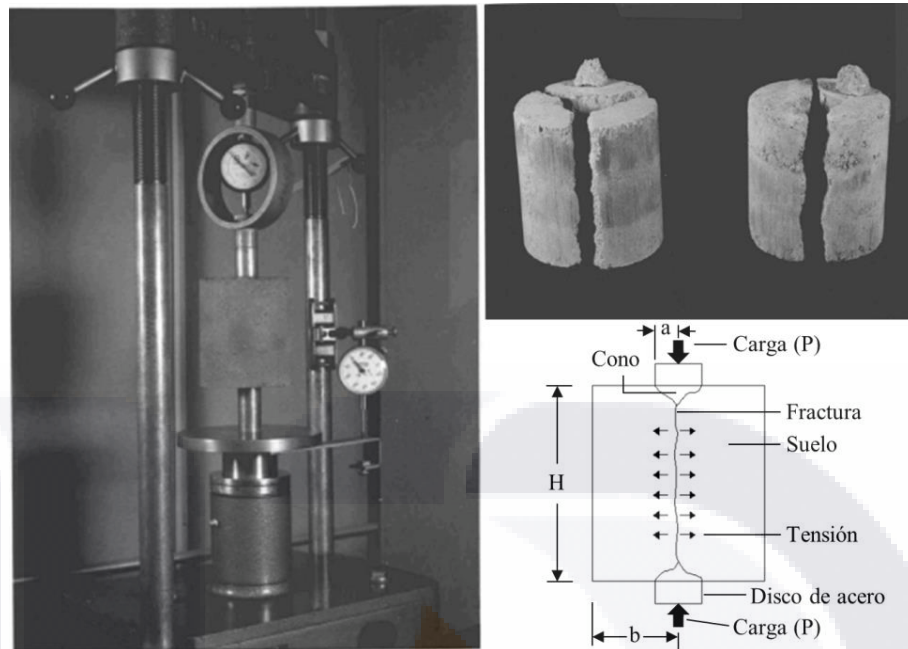


Figura 3.2. Aparato para prueba de doble golpe, Fang y Chen (1970).

Leonards y Narain (1963), obtuvieron la resistencia a la tensión del suelo mediante una prueba de flexión, la cual consiste en aplicar una carga vertical a una muestra prismática de suelo elaborada en laboratorio, la cual se ensaya a flexión como una viga libremente apoyada. Para la aplicación de la carga existen dos casos: En uno la carga se aplica al centro del claro, en el otro con dos cargas concentradas iguales en los tercios del claro. La prueba de flexión con carga en los tercios del claro se utiliza para determinar, además de la resistencia a la tensión, el módulo de flexión y características de fatiga de suelos estabilizados. Durante la prueba se monitorean la carga aplicada y la deflexión a lo largo del eje neutro. Para el cálculo de la resistencia a la tensión se emplea la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{P_F d_F S_F}{2J_F} \tag{3.12}$$

En donde,

- $P_F$  carga aplicada
- $d_F$  la mitad de la distancia entre apoyos
- $S_F$  mitad de la profundidad de la viga
- $J_F$  momento de inercia de la viga

La prueba de compresión diametral o también conocida como prueba brasileña, fue desarrollada por Carneiro y Barcellos (1953), la cual mide la resistencia a la tensión del concreto. Kirkham et al. (1959), emplearon la prueba Brasileña para medir la resistencia a la tensión en suelos. La prueba utiliza muestras cilíndricas (de altura  $h$  y radio  $r$ ), cargadas por medio de dos placas rígidas paralelas. La muestra es sometida a compresión diametral, de modo que la carga aplicada ( $P$ ) genere la falla por tensión a lo largo del plano vertical diametral de la muestra conectando las dos placas de carga (figura 3.3). La expresión utilizada para calcular la resistencia a la tensión ( $\sigma_t$ ) del concreto para esta prueba también fue aplicada en el caso de un suelo, la expresión es la siguiente:

$$\sigma_t = \frac{P}{\pi r h} \tag{3.13}$$

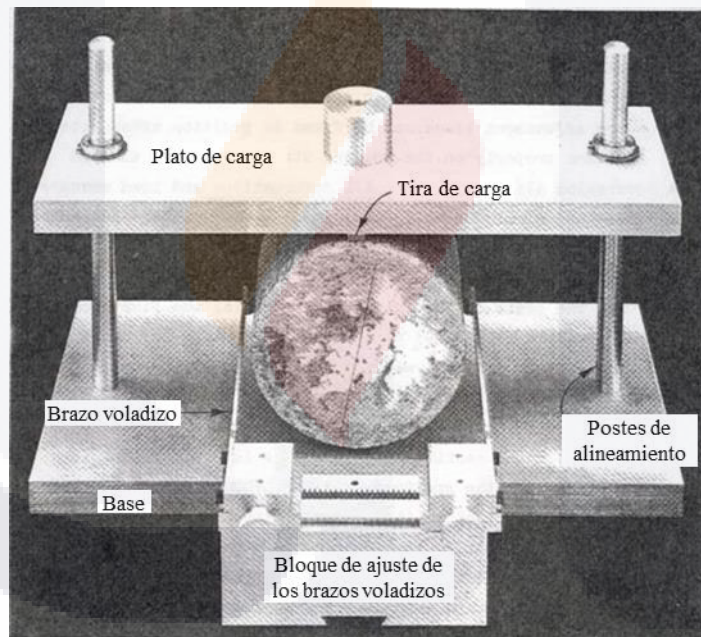


Figura 3.3. Aparato para la prueba Brasileña.

### 3.3.2. Prueba de tensión directa

Este tipo de prueba es en la que el espécimen se somete a un esfuerzo de tensión homogéneo en dirección del eje de la muestra. La prueba de tensión directa tiene la ventaja de que es la única prueba en la cual todos los esfuerzos y deformaciones inducidos son homogéneos y pueden ser calculados desde una medición directa sin hacer suposiciones

sobre la respuesta esfuerzo-deformación del material. En éste tipo de pruebas la dificultad que se presenta es al aplicar una fuerza de tensión perfectamente colineal con el eje del espécimen, pues cualquier excentricidad introduce esfuerzos secundarios significativos que hacen fallar prematuramente al espécimen.

Mikulitsch y Gudehus (1995), elaboraron un aparato de tensión directa (figura 3.4) para suelos re-moldeados con distintos contenidos de agua y densidad. El aparato consta de moldes que se componen de un par de paredes convergentes. Las paredes crean fricción para retener la muestra. La fuerza de tensión se incrementa progresivamente rellorando un pequeño recipiente colgando de la parte móvil del molde. Con el fin de evitar la evaporación del contenido de humedad del suelo preparado la superficie horizontal está cubierta por una placa.

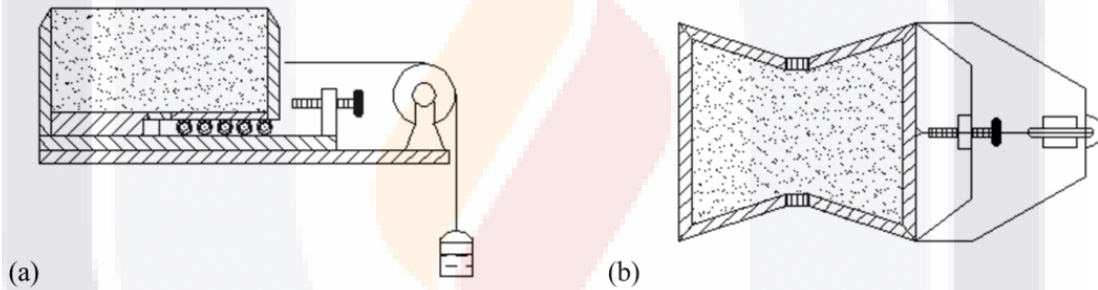


Figura 3.4. Aparato de tensión directa, Mikulitsch y Gudehus (1995):  
(a) vista lateral, (b) vista en planta.

Rodríguez (2002), construyó un equipo similar al descrito por Mikulitsch y Gudehus, el aparato consiste en 2 piezas trapezoidales en los extremos y un conjunto de tres piezas rectangulares en la parte central. Una de las piezas trapezoidales permanece fija y la otra puede deslizarse libremente al aplicársele una fuerza externa. Las piezas de la parte central se retiran una vez que se ha moldeado la muestra y justo antes de iniciar el ensayo. La aplicación de fuerza de tensión se hace mediante la colocación de pequeñas cargas en un recipiente conectado mediante una cuerda y una polea a la pieza móvil del equipo. Los intervalos de carga oscilan entre 20 y 200 g dependiendo de la respuesta del suelo. Después al montaje original de Rodríguez se le hicieron modificaciones (Ávila, 2004), como la instalación de un tensiómetro y de un transformador diferencial de variación lineal (TDVL) para medir directamente sobre la muestra la succión y las deformaciones, ver figura 3.5. El

equipo se utilizó en ensayos de carga controlada y ensayos de deformación controlada. En el caso de los ensayos de deformación controlada el equipo se montó sobre una máquina de corte directo apoyado libremente sobre dos carriles de esferas (figura 3.6), de tal forma que la fricción fuese la mínima posible. La velocidad de desplazamiento fue de 1 mm/min para que el ensayo fuera rápido y se minimizara la pérdida de humedad. La fuerza se midió con una celda de carga de 1 N de precisión y los desplazamientos con el TDVL ubicado sobre la muestra.

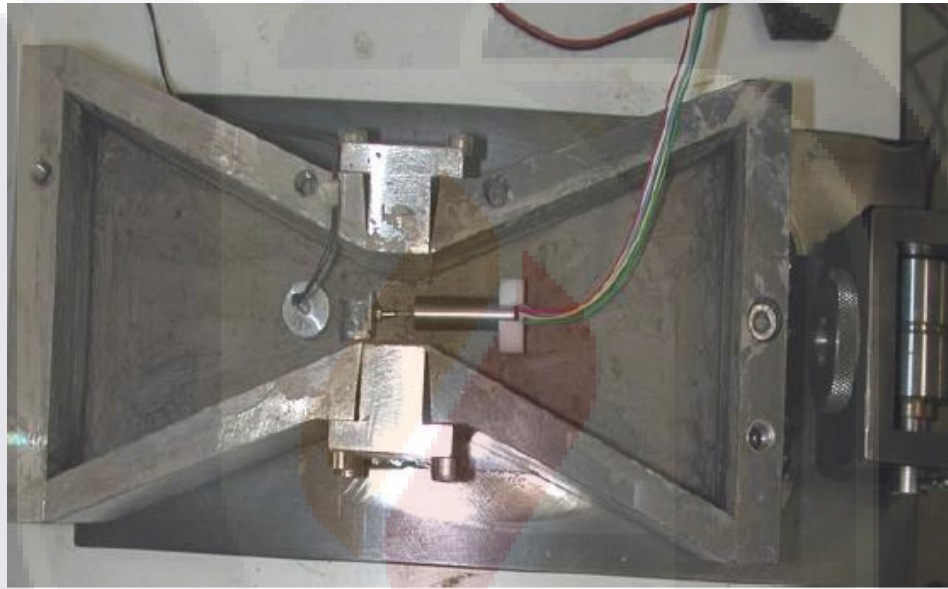


Figura 3.5. Aparato utilizado por Ávila (2004) para pruebas con carga controlada.



Figura 3.6. Aparato utilizado por Ávila (2004) para pruebas de deformación controlada.

Tang y Graham (2000), diseñaron un dispositivo de prueba de resistencia a la tensión para suelos no saturados como se muestra en la figura 3.7. Este dispositivo consiste en un marco de carga mecánica accionada por motor convencional para la aplicación de fuerza de tensión a las muestras a una velocidad de desplazamiento constante. El molde consiste en dos formas medio-cilíndrica separables de radio de 25 mm, una mitad esta fija y la otra es movable conectada al bastidor de carga, la muestra es fijada mediante un adhesivo de alta resistencia.

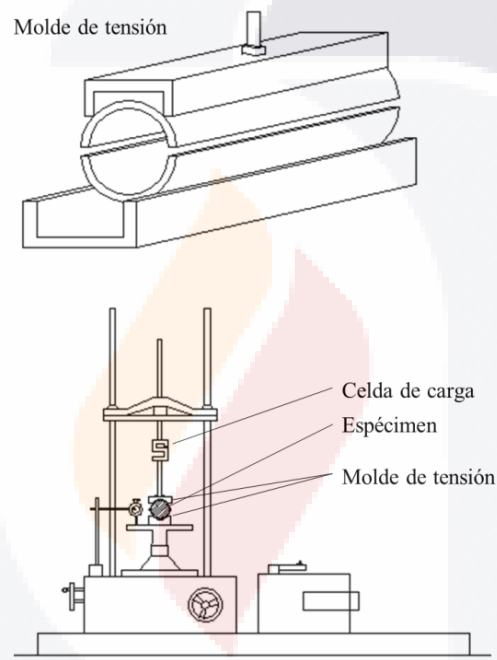


Figura 3.7. Aparato de tensión directa, Tang y Graham (2000).

Kim (2001), construyó el aparato mostrado en la figura 3.8, el cual consiste en un contenedor de 17.8 cm por 17.8 cm y 17.8 cm de alto, el cual se divide en dos mitades iguales. Una mitad está fija y la otra se mueve sobre dos rieles. Cuatro cuñas están dentro del molde para facilitar el contacto entre el espécimen y el contenedor para desarrollar la tensión a través del plano de separación. Las cuñas fueron diseñadas con ángulos de  $20^\circ$  para prevenir el movimiento de las partículas del suelo y obtener un esfuerzo uniforme relativo en el plano de falla. El aparato esta sobre una mesa con dos poleas sobre las que se conectan cables hacia la caja movable.

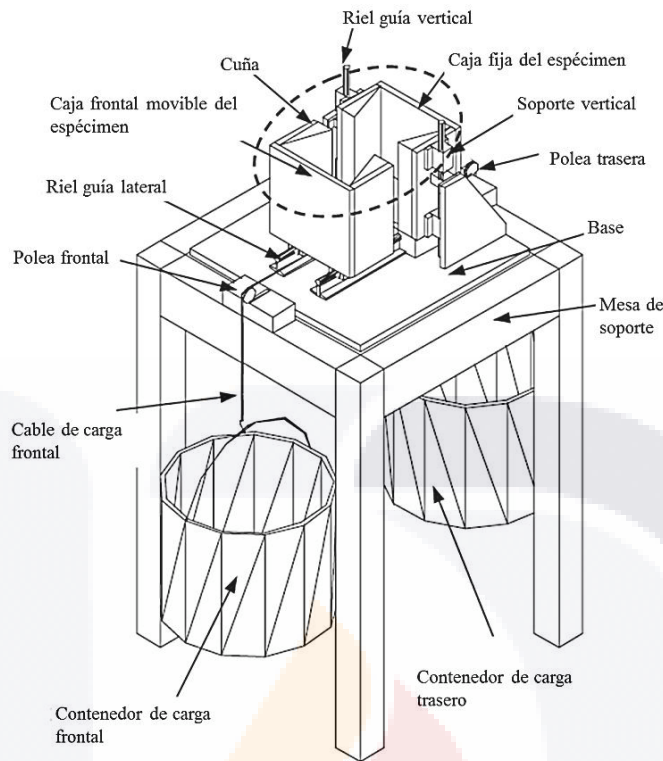


Figura 3.8. Aparato de tensión directa, Kim (2001).

El aparato de tensión fabricado por Ibarra et al. (2005), consiste en dos abrazaderas metálicas envueltas con goma espuma para conseguir una distribución uniforme de presión alrededor del diámetro de la muestra (figura 3.9c). La abrazadera inferior está fija a una base rígida y la abrazadera superior está unida a un cable que pasa por la polea hacia un soporte en el que la carga se incrementa constantemente a un ritmo de 0.02 N/s hasta llegar a la falla por tensión de la muestra. Las muestras se preparan en un cilindro de diámetro interior de 53.08 mm y de largo de 63.73 mm, la muestra es compactada con una prensa hidráulica de 13 kN (figura 3.9a). Después la muestra se pasa a un torno para reducir el diámetro central a 36.0 mm (figura 3.9b). El torno cuenta con un eje de giro con sujetadores para la muestra, y una hoja de forma circular para dar forma de la muestra. El torno se gira manualmente a velocidad lenta.

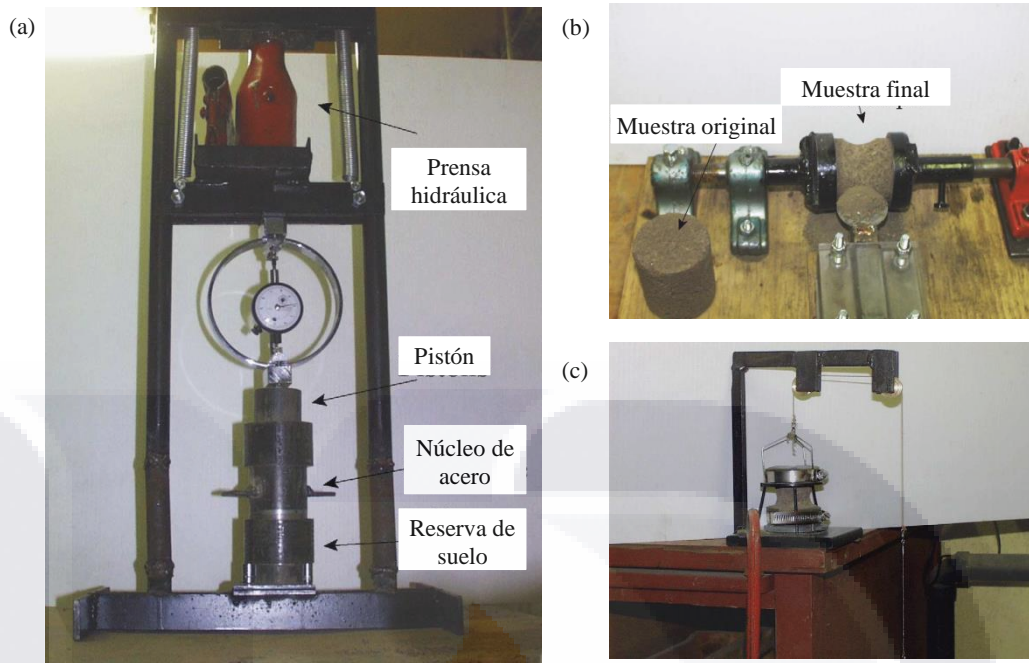


Figura 3.9. Prueba de tensión, Ibarra et al. (a) Prensa hidráulica. (b) Torno para suelo. (c) Aparato para la resistencia a la tensión.

Nahlawi et al. (2004), realizaron pruebas de resistencia a la tensión con un aparato de moldes móviles con pequeñas placas en las paredes del molde que provocan un cortante permitiendo que el espécimen falle en el espacio entre los dos moldes, este espacio tiene una sección menor que el resto del espécimen en el molde. La base móvil esta soportada por rodillos. La carga es aplicada por un motor, y cuenta con un TDVL directamente montado en el espacio entre los dos moldes en dos bloques de metal clavados dentro de la muestra para registrar los desplazamientos (figura 3.10).

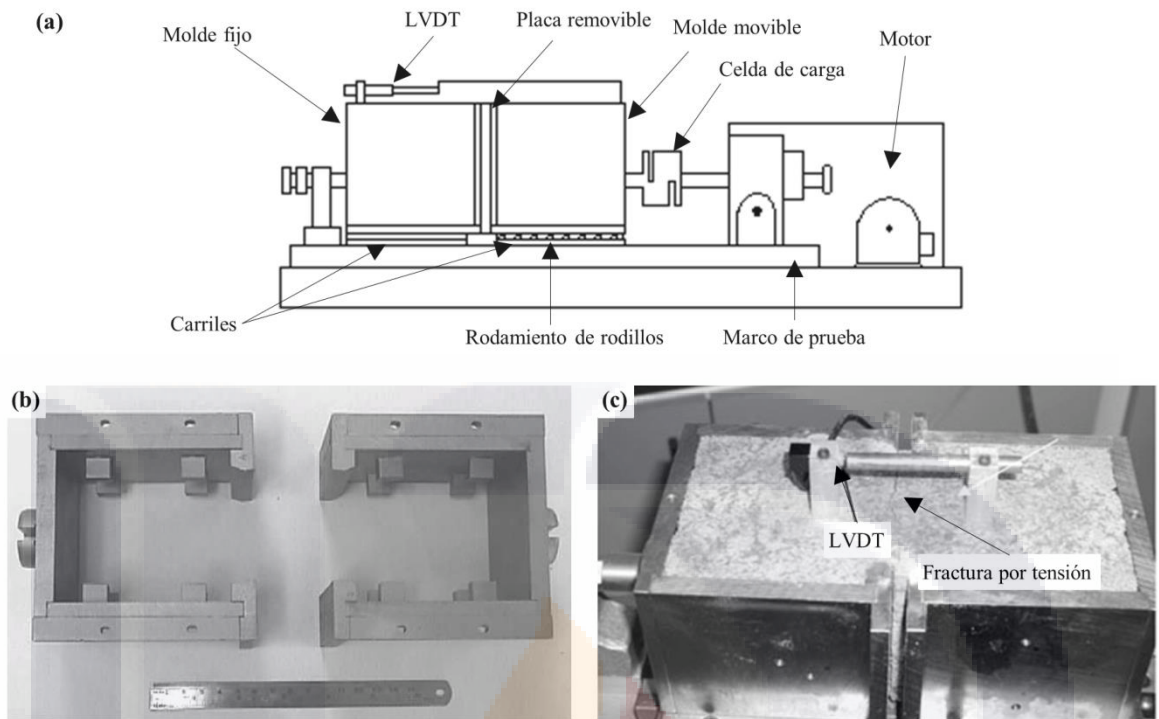


Figura 3.10. Aparato de tensión directa, Nahlawi et al. (2004): (a) esquema del aparato de tensión, (b) molde de retención, y (c) ejemplo de la prueba de tensión con fractura desarrollada.

Tamrakar et al. (2005), diseñaron el aparato mostrado en la figura 3.11, consiste en una plataforma horizontal sobre la cual tiene una caja fija y una móvil. Dentro de este cuadro se colocan dos moldes de tensión. La forma interior de un molde es como “C” la cual sujeta al espécimen. Dos moldes son atornillados a la caja del aparato separadamente. Una caja está ajustada a la plataforma horizontal y la otra caja se puede mover libremente. Entre la plataforma y la caja movable se encuentran rodillos para reducir la fricción. La caja movable se conecta al eje del motor el cual la jala en dirección horizontal hasta que el espécimen falla por tensión. Una celda de carga colocada entre la caja movable y el eje del motor mide la carga de tensión. La prueba a la resistencia a la tensión se realizó para mezclas de limo-arena, arcilla-arena y arcilla-limo, y se observó el incremento de la resistencia a la tensión a mayor número de capas de compactación en la muestra, también se observó una mayor resistencia a la tensión de suelos con mayor contenido de finos.



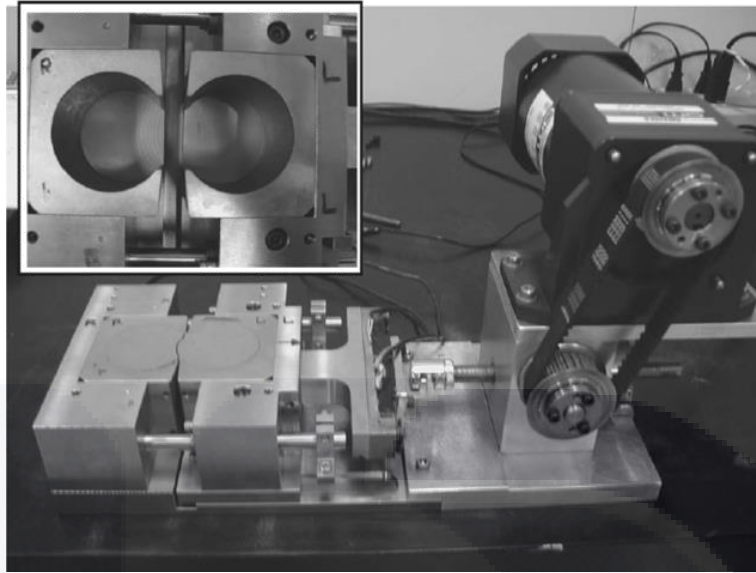


Figura 3.11. Aparato de tensión directa, Tamrakar et al. (2005).

### 3.3.3. *Diferencias entre métodos*

En el caso de las pruebas indirectas una de las desventajas es que requiere un análisis de esfuerzos para determinar la resistencia, lo cual requiere de las propiedades de esfuerzo-deformación del material. Otra desventaja es que estos métodos utilizan una mezcla de compresión y de tensión produciendo un modo de falla complejo, por lo que las pruebas de tensión directa tienen la ventaja de que, en principio, los esfuerzos y deformaciones inducidas son homogéneos y pueden ser medidos directamente sin hacer suposiciones de las propiedades de esfuerzo-deformación del material (Peters y Leavell, 1988).

Otra diferencia importante entre pruebas directas e indirectas es que la medición de la resistencia a la tensión puede ser afectada en muestras húmedas. Para muestras secas, ambos tipos de pruebas pueden dar resultados similares, esto no es igual para muestras húmedas. Las diferencias son causadas por las diferencias en las tensiones medias de la muestra. En una prueba directa, la tensión media es negativa. Sin embargo, en una prueba indirecta, ambos esfuerzos de compresión y de tensión se producen dentro de la muestra, y el esfuerzo medio es positivo.

### 3.4. Materiales, equipo y preparación de muestras

Se utilizaron cinco tipos de suelo arenoso medianamente cementado para éste estudio. Las muestras de suelo fueron obtenidas del Valle de Aguascalientes, México, a profundidades entre 2 y 3 metros. Algunas de sus características físicas se muestran en la tabla 3.2. Los suelos A y B fueron extraídos de la ciudad de Aguascalientes, y los suelos C, D y E fueron extraídos de la comunidad de Jesús María (figura 3.12). En los cinco tipos de suelos, se observó una considerable cantidad de cementante, el cual generalmente incrementa la resistencia del suelo. Dentro del valle, este tipo de suelo es localmente llamado “tepetate” y es reconocido por su dureza, como es descrito por Pacheco-Martínez et al. (2013). El agente cementante en éste suelo, es generalmente observado en forma grumos porosos de color blanco, y están compuestos principalmente por carbonato de calcio, demostrado por la reacción del suelo en contacto con el ácido clorhídrico. El carbonato de calcio es probablemente traído al valle por corrientes de las montañas ubicadas al noreste, compuestas principalmente de rocas de carbonato.

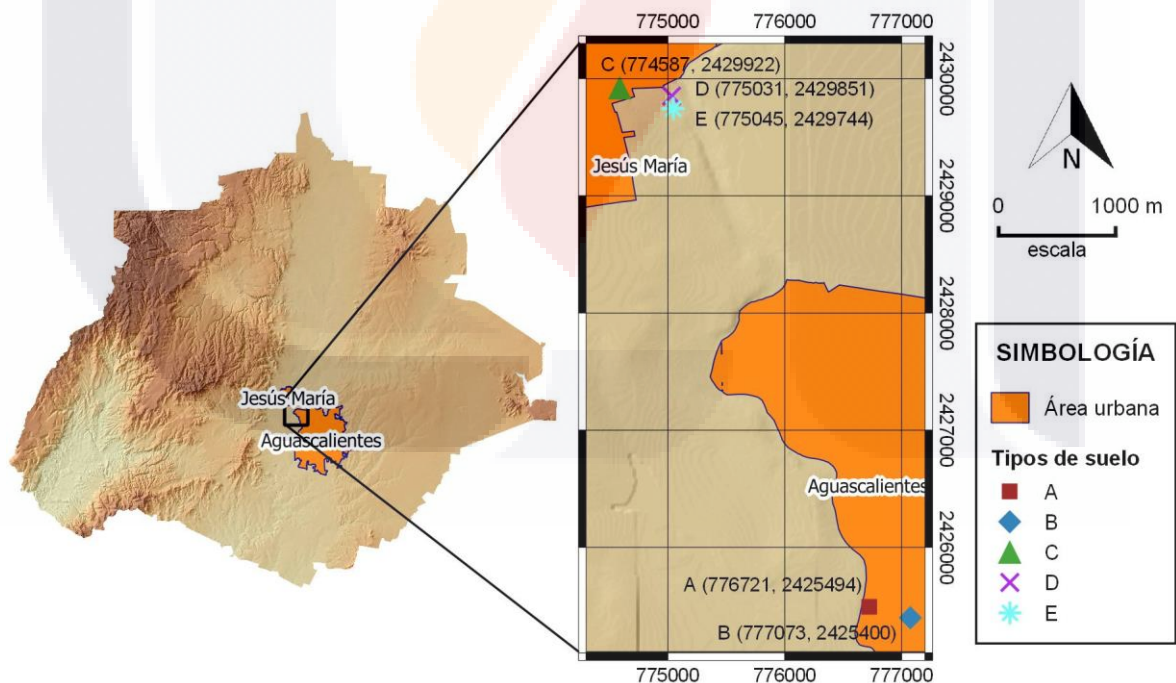

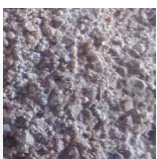

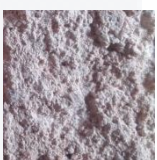
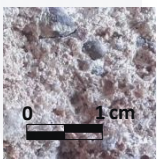


Figura 3.12. Mapa de Aguascalientes. Localizaciones de las muestras obtenidas para las pruebas de tensión.

Tabla 3.2. Características principales de los suelos. El tamaño del grano fue estimado de acuerdo con ASTM (1998), y la densidad seca fue obtenida de acuerdo con IMT (2003).

Tipo de suelo	Fotografía	Descripción	Densidad seca, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Relación de vacíos, $e$
A		Arena de color gris de textura muy fina. 6.13% arena mediana, 79.87% arena fina, y 14% limo y arcilla.	1.09	1.15
B		Arena de color roja de textura mediana. 4% grava, 25.5% arena gruesa, 58.93% arena mediana, 9.77% arena fina, y 1.8% limo y arcilla.	1.58	0.58
C		Arena de color pardo de textura muy fina. 0.8% grava, 5.75% arena gruesa, 30.45% arena mediana, 57.94% arena fina, y 5.06% limo y arcilla.	1.58	0.55
D		Arena de color pardo de textura mediana con clara estratificación horizontal. 0.88% grava, 10.26% arena gruesa, 43.47% arena mediana, 39.71% arena fina, y 5.68% limo y arcilla.	1.35	0.64
E		Arena de color gris de textura gruesa. 32.85% grava, 9.91% arena gruesa, 21.88% arena mediana, 22.85% arena fina, y 12.51% limo y arcilla.	1.64	0.60

Con el objetivo de medir la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalteradas y alteradas, se diseñó un aparato de tensión directa. En la figura 3.13 se muestra una representación del aparato usado para las pruebas de tensión. El aparato consiste de un marco, sobre el cual se encuentra un set de dos placas, una de las placas se encuentra fija al marco y la otra se mueve axialmente. La placa móvil está adaptada al aparato sobre cuatro carruchas, y su desplazamiento es guiado por baleros. Durante la prueba la placa móvil es jalada por un contenedor de carga a través de un cable que pasa por una polea, como se observa en la figura 3.13a. Durante la prueba, la carga de tensión fue incrementada a una velocidad constante de  $0.015 \text{ N s}^{-1}$  ( $1.5 \text{ g s}^{-1}$ ) hasta que la muestra fallara por tensión (figuras 3.15b y 5c). Para el cálculo de la resistencia a la tensión, a la carga de tensión total

con la que se fracturó la muestra ( $F_f$ ) se le resta la carga requerida justo antes de comenzar el movimiento de la placa móvil incluyendo el peso de la muestra fracturada sobre la placa ( $f_{fr}$ ), la fuerza resultante se divide entre el área del plano de falla ( $A_{fp}$ ) para obtener la resistencia a la tensión ( $\sigma_t$ ), lo anterior se expresa con la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = \frac{F_f - f_{fr}}{A_{fp}}$$

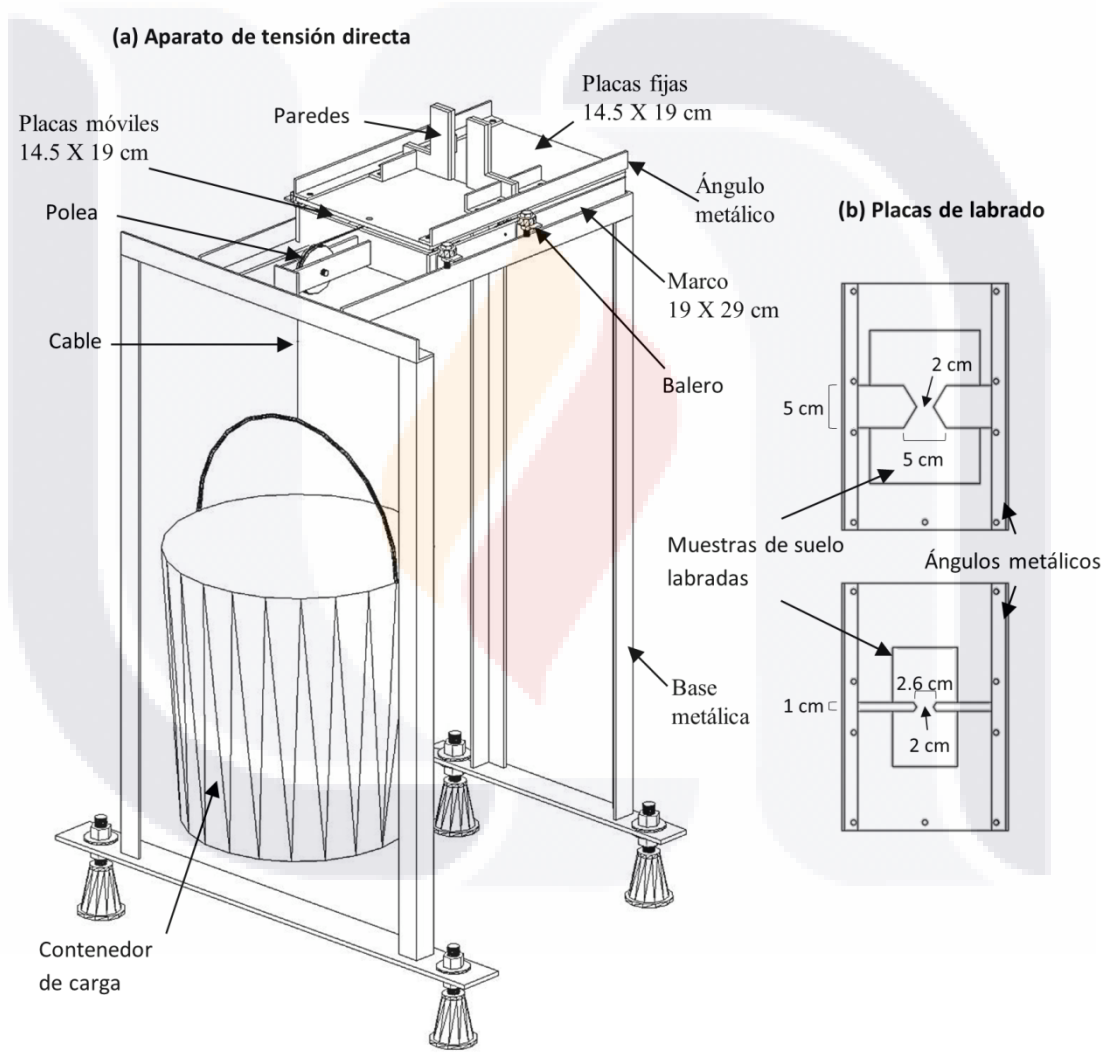


Figura 3.13. Esquema del aparato de tensión directa y de las placas de labrado.

El procedimiento de preparación de las muestras fue distinto para muestras inalteradas y para muestras alteradas. En el caso de muestras de suelo inalterado, se utilizó un set

adicional de dos placas removibles. Para el caso de muestras de suelo alteradas, se utilizó un molde.

Para las pruebas con suelos inalterados, la muestra fue labrada hasta obtener una geometría específica para generar la falla en un área predispuesta. Las dos placas adicionales usadas para el labrado de la muestra se mantienen unidas entre ellas por dos ángulos metálicos. El lado de contacto entre estas placas tiene una reducción en forma de trapecio como se observa en la figuras 3.13b y 3.14a. Estas placas fueron construidas con diferente tamaño en el lado de contacto, de modo de trabajar con diferentes tamaños de granos de las muestras de suelo: la larga para suelos de grano grueso y la pequeña para suelos de grano fino. Las muestras de suelo inalterado fueron cortadas y devastadas con disco de corte diamantado hasta obtener un bloque de espesor próximo a los 4.5 cm, y con longitud variable de los lados, dependiendo del tipo de suelo. Para controlar la fractura en la muestra en una zona predispuesta, el área en el centro del bloque de suelo fue reducida, de modo que se obtuviera una sección transversal central de acuerdo a la geometría diseñada de las placas de labrado. En la figura 3.14b se observa una parte del proceso de labrado de la reducción de la sección transversal central de la muestra de suelo. En esta figura, se puede observar que las placas de labrado se colocaron debajo de placas guías externas para asegurar un corte perpendicular en las paredes de la muestra de suelo. Una vez finalizado el proceso de labrado, se fijan las placas de labrado junto con la muestra en aparato de tensión. Después se colocan cuatro paredes metálicas, las cuales son responsables de transmitir la carga a la muestra, como se observa en la figura 3.15a y 5b. Para asegurar la homogeneidad en la transmisión de los esfuerzos entre el área de contacto de la muestra y de las paredes metálicas, se utilizó una pequeña porción de cemento Portland para rellenar los espacios vacíos. Después de colocar las paredes metálicas, se liberan las placas de labrado quitando los ángulos metálicos en los bordes, permitiendo el movimiento de la placa móvil junto con la placa de labrado sobre ésta.



Figura 3.14. Proceso de labrado de muestras de suelo inalterado. (a) Bloques de suelo cortado con disco de diamante; (b) reducción de la sección transversal con una segueta; (c) muestra labrada.



Figura 3.15. Prueba de tensión. (a) Placas de labrado y paredes fijas al aparato; (b) y (c) muestra de suelo fracturada por tensión.

Para medir la resistencia a la tensión de muestras de suelo alterado, se construyó un molde basado en el utilizado por Kim y Hwang (2003). Éste molde se adaptó al aparato de tensión, como se muestra en la figura 3.16a, el cual consiste en dos mitades metálicas iguales, las cuales están sujetas entre sí mediante tornillos y una abrazadera de barra. La tabla 3.3 muestra la masa de suelo seco requerida para obtener la densidad seca para cada tipo de suelo mostrado en la tabla 3.2. Las masas se obtuvieron, multiplicando las densidades secas correspondientes a cada suelo por un volumen de  $404.6 \text{ cm}^3$ , el cual corresponde al área interna del molde multiplicado por una altura de  $5.0 \text{ cm}$  (espesor de la muestra). En el caso del suelo E, el material retenido por el tamiz no. 4 ( $4.75 \text{ mm}$ ) no fue incluido debido al alto contenido de grava gruesa. El proceso de compactación del suelo se realizó acumulando tres capas compactadas en el molde, como es sugerido en la literatura para preparar especímenes de  $5.0 \text{ cm}$  de espesor (Tamrakar et al., 2007; Tamrakar et al., 2007b). Cada capa de suelo fue compacta uniformemente, de tal modo que se obtuviera una densidad seca lo más homogénea posible para cada tipo de suelo.

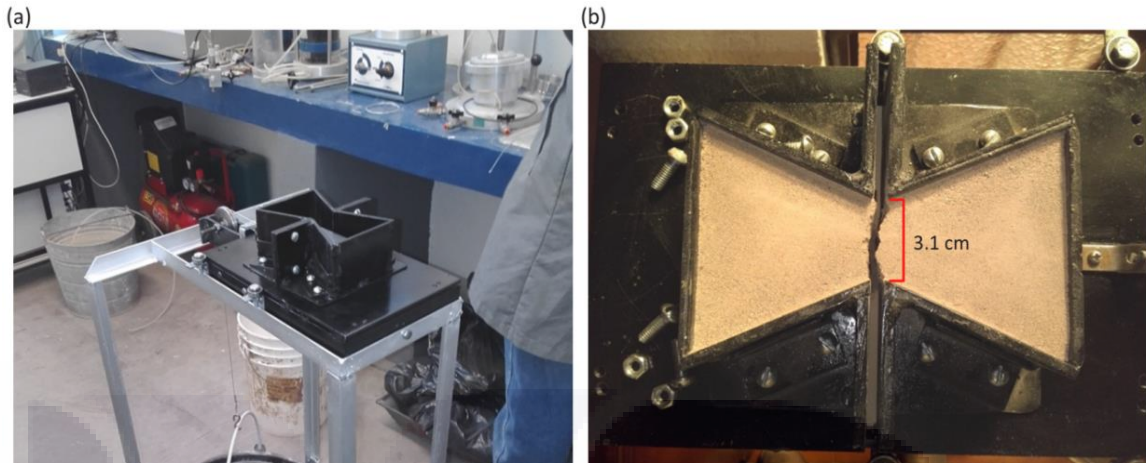


Figura 3.16. Molde utilizado para pruebas con suelo alterado. (a) Molde fijado al aparato de tensión; (b) Muestra de suelo fracturada por tensión.

Tabla 3.3. Cantidad de masa de suelo seco requerida para obtener la correspondiente densidad seca en el molde.

	Tipos de suelo				
	A	B	C	D	E
Masa de suelo seco (g)	442.8	638.3	637.7	544.8	664.7

### 3.5. Condiciones de pruebas de tensión

Para un análisis comparativo de resultados en muestras de suelo inalterado, todas las muestras fueron colocadas en las placas de labrado en la misma orientación de su posición natural en el campo. Sin embargo, en el caso del suelo alterado, tres tipos de condiciones de prueba para determinar la resistencia a la tensión se realizaron:

#### 3.5.1. Pruebas en muestras de suelo alterado con variación en el contenido de agua

Los cinco tipos de suelo fueron ensayados con diferente contenido de agua al momento de ser compactados, manteniendo constante su densidad seca estimada, como se muestra en la tabla 3.2. Antes de compactar el suelo en el molde, el material se mezcló con agua destilada y se dejó en una bolsa impermeable para que el agua se distribuyera uniformemente en el suelo. La tabla 3.4 muestra los contenidos de agua para cada tipo de suelo correspondientes

a diferentes grados de saturación. Para cada contenido de agua, se realizaron tres pruebas de resistencia a la tensión para obtener valores promedios representativos.

Tabla 3.4. Contenidos de agua correspondientes a los cinco tipos de suelo.

	Tipos de suelo				
	A	B	C	D	E
S (%)*	w (%)**	w (%)	w (%)	w (%)	w (%)
15	7.3	3.5	3.4	4.3	3.4
30	14.7	7.0	6.7	8.7	6.9
45	22.0	10.5	10.1	10.1	10.3
60	29.3	14.0	13.5	17.4	13.7
75	36.7	17.5	16.8	21.7	17.2
90	44.0	21.0	20.2	26.1	20.6
100	48.9	23.4	22.5	29.0	22.9

\* Saturación

\*\* Contenido de agua

### 3.5.2. Pruebas en muestras de suelo alterado sometidas a un proceso de secado

El objetivo de éste procedimiento fue estimar la resistencia a la tensión después de secar una muestra completamente saturada de modo de ver que efecto provoca el secado en su resistencia. El suelo se mezcló con agua destilada hasta alcanzar una completa saturación, y manteniendo las densidades secas respectivas a cada suelo (tabla 3.2). La muestra se dejó secar dentro del molde permitiendo el drenado. El inicio del proceso de secado consistió en colocar las muestras fuera de los rayos del sol durante un periodo de 24 a 36 horas, de manera que la pérdida de agua fuera lenta para mantener lo más posible inalterada la estructura de la muestra de suelo. Después de este periodo, la muestra fue colocada bajo los rayos de sol para perder el agua intersticial hasta alcanzar un contenido de agua similar al medido en las muestras de suelo inalterado ensayadas.



### ***3.5.3. Pruebas en muestras de suelo alterado. Mediciones a diferentes contenidos de agua durante el proceso de secado y de rehidratación de la muestra después del secado de la muestra***

Este procedimiento fue realizado para observar el comportamiento de la resistencia a la tensión a diferentes contenidos de agua mediante un proceso de secado y de rehidratación incrementado el contenido de agua después de ser secada la muestra, simulando en parte el proceso de temporada de lluvias. Esta prueba únicamente fue realizada en el suelo C, debido a que este tipo de suelo presentó el valor máximo de la resistencia a la tensión y una mayor pendiente en las curvas del grupo de pruebas con variación en el contenido de agua de moldeo, por lo que se observaría una pronunciada variación de la resistencia a la tensión a diferentes contenidos de agua. El proceso de secado fue igual al descrito anteriormente, se midió la resistencia a la tensión a diferentes contenidos de agua durante este proceso, estableciendo como límite el contenido de agua medido en las muestras de suelo inalterado (9.2 %). Para el proceso de rehidratación, todas las muestras se sometieron a secado hasta un contenido de agua de 9.2 %, después se agregaron 4 mililitros de agua destilada a la muestra cada 2 horas. Para este procedimiento en particular, tres muestras fueron realizadas: la primera a un contenido de agua de 13.9 %, otra a un 16.8 %, y una última a 22.5 % (muestra 100 % saturada), después, las muestras se cubrieron con plástico para prevenir evaporación y se dejaron por 24 horas para que el agua se distribuyera uniformemente en la muestra de suelo.

### **3.6. Resultados**

Los resultados de las pruebas de resistencia a la tensión de muestras inalteradas muestran una considerable diferencia en un mismo tipo de suelo, probablemente debido a la heterogeneidad y a la anisotropía del material, los resultados se muestran en la tabla 3.5. En algunos casos, el plano de falla no ocurrió en la sección menor de la muestra debido a presencias de cavidades.

Tabla 3.5. Resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado. Contenido de agua aproximado al momento de la prueba: para suelo A 8.8 %, B 8.0 %, C 9.2 %, D 10.1 % y E 6.1 %.

Prueba no.	Resistencia a la tensión (kPa)				
	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
1	59.53	47.57	27.70	36.75	29.20
2	55.86	23.41*	26.96	46.37	
3	67.60	41.68	28.74		
4	49.12		11.40*		
5	43.03				
6	41.23				
Promedio	52.73	44.63	27.80	41.56	29.20

\* Resultados no considerados debido a que se observe fisura en la muestra antes de ser tensionada.

La diferencia en el número de pruebas para cada tipo de suelo, se debió a la manejabilidad del suelo, donde la fragilidad y el tamaño de los granos del suelo fueron los factores que intervinieron.

La figura 3.17 muestra los resultados de la resistencia a la tensión de muestras de suelo alterado con variación en el contenido de agua al momento de ser compactada. Como se observa en la figura, al incrementar el contenido de agua la resistencia a la tensión también incrementa hasta alcanzar un máximo valor, y después de alcanzar éste máximo, conforme se incrementa el contenido de agua la resistencia a la tensión disminuye. Se obtuvieron curvas prominentes para los úselos B y C, con forma y magnitud similar (el máximo fue alcanzado a un contenido de agua similar) debido a la similitud entre su densidad seca y su relación de vacíos (tabla 3.2). Sin embargo, el suelo C presentó una resistencia a la tensión un poco mayor que el suelo B, probablemente a que el suelo C contiene una mayor cantidad de arena fina que el suelo B. Este comportamiento fue explicado por Tamrakar et al. (2007). Por otra parte, el suelo A presentó una menor resistencia a la tensión a pesar de que contiene una mayor proporción de granos finos que los otros suelos. Una explicación plausible de este resultado es que el suelo A tiene la mayor relación de vacíos y la menor densidad seca (suelo suelto). El suelo A presentó el máximo de resistencia a la tensión similar a los suelos D y E.

La figura 3.18 muestra una comparación de la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado y alterado con similar contenido de agua al medido en las muestras inalteradas cuando fueron sometidas a tensión. En esta figura, los valores de las columnas de “Suelo

inalterado” corresponden al promedio de las resistencias a la tensión mostrados en la tabla 3.5, y los valores de la resistencia a la tensión de las columnas de “Suelo alterado 1” fueron obtenidas de las figura 3.17, los cuales corresponden a la prueba con variación en el contenido de agua. Los valores de las columnas de “Suelo alterado 2” son los resultados de las muestras alteradas sometidas a un proceso de secado. Comparando las columnas en la figura 3.18, una gran diferencia puede ser vista, particularmente entre las columnas de “Suelo inalterado” y “Suelo alterado 1”. Esta diferencia puede estar asociada con el incremento a la resistencia a la tensión debido a la presencia de agentes cementantes. Las pruebas correspondientes a “Suelo alterado 1” no tuvieron un proceso de secado que permitiera que el agente cementante mantuviera las partículas de suelo unidas. A diferencia de los resultados de “Suelo alterado 2”, los cuales presentaron una mayor aproximación a los resultados de “Suelo inalterado”, en parte debido a la contribución de los agentes cementantes. La diferencia entre estas pruebas puede deberse en parte al proceso de remoldeo, ya que la estructura de suelo inalterado es mecánicamente disgregado, provocando que el cementante y otras fuerzas internas pierdan el efecto de cohesión entre las partículas del suelo en las muestras alteradas. Anteriormente se mencionó, que las curvas de la resistencia a la tensión de los suelos alterados B y C son similares, siendo C ligeramente mayor, como se observa en la figura 3.17. Sin embargo, como se muestra en la Figura 3.18, en las pruebas donde el suelo tuvo un proceso de secado (“Suelo inalterado” y “Suelo alterado 2”), la resistencia a la tensión de los suelos B y C es numéricamente diferente. En esta comparación, el suelo B resultó con mayor resistencia a la tensión, probablemente debido a una mayor cantidad de cementante en el suelo B, ya que se observó una considerable cantidad de grumos de carbonato de calcio.

La figura 3.19 muestra los resultados de la resistencia a la tensión de muestras alteradas con diferentes contenidos de agua, donde la línea (a) “Sin proceso de secado” corresponde a la prueba con variación en el contenido de agua de moldeo (figura 3.17), la línea (b) “Con proceso de secado” muestra el comportamiento de la resistencia a la tensión durante la pérdida de agua de la muestra alterada, y la línea (c) “Con proceso de secado y rehidratación” son los resultados obtenidos de muestras incrementando el contenido de agua después de haber sido sometida a un proceso de secado . Se puede observar que los

resultados correspondiente a la línea (a), son menores que los resultados en las líneas (b) y (C) debido al proceso de secado, permitiendo que el cementante aporta resistencia en las muestras del suelo. Los resultados en un 100 % de saturación, para el caso de las líneas (a) y (b) tienen igual resistencia a la tensión dado ya que en ambas líneas no existió proceso de secado para esta saturación, sin embargo para el caso de la línea (c), se observa que aun alcanzando el 100 % de saturación, la resistencia a la tensión es mayor que la resistencia de las muestras que no estuvieron sometidas a secado. Esta diferencia probablemente es a que el cementante todavía mantenga algo de su adherencia entre las partículas incluso aun estando la muestra totalmente saturada. De los resultados observados en la línea (b), se puede observar que para una saturación entre el 90 % la resistencia a la tensión alcanza un máximo y después decrece para un contenido de agua menor y que al ir disminuyendo éste, la resistencia tiende a incrementarse, este comportamiento puede ser debido a la succión y al cementante del suelo, donde para las resistencias obtenidas alrededor del 90 % de saturación probablemente sea la succión el factor principal en aportar resistencia a la tensión, y para menores contenidos de agua puede deberse en mayor parte al cementante.

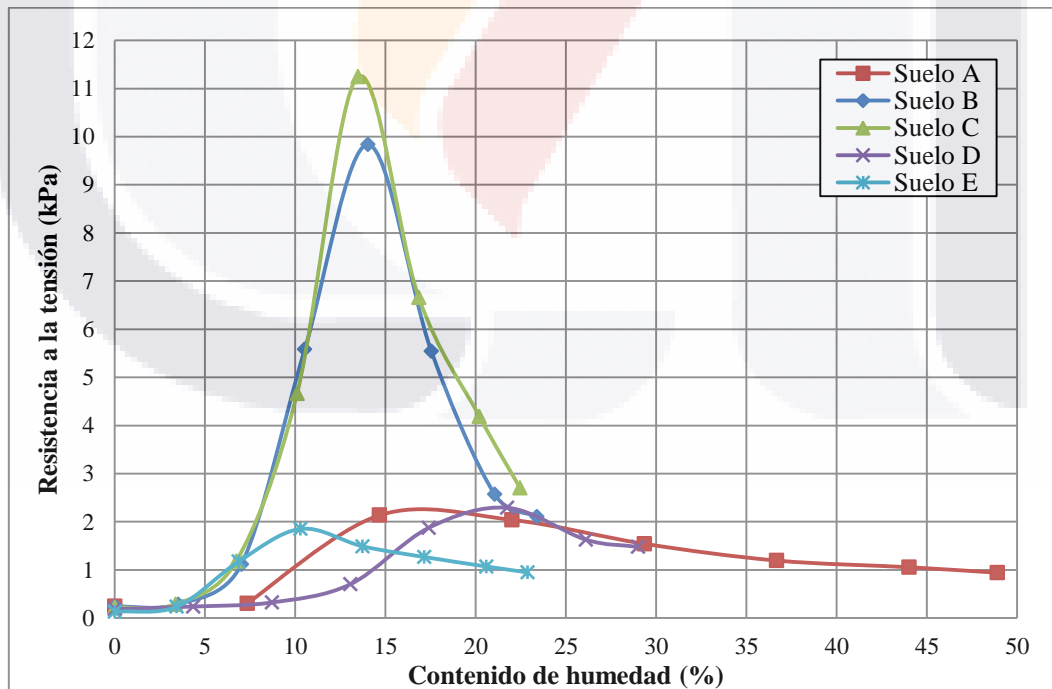


Figura 3.17. Valores promedio de la Resistencia a la tensión vs. contenido de agua en muestras de suelo alterado.

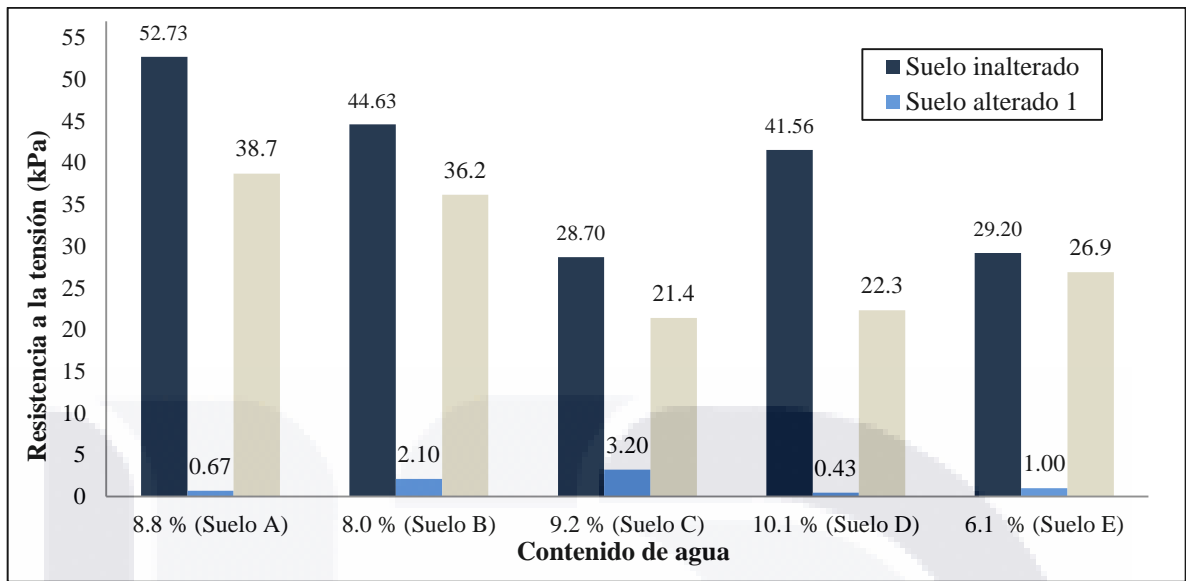


Figura 3.18. Comparación de las resistencias a la tensión en igual contenido de agua. Las columnas Suelo inalterado son los promedios de las resistencias a la tensión de muestras de suelo inalterado; las columnas Suelo alterado 1 son las resistencias a la tensión de muestras de suelo alteradas con variación en el contenido de agua de moldeo; las columnas de Suelo alterado 2 son la resistencia a la tensión de muestras de suelo alterado con un proceso de secado.

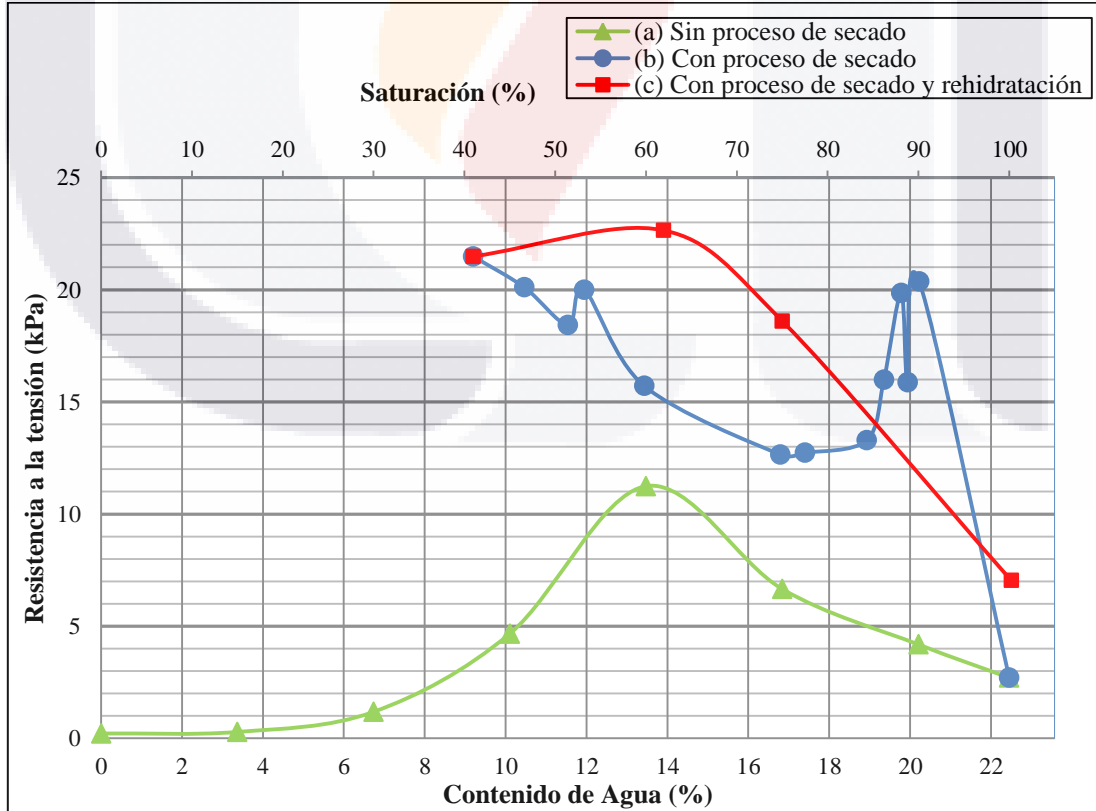


Figura 3.19. Resistencia a la tensión vs. contenido de agua en muestras alteradas de suelo C.

### 3.7. Conclusiones

Se realizó un estudio experimental comparativo de la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado y alterado obtenido del valle de Aguascalientes. Los resultados de la resistencia a la tensión obtenidos de las muestras inalteradas mostraron una amplia variación debido a la heterogeneidad y a la anisotropía del suelo. A pesar de lo anterior, los resultados obtenidos en muestras inalteradas fueron mayores que las resistencias a la tensión obtenidas de muestras alteradas. Por lo que, el aparato diseñado para obtener una medición directa de la resistencia a la tensión en muestras es capaz de proveer buenos resultados obtenidos en muestras inalteradas.

Los resultados de la resistencia a la tensión de muestras alteradas sometidas a un proceso de secado fueron numéricamente más similares a los resultados obtenidos en muestras inalteradas, en gran parte debido a que el proceso de secado permitió que el agente cementante, el cual está compuesto principalmente por carbonato de calcio, mantuviera unidas las partículas de suelo.

Las resistencias a la tensión obtenidas de suelos inalterados variaron entre 28.70 y 52.73 kPa. Para un contenido de agua similar al de las muestras inalteradas, la variación de la resistencia a la tensión de muestras alteradas fue: con un proceso de secado fue entre 21.40 y 38.70 kPa, y sin proceso de secado fue entre 0.43 y 3.20 kPa.

Factores que alteran la resistencia a la tensión como lo son: el efecto de la variación del contenido de agua en el suelo, el proceso de compactación de la muestra de suelo y el tamaño de las partículas, han sido mencionados en otros estudios. Sin embargo, este estudio está más enfocado en la comparación entre la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalteradas y alteradas, como también a la variación de éste parámetro en muestras de suelo después de un proceso de secado, permitiendo obtener conocimiento del comportamiento de la resistencia a la tensión del suelo con diferentes contenidos de agua, emulando en parte el proceso de humedecimiento natural por lluvia.

## **CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS VERTICALES Y SU RELACIÓN CON LAS FRACTURAS SUPERFICIALES**

### **4.1. Introducción**

El esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) está definido como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión del agua que existe en los vacíos del suelo, siendo el esfuerzo total el peso de la columna de suelo por unidad de área unitaria (Terzaghi, 1936). La disminución de los niveles piezométricos del agua del suelo es una causa de la reducción en la presión de poro que a su vez provoca un incremento de los esfuerzos efectivos.

Budhu (2008), describe una suposición de formación de fractura en el suelo, basado en el fenómeno de cambios de esfuerzos efectivos verticales sobre un plano horizontal debajo del nivel del agua subterránea en los sedimentos del acuífero, donde la diferencia del esfuerzo efectivo entre dos puntos en el plano a una distancia corta se debe a la variación de la superficie del nivel del agua subterránea. La variación en la magnitud del esfuerzo efectivo debido al cambio en el nivel freático en un segmento horizontal a cierta profundidad crea un esfuerzo efectivo diferencial ( $\Delta\sigma'$ ), ocasionando que el sedimento presente un desplazamiento diferencial de tal magnitud que el suelo llegue a fracturarse. En la figura 4.1, se muestra la representación del mecanismo de formación de fracturamiento debido a un incremento considerable en la magnitud del esfuerzo efectivo vertical sobre el plano horizontal "Z". La fractura se origina en la zona con mayor incremento en la magnitud esfuerzo efectivo, ocasionando un desplazamiento diferencial de tal magnitud que ocasione el fracturamiento del suelo.

La extracción del agua subterránea en Aguascalientes ha contribuido con el hundimiento progresivo y generalizado de esta superficie (subsistencia), cuyo registro comienza a principios de los años 1980's (Pacheco-Martínez et al., 2013), y la cual se presenta de manera irregular y viene acompañada por fracturamiento del subsuelo.

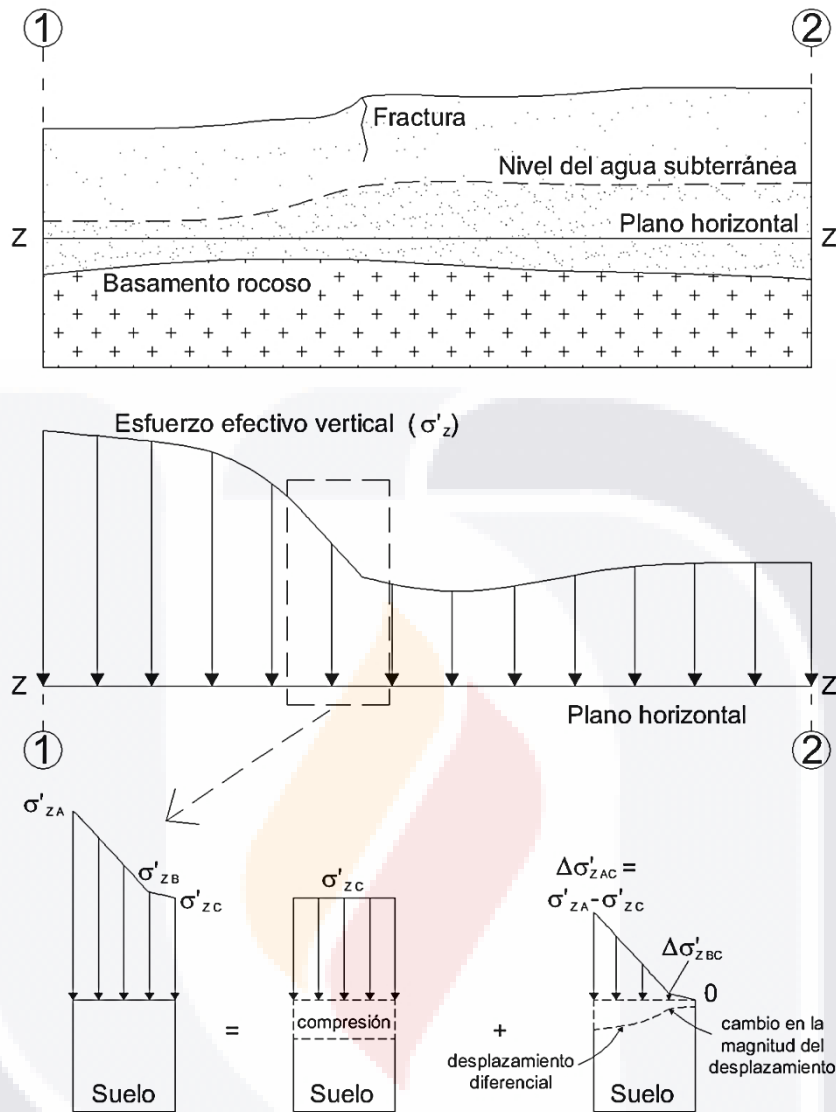


Figura 4.1. Mecanismo de formación de fracturamiento según Budhu (2008).

En éste capítulo, se analizó la variación de los esfuerzos efectivos verticales en un área que comprende parte de los municipios de Aguascalientes y Jesús María. Como base del análisis numérico, los esfuerzos efectivos se calcularon a 1,700 metros s. n. m. m., elevación que está por debajo del nivel del agua subterránea entre los años 2005 y 2016, periodo en el que se hizo una comparación del incremento del esfuerzo efectivo. La metodología incluye el uso de Sistemas de Información Geográfica, en el cual se analizó las geomorfologías de las superficies de los estratos que conforman el área de estudio con el fin de estimar los pesos de las columnas de suelo por unidad de área unitaria para obtener los esfuerzos efectivos en los años 2005 y 2016. La información estratigráfica se configuró



TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

a partir de los registros litológicos de pozos y de perfiles eléctricos verticales mismos que se obtuvieron y analizaron de la información recabada de Zermeño-Villalobos (2016). El análisis de los esfuerzos efectivos verticales fue conducido para establecer un modelo el cual pueda determinar si las fracturas existentes sobre un área están relacionadas a los esfuerzos efectivos diferenciales. Lo anterior se realizó mediante un análisis de regresión lineal múltiple, donde se planteó la relación de dependencia del esfuerzo efectivo vertical en un punto con la distancia a la fractura más cercana y el esfuerzo efectivo en la fractura más cercana. También se realizó un análisis con el fin de identificar zonas de peligro por fracturamiento en función de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales, el cual consistió en localizar direcciones donde la variación de los esfuerzos efectivos fuera mayor o igual a las condiciones de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales obtenidas de las fracturas existentes en el área de estudio.

#### **4.2. Área de Estudio**

El área de estudio mostrada en la figura 4.2b tiene una superficie de 144.45 km<sup>2</sup>, la cual comprende parte de la zona urbana de los municipios de Aguascalientes y Jesús María. Según el Sistema de Información de Fallas Geológicas y Grietas (SIFAGG, 2010), el municipio de Jesús María tiene aproximadamente 88,629 habitantes con una superficie de 563.79 km<sup>2</sup>, con un total de 49 fallas que han afectado 183 inmuebles. El municipio de Aguascalientes cuenta aproximadamente con 751,497 habitantes con una superficie de 1,204.24 km<sup>2</sup>, con un total de 67 fallas afectando 1,438 inmuebles.

Con base en la tesis de Zermeño-Villalobos (2016) y en las cartas geológicas de área (F13 D19 del INEGI (1977), y F13 9 del SGM (1998), en la figura 4.2 se distinguen cuatro estratos dentro del área de estudio, los cuales son:

- 1) Areniscas, areniscas arcillosas, arcillas y conglomerados (CII).
- 2) Gravas y arenas recientes (Qal).
- 3) Arenas y conglomerados del pleistocénico (Qrp).
- 4) Basamento

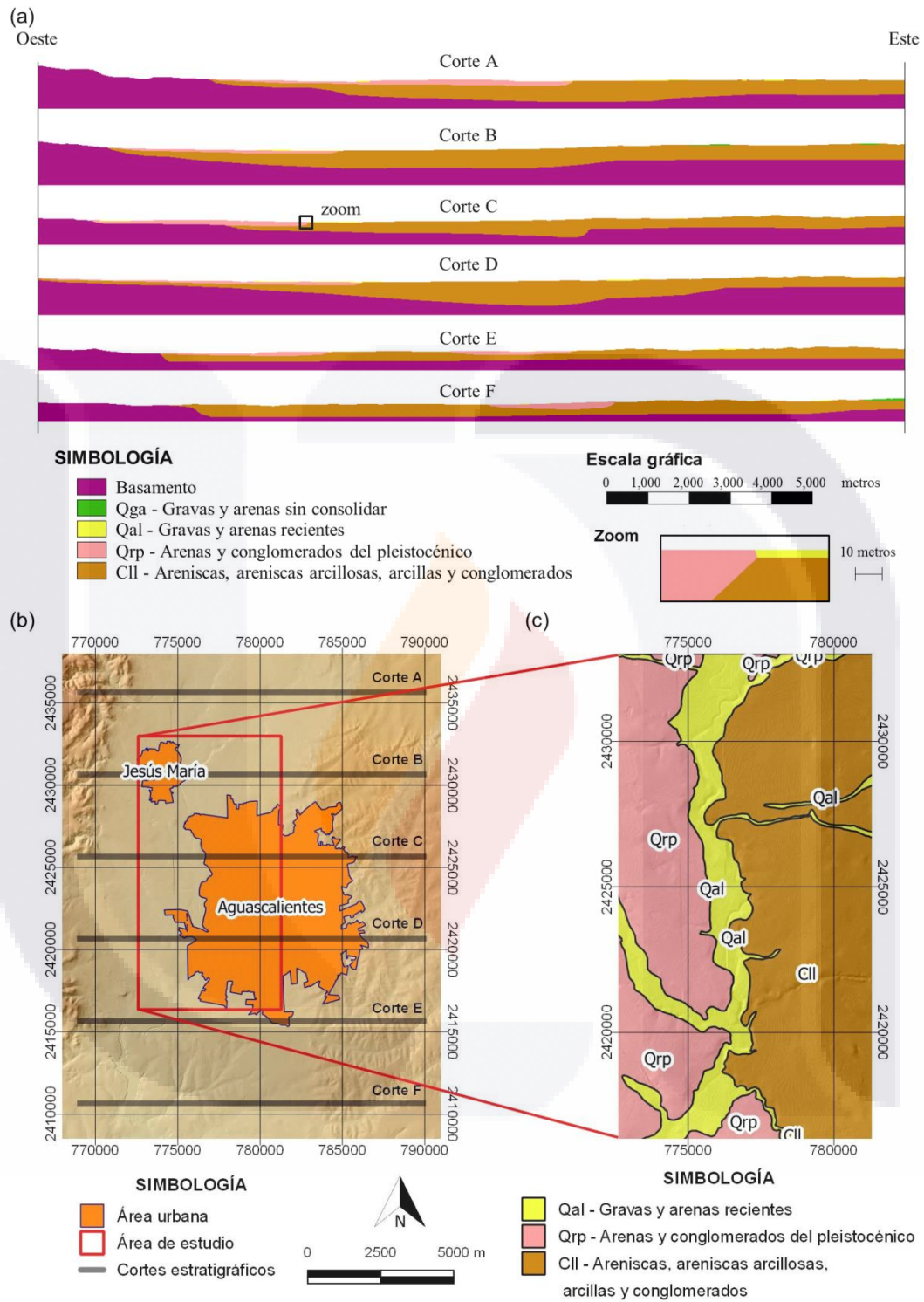


Figura 4.2. Información estratigráfica, topográfica y geológica del área de estudio. (a) Cortes estratigráficos (Zermeño-Villalobos, 2016); (b) Modelo digital de elevación (INEGI) y delimitación del área de estudio; (c) Geología del área de estudio.

### 4.3. Estimación de esfuerzos efectivos verticales

Los esfuerzos efectivos verticales y su variación espacial se calcularon con base en los niveles estáticos del agua subterránea proporcionados por CONAGUA. A partir de los cuales, a modo de comparación, se crearon mapas con curvas de igual elevación de estos niveles para los años de 2005 (fecha de inicio de datos de los nivel estáticos de los pozos) y 2016 (figuras 4.3a y 4.3b). En la figura 4.3c, se muestra el descenso del nivel estático de 2005 al 2016, siendo el municipio de Jesús María la región con mayor descenso en los niveles piezométricos en la zona de análisis. En éste trabajo se analizaron los esfuerzos efectivos a una elevación de 1,700 metros sobre el nivel del mar, la cual está por debajo de los niveles estáticos del agua en el periodo de análisis. El hecho de haber utilizado el nivel de 1,700 m, nos ha permitido observar las variaciones en los esfuerzos efectivos debido exclusivamente a la disminución del agua subterránea y a la variación estratigráfica.

Para la estimación de los esfuerzos efectivos y representación cartográfica de su variación, se aplicó una metodología que incluye el uso del software QGIS<sup>1</sup>, en el que se realizaron los siguientes pasos:

- 1) Creación de superficies de los estratos.
- 2) Obtención de los espesores de los estratos.
- 3) Cálculo de esfuerzos efectivos.

El análisis se realizó mediante archivos ráster dentro del QGIS. Cabe mencionar que para que éste procedimiento fuera confiable, fue necesario manejar el mismo tamaño de las celdas en *X* y *Y* (celdas cuadradas) para todos los archivos ráster.

---

<sup>1</sup> QGIS (Versión 2.8.2 - Wien) [software libre, licencia GNU GPL] (2015): GNU GENERAL PUBLIC LICENSE, Free Software Foundation, Inc., 51 Franklin Street, Fifth Floor, Boston, MA 02110-1301 USA.

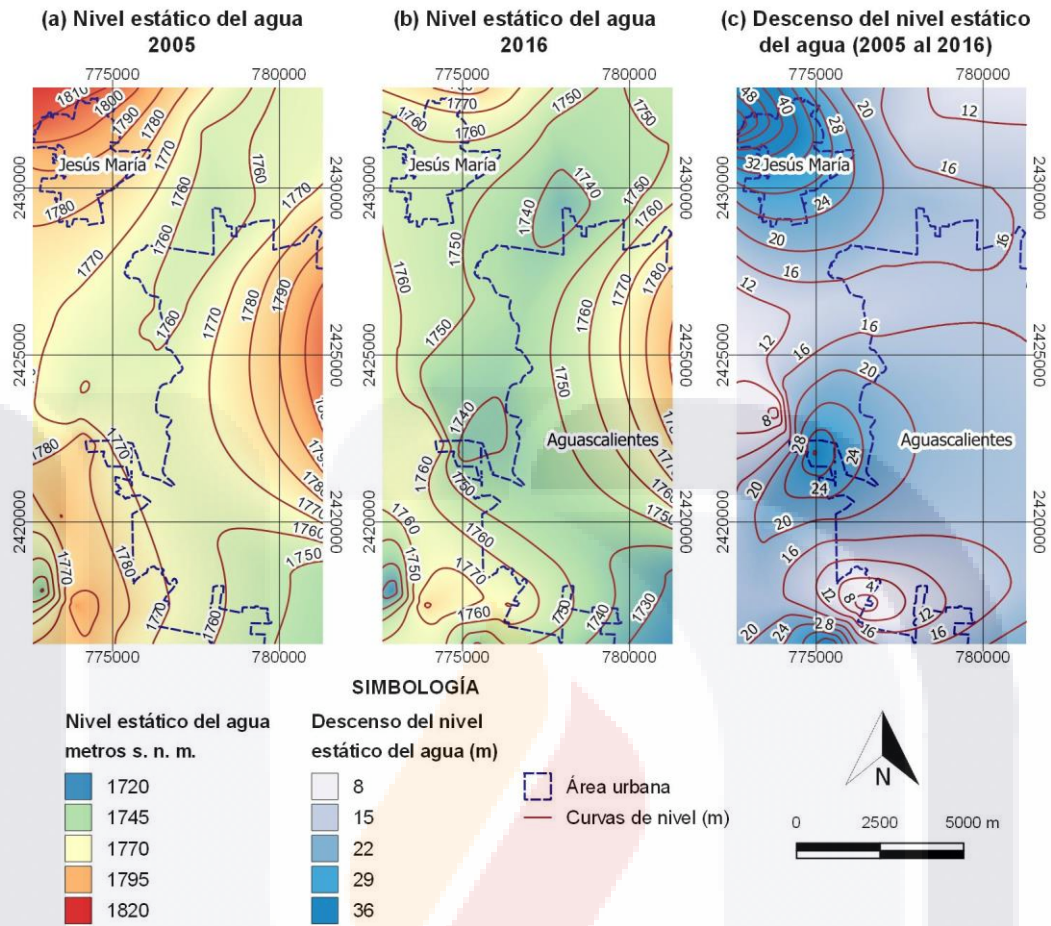


Figura 4.3. (a, b) Niveles estáticos del agua 2005 y 2016, y (c) descenso del nivel estático del agua del 2005 al 2016.

#### 4.3.1. Creación de superficies de los estratos

Para establecer la estratigrafía del área de estudio se crearon superficies de los cuatro estratos del área de estudio en archivos ráster. Estos últimos constan de una matriz de celdas (o píxeles) organizadas en filas y columnas en la que cada celda contiene un valor que para este análisis representó la elevación topografía respecto del nivel del mar de los estratos del área de estudio.

Para la creación de las superficies de los estratos, primero se definió la superficie de cada estrato, para lo cual, se utilizó el mapa geológico y los cortes estratigráficos del área de estudio. Definido lo anterior, se crearon las superficies con las geomorfologías de los

estratos. Para este proceso, se utilizó la información topográfica de los cortes estratigráficos y del modelo digital de elevación del terreno (figura 4.2).

Para todos los archivos ráster creados, se estableció como tamaño de las celdas de 14.2987 metros, dicho tamaño se estableció debido a que es el tamaño de las celdas del archivo del modelo digital de elevación obtenido del INEGI.

Para la creación de las superficies de los estratos se emplearon principalmente dos herramientas que forman parte del software QGIS, estas son:

- 1) *Calculadora ráster*: Esta herramienta se ha diseñado para el uso en la aplicación como un cuadro de diálogo que permite realizar multitud de operaciones matemáticas entre archivos ráster.
- 2) *Interpolación vecino natural*: Esta herramienta de interpolación, utiliza sólo un subconjunto de muestras de entrada más cercanas a un punto de consulta (asociados a los polígonos de Voronoi) y aplica ponderaciones sobre éstas, basándose en áreas proporcionales para interpolar un valor de modo que asegura que las magnitudes interpoladas estarán dentro del rango de las muestras empleadas (Sibson, 1981). La superficie obtenida mediante la interpolación pasa por las muestras de entrada, el método no produce depresiones, crestas o valles que no estén ya representados por las muestras de entrada. Esta interpolación es un poderoso método para estimación de información en geociencias, una de las aplicaciones es en la interpolación de topografías (Liang y Hale, 2010).

El empleo de estas herramientas dependió de la configuración de cada estrato, donde la calculadora ráster se utilizó para la extracción de la superficie correspondiente de cada estrato dentro del modelo digital de elevación.

Mediante la técnica de interpolación vecino natural se obtuvieron las superficies por debajo del nivel topográfico de la superficie del suelo. Para esto, se crearon archivos tipo shapefile, los cuales tienen información vectorial de la localización y elevación de puntos obtenidos de los cortes estratigráficos correspondientes a cada estrato. Con la gama de puntos

correspondiente a cada estrato se utilizó la interpolación vecino natural para crear la superficie formada por estos puntos.

En la figura 4.4, se muestra en 3 dimensiones las cuatro superficies obtenidas de los estratos que conforman el área de estudio.

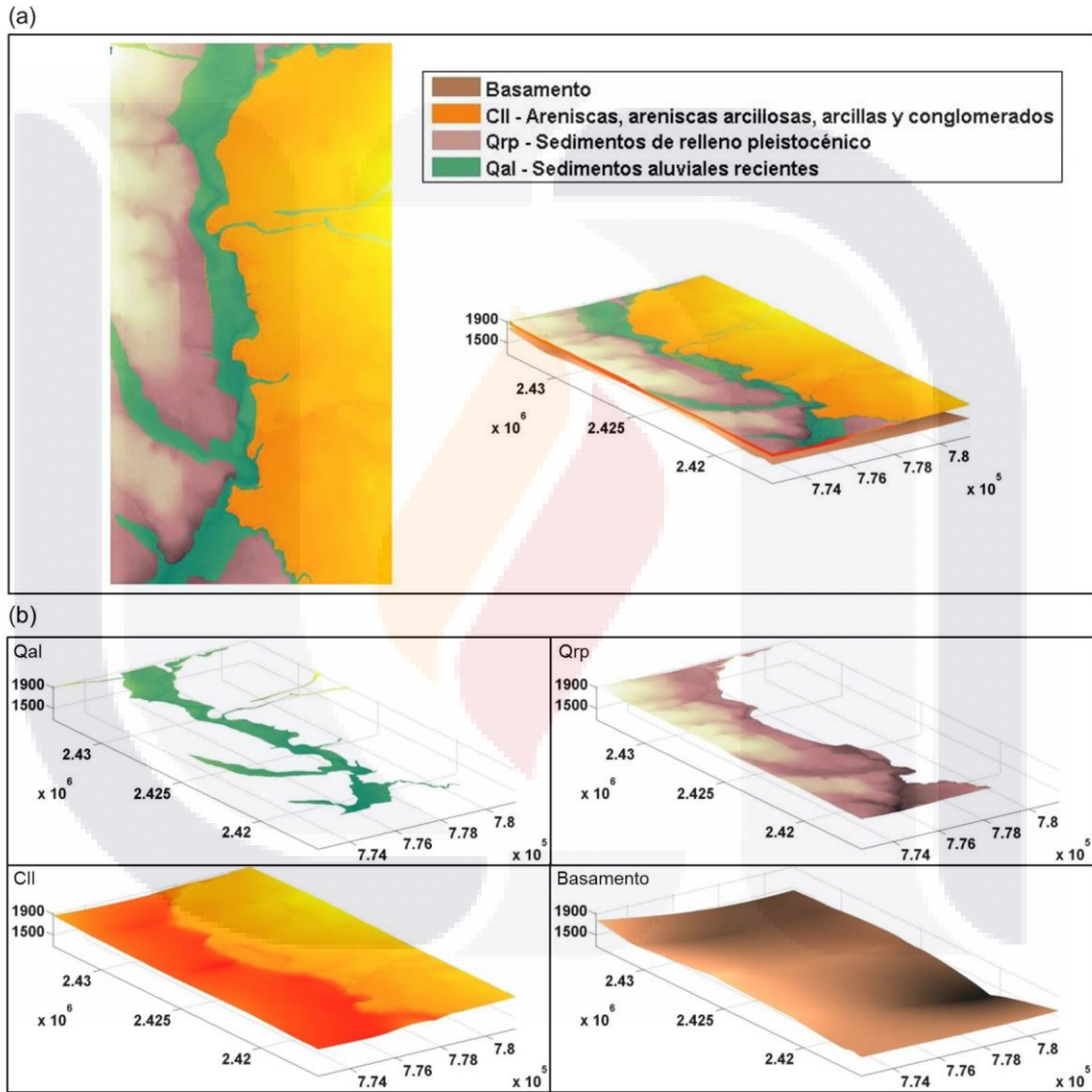


Figura 4.4. Superficies tridimensionales de los estratos del área de estudio. (a) Conjunto de superficies de los estratos; (b) Superficies individuales de los estratos. (Acotado en metros).

#### 4.3.2. *Obtención de los espesores de los estratos.*

Para la obtención de los esfuerzos efectivos fue necesario conocer el peso de la columna de suelo por unidad de área unitaria, por lo que se obtuvieron los espesores de los estratos sobre el nivel en el que se analizaron los esfuerzos efectivos, que como se mencionó anteriormente fue de 1,700 metros s. n. m., denominado a partir de este punto como nivel Z.

Para la obtención de los espesores de los estratos con respecto al nivel Z se realizó un proceso usando la herramienta *calculadora ráster*, en la cual a cada una de las capas ráster de superficies de los estratos se le resta el valor de Z. Del resultado de esta operación se obtiene una capa ráster en la que se pueden obtener valores negativos en algunas áreas, debido a que éstas se encuentran debajo del nivel Z. Sin embargo, solo se incluyeron en nuestro análisis los valores positivos, asignándoles valores de 0 a los datos negativos. Para realizar esto último, se hizo una operación en la que al ráster resultante se le sumó su valor absoluto, y el resultado se dividió entre dos, quedando un ráster con valores positivos que significan la altura sobre el nivel Z. Este procedimiento se inicia con el estrato más profundo hasta llegar al estrato superior, de tal manera que al restar los espesores por debajo de cada estrato se obtuvo el espesor correspondiente al estrato (figura 4.5).

Fue necesario conocer el espesor seco y saturado de cada estrato, para lo cual se realizó el mismo procedimiento para la obtención de los espesores, en donde a partir de este punto, se utilizó también como referencia el nivel estático del agua, el cual permitió obtener espesores secos en el 2005 y 2016. Los espesores saturados se obtuvieron de la diferencia del espesor total del estrato menos el espesor seco correspondiente al estrato.

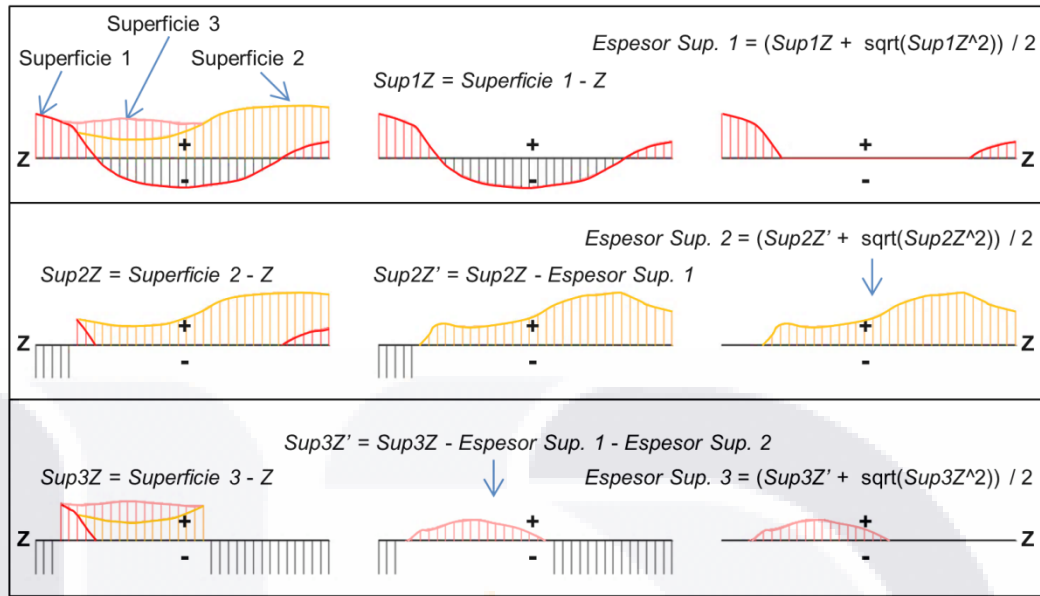


Figura 4.5. Representación gráfica de la obtención de los espesores de los estratos respecto a un nivel Z.

### 4.3.3. Cálculo de esfuerzos efectivos

Para obtener el esfuerzo efectivo a la profundidad Z de los años 2005 y 2016, se utilizó la *calculadora ráster* en donde se sumaron los archivos ráster de espesores secos por el peso específico correspondiente de cada estrato, más los espesores saturados por la diferencia del peso específico saturado del estrato menos es el peso específico del agua de poro, lo anterior queda analíticamente representado con la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{Z=1700} = \sum_{i=1}^n \text{EspesorSeco}_i (\gamma_{m_i}) + \text{EspesorSaturado}_i (\gamma_{sat_i} - \gamma_w)$$

En donde,

- $\sigma'_z$                       esfuerzo efectivo
- $\text{EspesorSeco}_i$             espesor seco correspondiente al estrato  $i$
- $\gamma_{m_i}$                         peso específico seco del estrato  $i$
- $\text{EspesorSaturado}_i$         espesor saturado correspondiente al estrato  $i$
- $\gamma_{sat_i}$                         peso específico saturado del estrato  $i$
- $\gamma_w$                           peso específico del agua

La tabla 4.1 muestra los pesos específicos empleados para el cálculo de esfuerzos efectivos.



Tabla 4.1. Valores de pesos específicos secos y saturados utilizados. Los datos fueron obtenidos de mediciones de muestras inalteradas de suelo del área de estudio.

<b>Estratos</b>	<b>Peso específico Seco (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso específico Saturado (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Qal – Gravas y arenas recientes	15.76	19.30
Qrp – Arenas y conglomerados del pleistocénico	15.78	19.47
CII – Areniscas, areniscas arcillosas, arcillas y conglomerados	16.43	20.19
Basamento	19.00	24.80

#### **4.4. Relación espacial entre la variación del esfuerzo efectivo vertical y las fracturas superficiales observadas**

El objetivo de encontrar si existe una relación espacial entre la variación de los esfuerzos efectivos verticales y las fracturas superficiales, es comprobar si los incrementos en los esfuerzos efectivos sobre un plano horizontal influyen en la generación de fracturas en el suelo.

Para lograr el objetivo se realizó un análisis estadístico de regresión lineal múltiple (Montgomery et al., 2012). Para llevar a cabo el análisis de regresión lineal múltiple se utilizó la información del archivo ráster de los esfuerzos efectivos calculados del área de estudio y las fracturas superficiales correspondientes al área, las cuales fueron obtenidas del Sistemas de Información de Fallas Geológicas y Grietas (figura 4.6). En el modelo de regresión lineal múltiple se planteó la relación de dependencia del esfuerzo efectivo en un punto con la distancia en la fractura más cercana al punto de dicho esfuerzo efectivo y del esfuerzo efectivo en la fractura más cercana, de modo que si el esfuerzo efectivo en la fractura y la distancia a la fractura más cercana explican un “incremento del esfuerzo efectivo” en un punto alrededor de la fractura se puede inferir que la formación de fracturas está relacionada con los incrementos del esfuerzo efectivo vertical sobre un plano horizontal.

El análisis se realizó con los esfuerzos efectivos del 2016 (figura 4.6b). Para cada elemento de la matriz del archivo ráster de esfuerzos efectivos, se obtuvo la correspondiente distancia

TESIS TESIS TESIS TESIS TESIS

a la fractura más cercana y el esfuerzo efectivo en la fractura más cercana, dándonos como resultado dos arreglos matriciales de iguales dimensiones a la de la matriz de los esfuerzos efectivos. Lo anterior se realizó mediante un código computacional que analiza la matriz del archivo ráster de las fracturas (Anexo A), en la cual los elementos de la matriz donde no se localiza una fractura se les asignó el valor de 0, y los elementos donde existe una fractura se les asignó el valor correspondiente al número de fractura. El ráster de las fracturas debe tener igual resolución que el ráster de esfuerzos efectivos para garantizar que la información de cada elemento sea correspondiente a las coordenadas de los elementos. El código crea una matriz con las distancia a la fractura más cercana para cada elemento de la matriz. El modo de búsqueda de la fractura más cercana consiste en iteraciones que buscan valores distintos de 0 en los elementos a los lados de la celda analizada de la matriz de las fracturas. En cada iteración la búsqueda se amplía más separándose una celda más del origen, la iteración continua hasta encontrar un dato distinto de 0, al obtener un valor distinto de 0, calcula la distancia hacia el punto y la distancia mínima correspondiente a la iteración, hace entonces una comparación de distancias para decidir si hay posibilidad de encontrar otro elemento de menor distancia, si hay la posibilidad continua con las iteraciones, las cuales ya estarán restringidas en base a la distancia del elemento encontrado y la distancia mínima de dicha iteración (figura 4.7). A la misma vez que se encuentra la distancia a la fractura más cercana se obtiene el esfuerzo efectivo en la fractura correspondiente a la celda de la fractura más cercana. Los resultados se muestran en la figura 4.8.

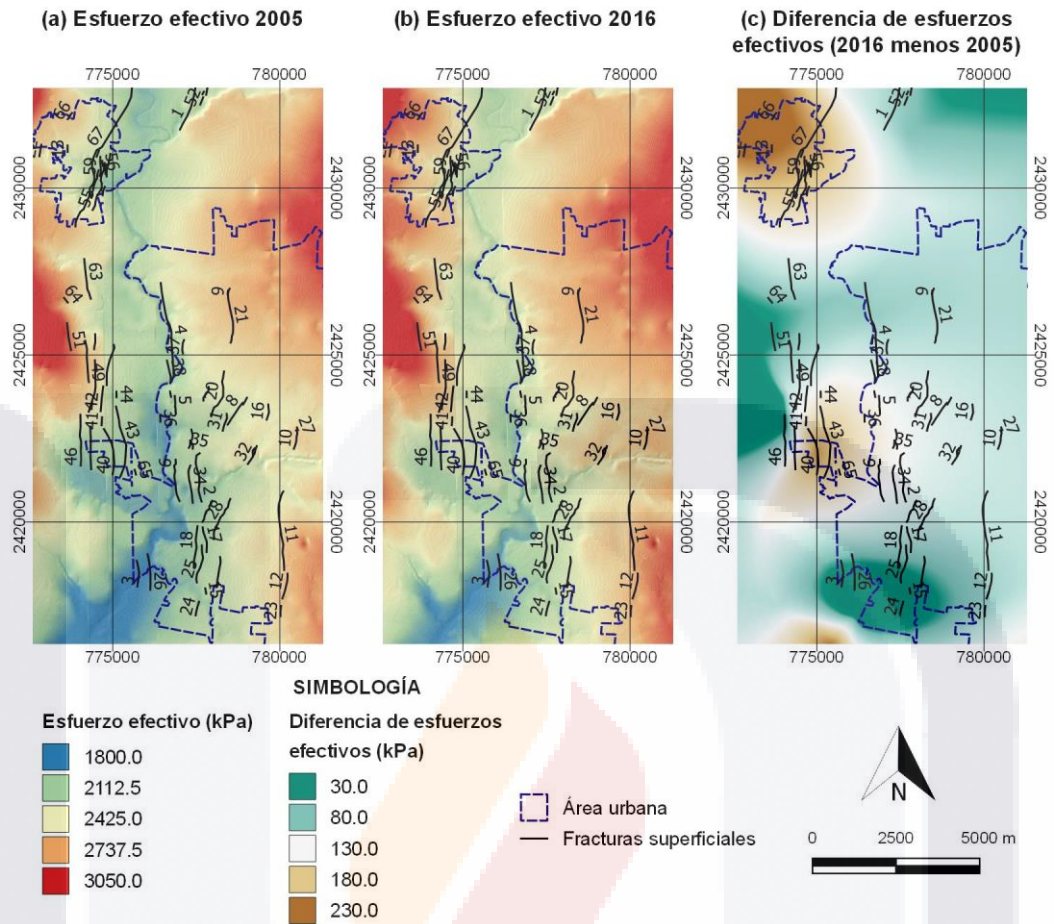


Figura 4.6. Esfuerzos efectivos a 1,700 metros s. n. m. del área de estudio.

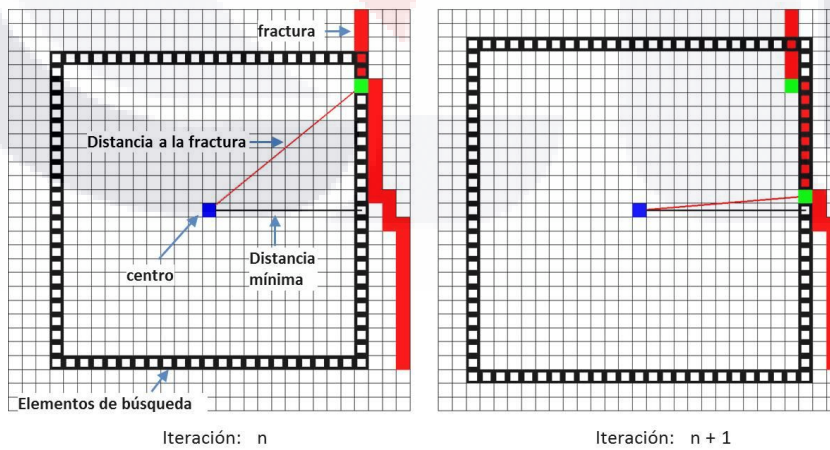


Figura 4.7. Ejemplificación gráfica de las iteraciones del código de búsqueda de la fractura más cercana.

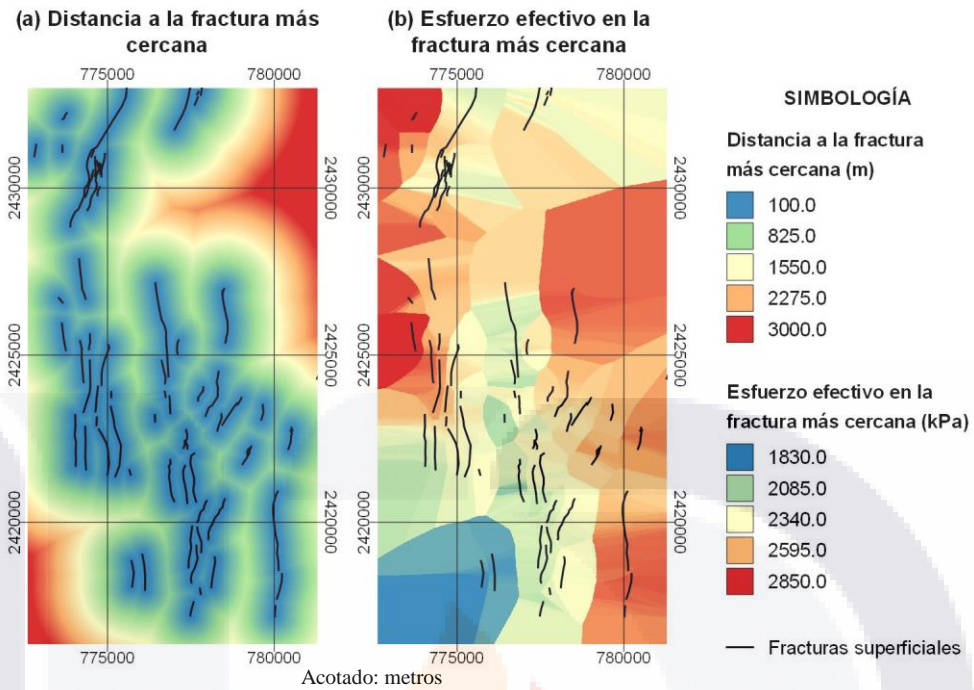


Figura 4.8. Distancias y esfuerzos efectivos en la fractura más cercana.

#### 4.4.1. Análisis de regresión lineal múltiple

La ecuación de regresión lineal múltiple para el modelo planteado es:

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \epsilon$$

En donde,

- $y$                     esfuerzo efectivo (variable dependiente)
- $x_1$                     distancia a la fractura más cercana (variable independiente)
- $x_2$                     esfuerzo efectivo en la fractura más cercana (variable independiente)
- $\beta_0, \beta_1, \beta_2$         coeficientes de regresión
- $\epsilon$                     error

Para obtener los coeficientes de regresión se empleó el método de mínimos cuadrados, del cual se tiene:

$$\begin{aligned} \beta_0 n + \beta_1 \Sigma x_1 + \beta_2 \Sigma x_2 &= \Sigma y \\ \beta_0 \Sigma x_1 + \beta_1 \Sigma x_1^2 + \beta_2 \Sigma x_1 x_2 &= \Sigma x_1 y \\ \beta_0 \Sigma x_2 + \beta_1 \Sigma x_1 x_2 + \beta_2 \Sigma x_2^2 &= \Sigma x_2 y \end{aligned}$$

La  $n$  es el número de observaciones, las cuales corresponden al número de elementos de la matriz de los archivos ráster. A continuación, se muestran las sumas requeridas para el sistema de ecuaciones obtenidas con los datos obtenidos mostrados en las figuras 4.6b y 4.8:

$n$	$\Sigma x_1$	$\Sigma x_2$	$\Sigma x_1^2$	$\Sigma x_2^2$
706548	654141330.08	1714280155.39	1108249544034.42	4209671041609.58
$\Sigma x_1 x_2$	$\Sigma y$	$\Sigma x_1 y$	$\Sigma x_2 y$	
1576928540511.3	1774965148.30	1704185569592.84	4349961333885.18	

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene los coeficientes de regresión:

$$\beta_0 = 223.4351, \quad \beta_1 = 0.1392, \quad \beta_2 = 0.8902$$

La ecuación de regresión lineal múltiple del modelo es:

$$y = 223.4351 + 0.1392x_1 + 0.8902x_2$$

En la figura 4.9 se muestran los esfuerzos efectivos del área de estudio y plano de regresión lineal múltiple. En la tabla 4.2 se muestra el coeficiente de correlación múltiple ( $R$ ) el cual se aproxima a 1.0, por lo que el grado de asociación entre las variables es fuerte. El coeficiente de determinación ( $R^2$ ) y el corregido ( $R^2_{\text{corregido}}$ ), que en éste caso son prácticamente iguales debido al gran número de observaciones, nos indican que las dos variables independientes explican 78.75 % de la varianza de la variable dependiente. Y la media de los residuos prácticamente es 0 kPa con una desviación de 134.15 kPa. Del coeficiente de correlación y del coeficiente de determinación se tiene un buen ajuste y una fuerte relación entre las variables, por lo que hay una relación lineal del esfuerzo efectivo con las variables independientes.

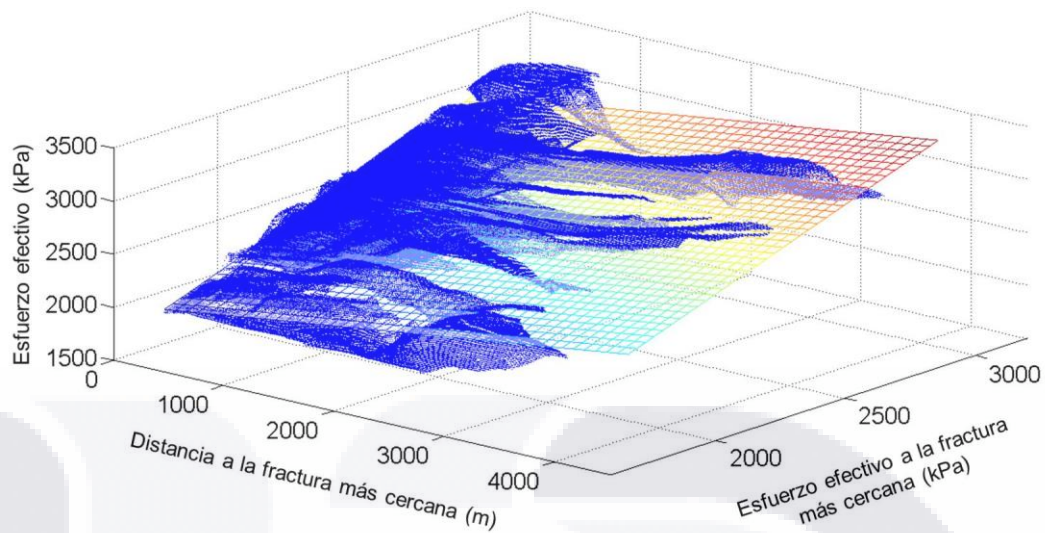


Figura 4.9. Diagrama de dispersión y plano de regresión.

Tabla 4.2. Ajuste del modelo.

Correlación múltiple, $R$	Coefficiente de determinación, $R^2$	Coefficiente de determinación corregido, $R^2_{\text{corregido}}$	Media de los residuos	Desviación estándar de los residuos
0.8874	0.7875	0.7875	$5.8526 \times 10^{-9} \approx 0$	134.1541 kPa

En la tabla 4.3 se presenta el resumen de las pruebas de significancia entre la variable dependiente y el conjunto de variables independientes, y en la tabla 4.4 se presenta el resumen de las pruebas individuales de significancia de los coeficientes de regresión. El contraste de la hipótesis para probar la significancia del modelo de regresión y de los coeficientes de regresión individual ( $\beta_i$ ), es:

Hipótesis nula  $H_0: \beta_i = 0$

Hipótesis alternativa  $H_1: \beta_i \neq 0$

En la tabla 4.3 el estadístico F nos permite contrastar la hipótesis nula de que el parámetro poblacional vale 0. Para éste modelo el estadístico de prueba F es mayor que  $F_{\alpha,2, 706545}$  para un nivel de confianza del 99%, por lo que se rechaza la hipótesis nula, lo cual implica que las variables están linealmente relacionadas.

Tabla 4.3. Análisis de la varianza para la significación de la regresión en la regresión múltiple.

Fuente de variabilidad	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Varianza	Estadístico de prueba $F$	Nivel de confianza $F_{\alpha,2, 706545}$ ( $\alpha=0.01$ )	Decisión de prueba
Regresión	47113064328.31	2	23556532164.15	1308889.25	4.6052	$F > F_{\alpha,2, 706545}$
Residuo	12715934498.48	706545	17997.35			
Total	59828998826.79	706547				

Como se observa en la tabla 4.4, el estadístico  $t_0$  para los 3 coeficientes es mayor a  $t_{\alpha/2, 706545}$ , rechazando la hipótesis nula, por lo que para el caso de  $\beta_1$  y  $\beta_2$  que representan la pendiente del plano de regresión, se concluye que las variables  $x_1$  y  $x_2$  contribuyen de manera significativa al modelo.

Tabla 4.4. Prueba de coeficientes individuales de regresión

Coefficiente de regresión	Estadístico $t$ para $\beta_i$	Nivel de confianza $t_{\alpha/2, 706545}(\alpha=0.01)$	Decisión de prueba
$\beta_0 = 223.4351$	150.5821	2.5758	$ t  > t_{\alpha/2, 706545}$
$\beta_1 = 0.1392$	733.9859	2.5758	$ t  > t_{\alpha/2, 706545}$
$\beta_2 = 0.8902$	1485.9769	2.5758	$ t  > t_{\alpha/2, 706545}$

Del análisis de regresión lineal múltiple se prueba que existe una relación del esfuerzo efectivo con la distancia a la fractura más cercana y el esfuerzo efectivo en la fractura más cercana, y las pruebas de significancia mostraron que tanto en conjunto como individualmente las variables contribuyen al modelo y están relacionadas linealmente, por lo que existe una fuerte relación entre la variación del esfuerzo efectivo en un plano horizontal con las fracturas superficiales en el área de estudio.

#### 4.5. Localización de zonas de peligro por fracturamiento en función de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales

Con los esfuerzos efectivos verticales estimados para el 2016 a una altura de 1,700 metros sobre el nivel del mar se obtuvieron esfuerzos efectivos diferenciales respecto a las fracturas del área, de estos valores se obtuvieron los promedios de las pendientes obtenidas de los esfuerzos efectivos diferencial entre la distancia respecto a la fractura, con el fin de analizar los esfuerzos efectivos verticales del área en busca de direcciones con pendientes

de esfuerzos efectivos diferenciales iguales o superiores al promedio de las pendientes obtenidas de las fracturas registradas dentro del área de estudio.

En la figura 4.10, se muestran los esfuerzos efectivos verticales y los esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana, estimados para el 2016. Se tiene un total de 706,548 estimaciones de esfuerzos efectivos verticales y de esfuerzos efectivos diferenciales, cada esfuerzo forma parte de una cuadrícula con lados de 14.2987 metros, por lo que cada dato corresponde a un área de 204.4528 m<sup>2</sup>. Los esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana, se obtuvieron restando a los esfuerzos efectivos verticales el esfuerzo efectivo vertical correspondiente a la fractura más cercana, como se observa en la figura 4.11. De la suposición de la formación de fracturas, por principio, la fractura debe de presentarse en la región de mayor pendiente de los esfuerzos efectivos diferenciales positivos, como se muestra en la figura 4.11a. Debido a que el suelo no es un medio homogéneo e isotrópico la fractura no siempre ocurre en la región de mayor pendiente, como se muestra en la figura 4.11b, pero se encuentra próxima a la mayor pendiente.

Los esfuerzos efectivos diferenciales negativos nos indican los lugares donde se encuentran esfuerzos efectivos menores a la fractura más cercana. Para la obtención de los promedios de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales se utilizaron únicamente los diferenciales positivos, los cuales indican las zonas con mayor esfuerzo efectivo respecto a la fractura, estos incrementos dan origen al mecanismo de formación de fracturamiento descrito anteriormente (figura 4.1).



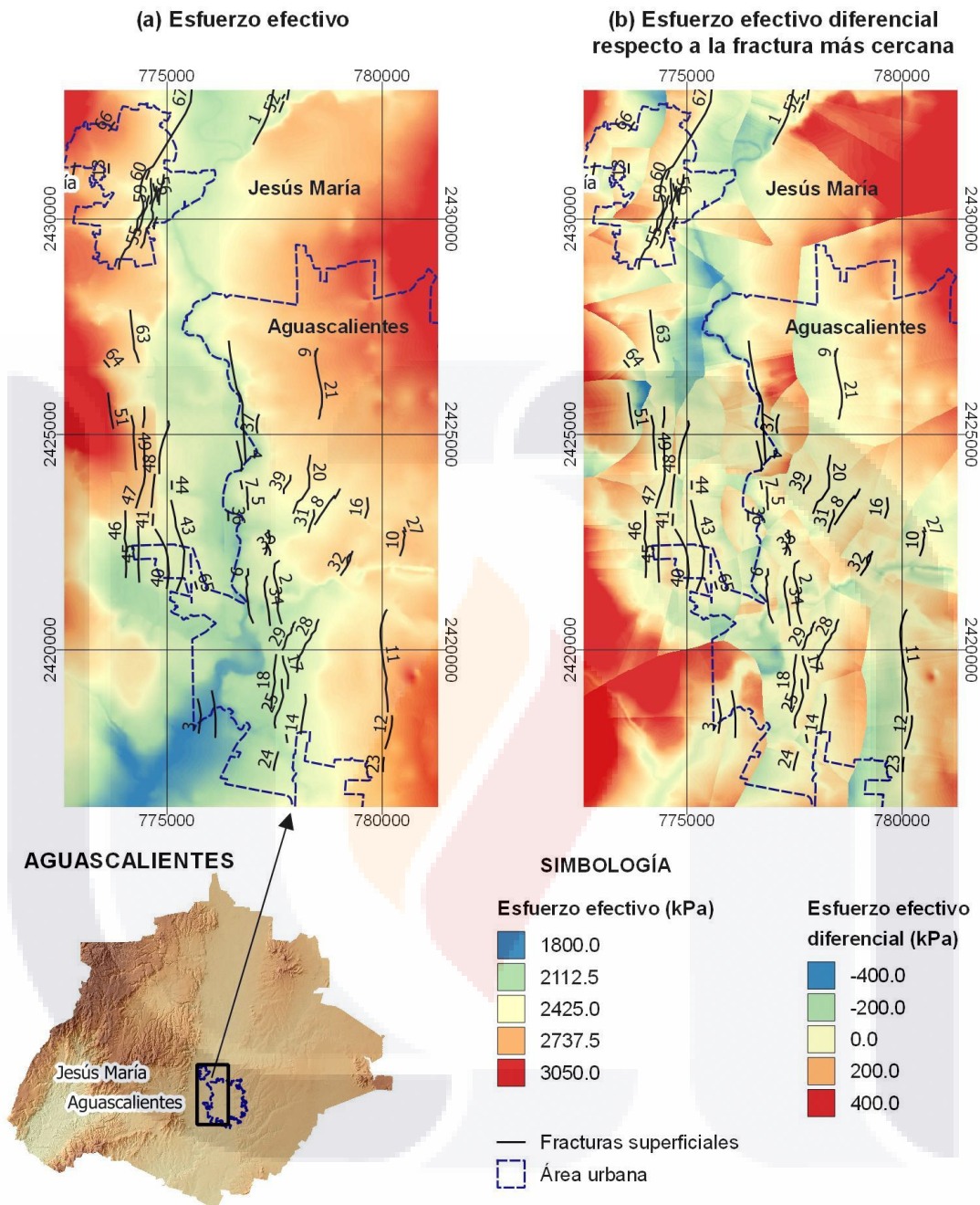


Figura 4.10. Esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana obtenidos de los esfuerzos efectivos a 1,700 metros sobre el nivel del mar del 2016.

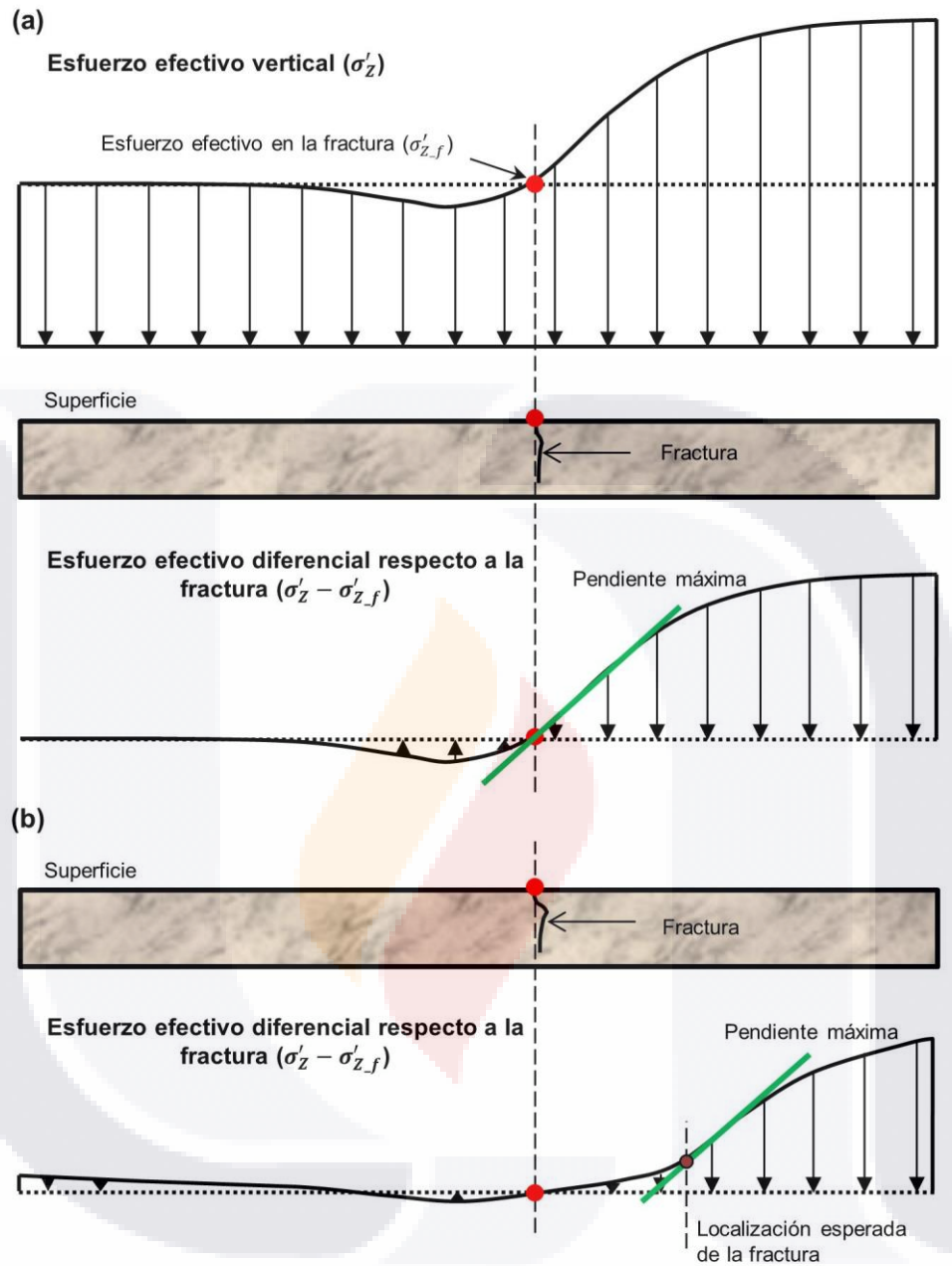


Figura 4.11. Esquema de vista transversal de esfuerzo efectivo diferencial respecto a la fractura. (a) La fractura se localiza en la zona de mayor pendiente en el esfuerzo efectivo diferencial. (b) La fractura se localiza cerca de la zona de mayor pendiente en el esfuerzo efectivo diferencial.

Para la formación del mecanismo de formación de fracturamiento debido al incremento del esfuerzo efectivo vertical, se desconoce qué incremento de esfuerzo efectivo vertical a cierta distancia ocasiona el fracturamiento, por lo que se hizo un análisis para determinar las condiciones de incremento del esfuerzo efectivo en las que se encuentran las fracturas

del área de estudio, y determinar la distancia en la que estos incrementos tienen una mayor pendiente.

Mediante los promedios de los esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana obtenidos para cada una de las distintas distancias respecto a la fractura, se definió la distancia máxima en la que se analizarían individualmente los esfuerzos efectivos diferenciales de cada fractura del área de estudio.

En la figura 4.12a, se muestra la gráfica de los promedios de los esfuerzos efectivos diferenciales respecto a las fracturas. En la figura 4.12a, se puede observar una gran dispersión de los promedios obtenidos, la cual aumenta conforme es mayor la distancia respecto a la fractura. En la figura 4.12b, se muestran los logaritmos de los promedios, en donde se puede ver más claramente que el incremento del esfuerzo efectivo diferencial tiene una mayor pendiente para distancias menores a 500 metros, siendo este el rango de distancia en el que existe un mayor incremento en el esfuerzo efectivo por unidad de distancia. Debido a esto, la distancia de 500 metros se utilizó como límite máximo para analizar los esfuerzos efectivos diferenciales de cada fractura, de los cuales sólo se utilizaron los datos perpendiculares a la fractura. Por facilidad en la obtención de los datos perpendiculares de cada fractura, se delimitaron los datos a las perpendiculares de los extremos de la línea formada por las coordenadas de los extremos de la fractura como se observa en el esquema de la figura 4.13. En el Anexo A se incluyen los códigos utilizados para realizar lo descrito anteriormente.

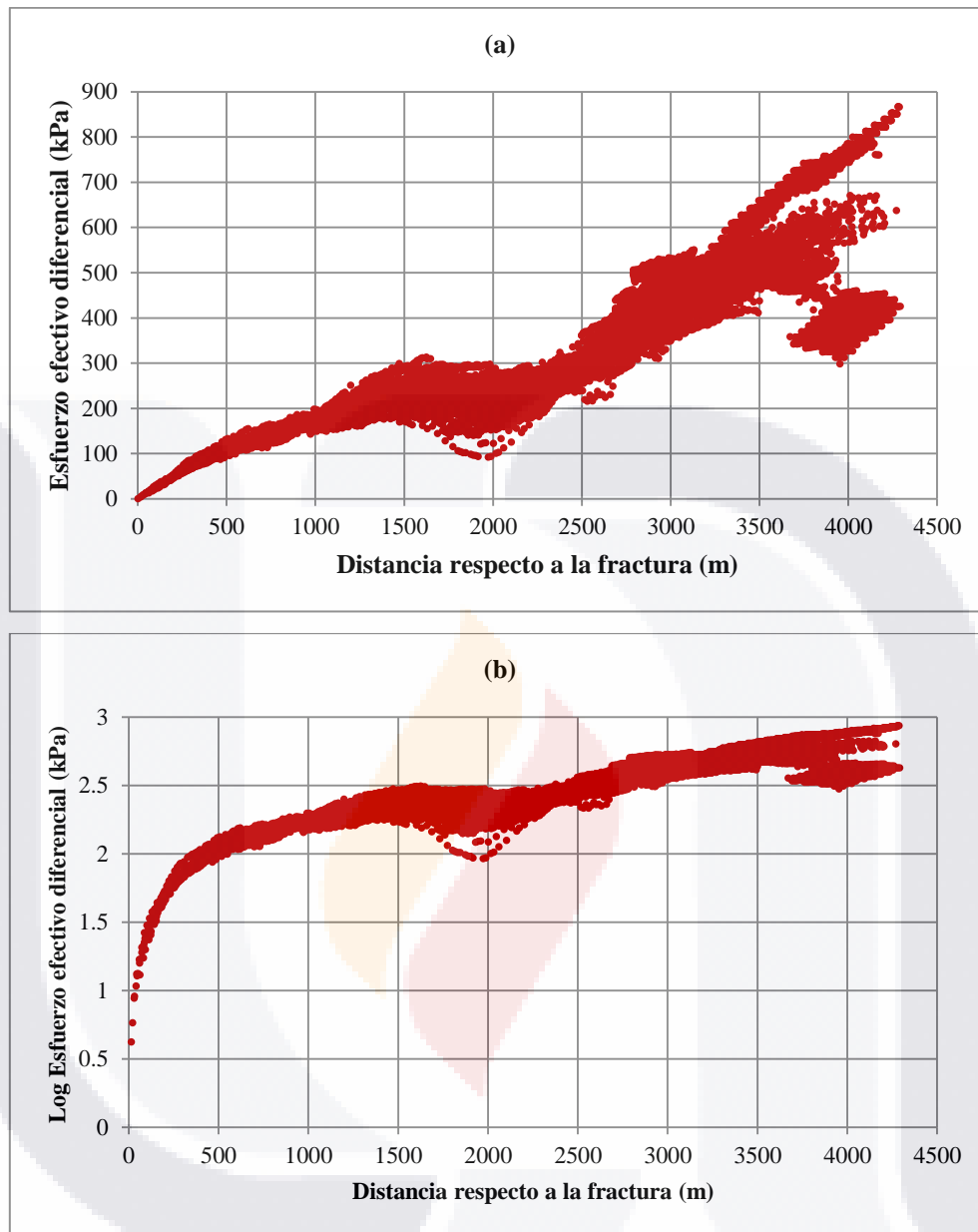


Figura 4.12. Esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura más cercana. (a) Promedios de esfuerzos efectivos diferenciales, (b) logaritmo de los promedios de esfuerzos efectivos diferenciales.

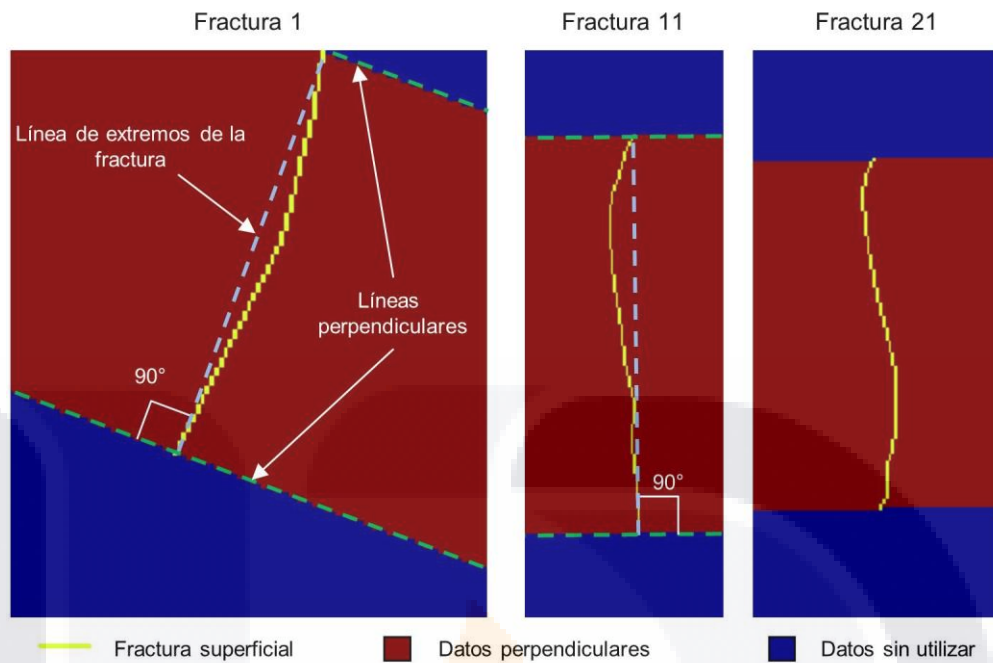


Figura 4.13. Esquema de los datos perpendiculares de las fracturas.

Para cada una de las 67 fracturas se obtuvieron los promedios de los esfuerzos efectivos diferenciales correspondientes a cada distancias respecto a la fractura, de estos promedios se obtuvo a su vez un promedio con las 67 fracturas a las distancias respecto a ellas. En la figura 4.14a, se muestra el promedio de los datos obtenidos de las fracturas, se puede observar algunos datos con mucha variabilidad, esto se debe a que existen distancias respecto a la fractura en las que sólo algunas de las fracturas tienen dato, esto debido a la distribución de la cuadrícula de los datos. En la figura 4.14b, se grafican únicamente los promedios de los esfuerzos efectivos correspondientes a las distancias en las cuales por lo menos 34 fracturas tengan dato, correspondiendo a más de la mitad de las fracturas dentro del área de estudio, observándose una menor dispersión entre los datos.

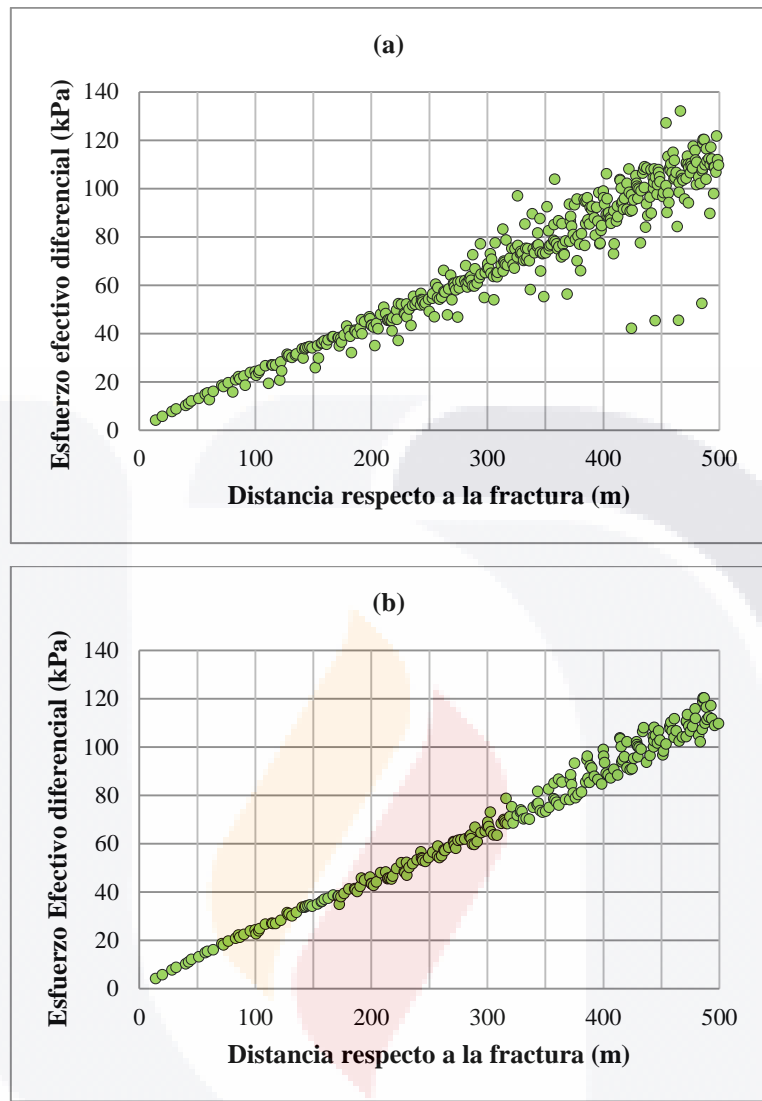


Figura 4.14. Promedios de los esfuerzos diferenciales de las fracturas. (a) Promedio de esfuerzos efectivos diferenciales, (b) Promedio de esfuerzos efectivos diferenciales en los que al menos 34 fracturas tengan dato a una misma distancia.

Con la información mostrada en la gráfica de la figura 4.14b, se obtuvieron las pendientes respecto a la fractura, correspondiendo esto al promedio del esfuerzo efectivo diferencial entre la correspondiente distancia respecto a la fractura, los resultados se muestran en la figura 4.15. Se puede observar en la gráfica que la mayor pendiente se encuentra a la menor distancia (punto rojo), lo cual representa que las fracturas se originaron cerca de un cambio considerable en el esfuerzo efectivo, como se muestra en la figura 4.11a.

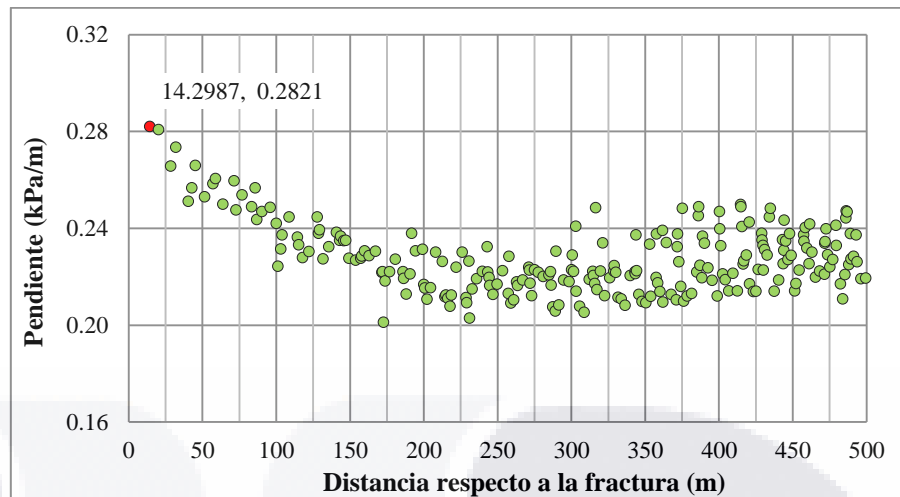


Figura 4.15. Gráfica de pendientes promedio respecto a la fractura. Se tiene una pendiente de 0.2821 a la distancia de 14.2987 m.

Debido al caso mostrado en la figura 4.11b, en donde la fractura no se localiza en la pendiente máxima, ocasionó que los promedios obtenidos disminuyeran considerablemente. El hecho de utilizar pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales nos permitió reducir este tipo de casos, discriminando las pendientes que no sean de una magnitud considerable para la formación de fracturas. Se desconoce la distancia a la que cierta magnitud de esfuerzo efectivo diferencial ocasiona el fracturamiento, por lo que no se ha definido que pendientes discriminar. Para conocer más a detalle la distribución de las pendientes de esfuerzo efectivo diferencial y tener un criterio para discriminar ciertas pendientes al momento de la obtención de los promedios de éstas, se obtuvo la pendiente máxima alrededor de cada una de las celdas de la matriz de esfuerzos efectivos del área de estudio, los resultados se muestran en la figura 4.16. Para el rango de pendientes de 0 a 0.10, se obtuvo la línea de tendencia y el coeficiente de determinación (mostrados en la figura 4.16), existiendo un comportamiento lineal. En el rango de pendientes de 0 a 0.10 se tiene una frecuencia acumulada de 33.78 %, existiendo una gran concentración de pendientes relativamente pequeñas, por lo cual se eligió discriminar las pendientes menores o iguales a 0.10 en la obtención de los promedios respecto a las fracturas.

En la figura 4.17, se muestran las pendientes promedio respecto a la fractura sin considerar las pendientes menores o iguales a 0.10, que en comparación con los resultados de la figura 4.15, se observa que ha habido un incremento considerable en las pendientes más cercanas a la fractura, donde para una distancia de 14.2987 metros respecto a la fractura, en el caso en el que se omiten las pendientes menores o iguales a 0.10, se tiene una pendiente de 1.0626, mientras que los resultados en los que no se discrimina ninguna pendiente, su valor es de 0.2821, siendo más evidente que las fracturas son cercanas sobre una variación del esfuerzo efectivo respecto a una distancia horizontal.

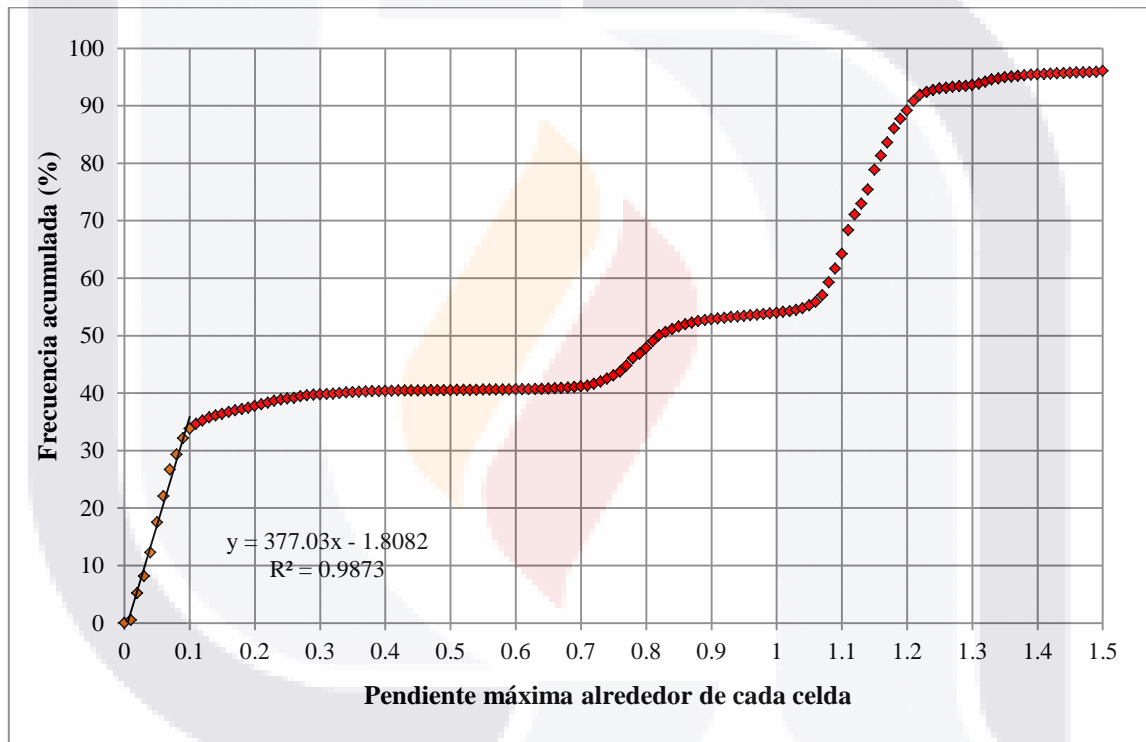


Figura 4.16. Gráfica de frecuencias acumuladas porcentual de la pendiente máxima alrededor de cada celda de esfuerzos efectivos del área de estudio. Incluye línea de regresión y coeficiente de determinación para el rango de pendientes de 0 a 0.10.



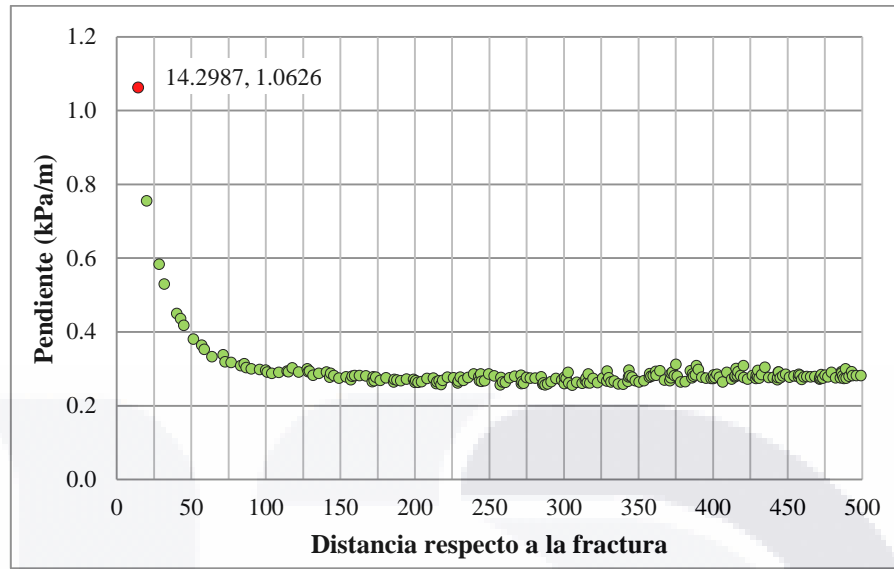


Figura 4.17. Gráfica de pendientes promedio respecto a la fractura discriminando las pendientes menores o iguales que 0.10.

Se implementó un algoritmo (Anexo A) que analiza cada celda de la matriz de esfuerzos efectivos para definir líneas con dirección en las que las pendientes de esfuerzo efectivo diferencial respecto a una celda tenga condiciones iguales o superiores a las establecidas como parámetros de comparación. Estas líneas indican direcciones en las que se obtiene esfuerzos efectivos diferenciales superiores o iguales a los de las fracturas existentes en el área, por lo que una fractura en teoría debería desarrollarse en dirección perpendicular a estas líneas. En la figura 4.18, se representa visualmente el análisis del algoritmo, el cual consiste en un bucle que analiza en cuatro direcciones los esfuerzos efectivos diferenciales respecto la celda correspondiente a la iteración, como se observa en la figura 4.18 (cuadros achurados). Con los datos de la figura 4.17, se tienen los siguientes parámetros condicionales:

- Se estableció como distancia máxima 101.1071 m (radio en figura 4.18), debido a que para distancias mayores a esta las pendientes se mantienen constantes, como se puede observar en la figura 4.17, existiendo una mayor variación entre el rango de 14.2987 a 101.1071 metros.
- Para el caso de la dirección horizontal y vertical se utilizan los datos múltiplos de la distancia de centro a centro de las celdas (14.2987):

	1	2	3	4	5	6	7	Promedio
Distancia	14.2987	28.5974	42.8961	57.1948	71.4935	85.7922	100.0909	
Pendiente	1.0626	0.5825	0.4354	0.3628	0.3368	0.3125	0.2953	0.4840

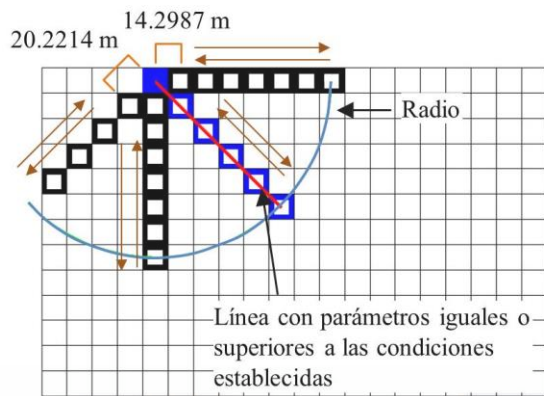
- Para la dirección diagonal izquierda y diagonal derecha se utilizan los datos múltiples de la distancia de centro a centro de las celdas (20.2214):

	1	2	3	4	5	Promedio
Distancia	20.2214	40.4428	60.6642	80.8856	101.1071	
Pendiente	0.7546	0.4491	0.3565*	0.3209*	0.2899	0.4342

\* Datos obtenidos mediante interpolación lineal, debido a que no se tiene el dato.

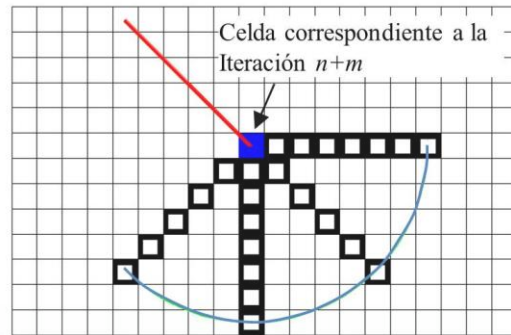
Para determinar la dirección de las líneas el algoritmo evalúa las siguientes condiciones:

- Para cada dirección se obtiene un valor producto de la suma de las pendientes de esfuerzo efectivo diferencial, en caso de que en alguna de las cuatro direcciones el resultado de la suma sea negativo, se cambia el sentido en las direcciones que se presente este caso, donde ahora se toma como referencia el último cuadro achurado de la dirección correspondiente, de tal modo que se analice en el sentido en que hay incremento del esfuerzo efectivo.
- En cada dirección se evalúa que la primer pendiente correspondiente a su dirección y sentido sea mayor o igual a la pendiente establecida como parámetro de comparación, también se evalúa si el promedio de las pendientes de cada dirección es mayor o igual al promedio de la pendiente establecida como parámetro de comparación, las direcciones que no cumplan con una de las condiciones anteriores se dejan de considerar.
- Las coordenadas correspondientes a la dirección con el mayor promedio se almacenan. La elección de la dirección se realiza mediante una comparación en el que para el caso de los promedios de las direcciones en diagonal se ajusta a una escala común con los promedios de la de dirección horizontal y vertical para ser comparadas.



**Iteración  $n$**

En una de las cuatro direcciones evaluadas se tiene parámetros iguales o superiores a las condiciones establecidas.



**Iteración  $n+m$**

Ninguna de las cuatro direcciones evaluadas se obtuvo parámetros iguales o superiores a las condiciones establecidas.

Figura 4.18. Representación visual del algoritmo.

En la figura 4.19, se muestra los resultados obtenidos con el algoritmo para encontrar líneas con parámetros iguales o superiores a los mostrados en la figura 4.17. Se puede observar una gran cantidad de líneas que cubren una gran superficie del área, esto es debido a que los datos promedios obtenidos discriminando pendientes menores o iguales a 0.10, aún considera pendientes relativamente pequeñas.

En la gráfica de la figura 4.20 se muestra la gráfica de los las pendientes promedio respecto a la fractura discriminando pendientes menores o iguales a 0.10, 0.15 y 0.20, existiendo poca diferencia en las pendientes correspondientes a la distancia de 14.2987 metros, las cuales son 1.0626, 1.0884 y 1.1137 respectivamente. En la gráfica de la figura 4.16, podemos observar que para la pendiente de 1.0626 existen aproximadamente el 44 % de pendientes mayores a ésta, y para las pendientes de 1.0884 y 1.1137 aproximadamente del 40 % y 32 % respectivamente.

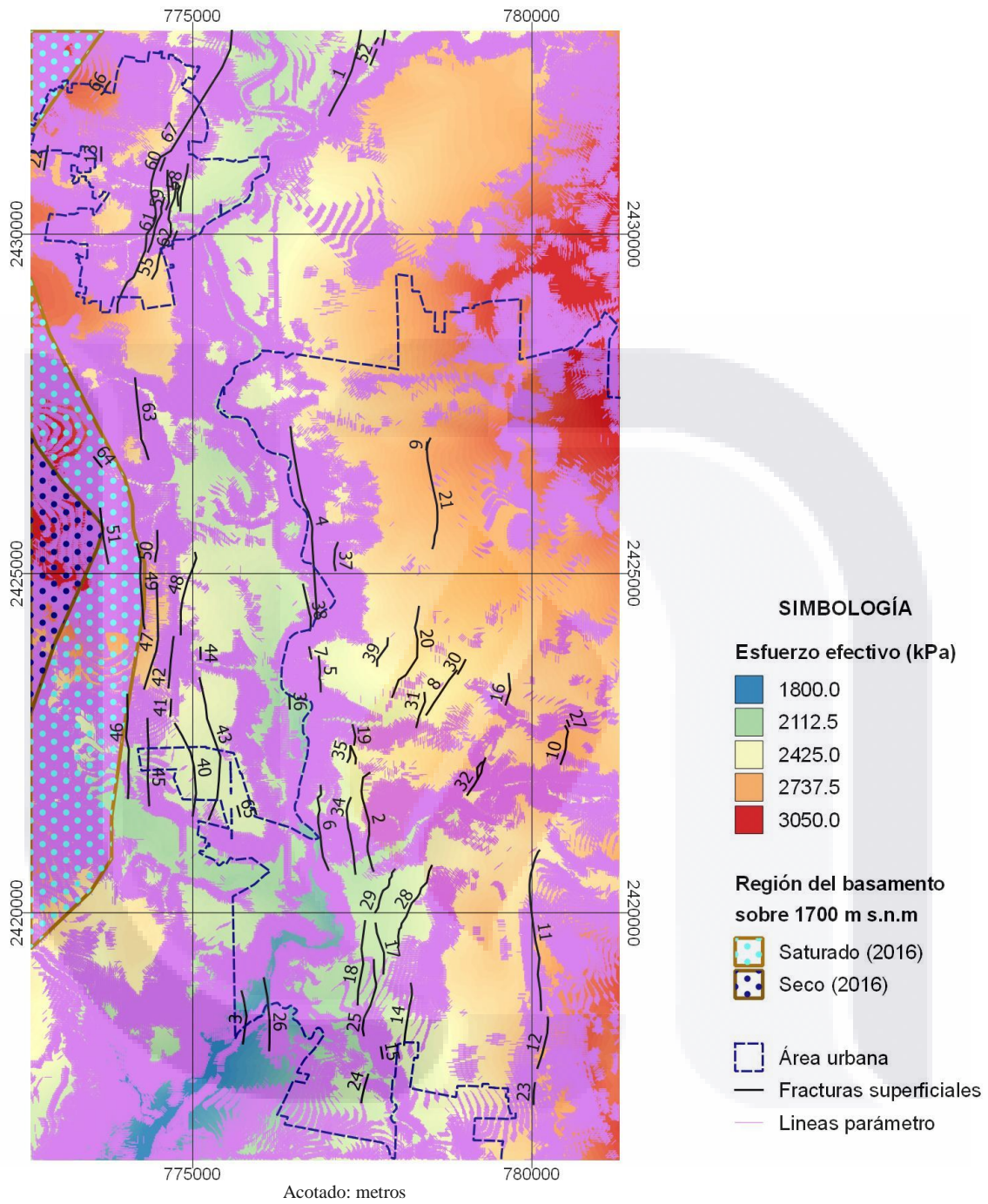


Figura 4.19. Obtención de líneas con parámetros iguales o superiores a las pendientes promedio discriminando pendientes menores o iguales 0.10.

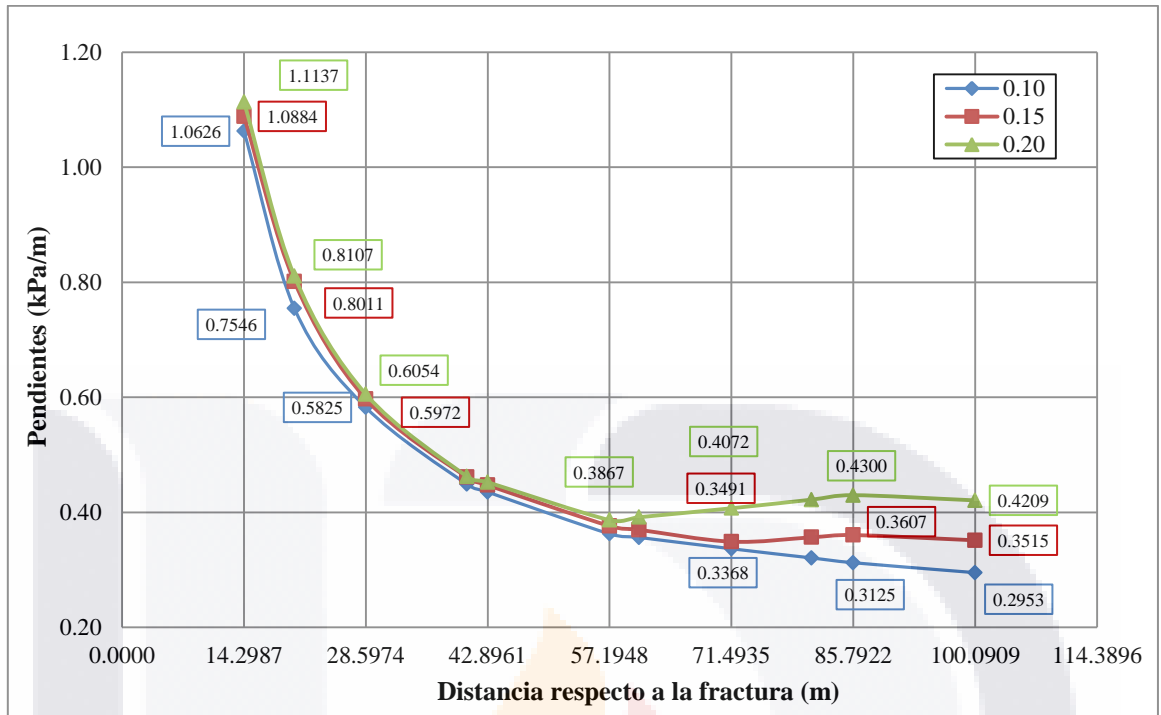


Figura 4.20. Gráfica de comparación de las pendientes promedio respecto a la fractura sin considerar las pendientes menores o iguales que 0.10, 0.15 y 0.20.

En la figura 4.21, se muestran los resultados obtenidos con los parámetros discriminando pendientes de 0.15 y 0.20. Se puede observar que entre más grande sean las pendientes discriminadas, se reduce el área cubierta por las líneas parámetro.

En las figuras 4.19 y 4.21, se muestra la delimitación del área en la que existe basamento sobre 1,700 metros sobre el nivel del mar, se puede observar que en ésta área se encuentra una gran cantidad de líneas parámetro, que conforme sea mayor las pendientes discriminadas se puede ver que las líneas se siguen manteniendo dentro de ésta área y se nota más su delimitación dentro del área del basamento. La gran cantidad de líneas dentro del área del basamento es debido a su espesor y al peso específico del basamento, lo cual provocó que en ésta área exista una gran variación en los esfuerzos efectivos, por esta razón y porque la porción correspondiente al espesor del basamento no presenta deformación, esta área no se consideró para el análisis y discusión de los resultados.

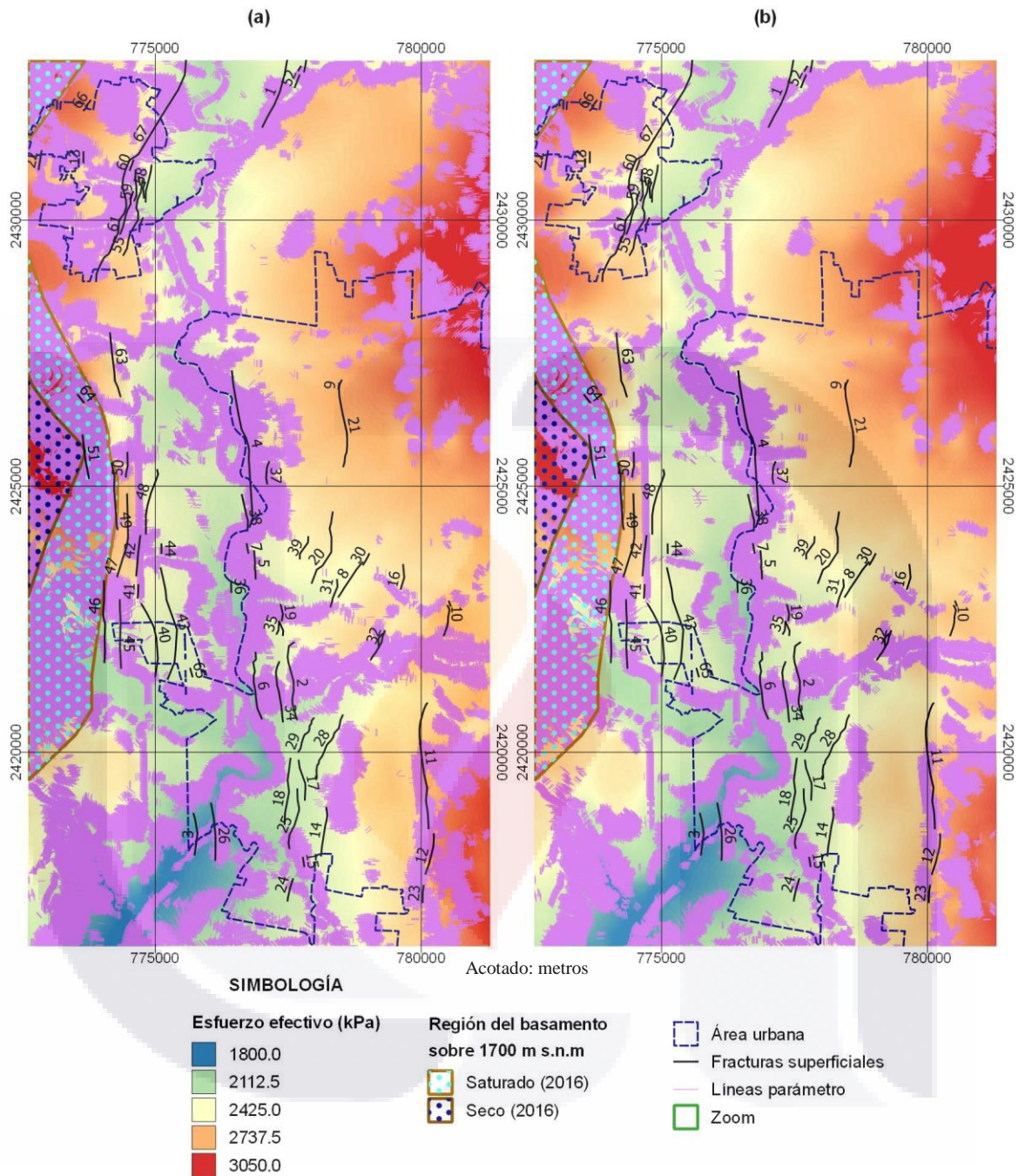


Figura 4.21. Obtención de líneas con parámetros iguales o superiores a las pendientes promedio discriminando pendientes menores o iguales a: (a) pendientes 0.15, (b) pendientes 0.20.

En la figura 4.22, se muestran cuatro regiones en las que se hace un acercamiento para observar la dirección de las líneas obtenidas del análisis para el caso de pendientes promedio discriminando las de 0.15. En la figura 4.22a, se observa una región punteada correspondiente al basamento que se encuentra por arriba de 1,700 metros sobre el nivel del

mar, por lo que en esta región se observa que la mayor superficie está cubierta por líneas, debido a la gran variación del esfuerzo efectivo a causa del basamento, donde los factores que influyeron en éste comportamiento fue la topografía y el peso específico del basamento. La figura 4.22b, muestra un zoom en un conjunto de fracturas dentro del municipio de Jesús María, donde se destaca la fractura no. 67, la cual se puede observar que su dirección es aproximadamente paralela a las líneas obtenidas del análisis, se puede observar al centro de la figura, que la fractura tiene un cambio de dirección hacia la izquierda y más al norte recupera su dirección hacia la derecha. En la figura 4.22c, se encuentra la fractura no. 4 localizada junto al río San Pedro en los límites del municipio de Aguascalientes, se puede observar como la fractura tiene dirección aproximadamente perpendicular a las líneas diagonales. En el caso de la figura 4.22d, se muestra un grupo de fracturas entre la avenida de los maestros y la avenida de las américas, en las que las fracturas se encuentran separadas de las líneas, pero no se descarta que estén influenciadas por las variaciones de esfuerzo efectivo, ya que se puede observar que las fracturas 14 y 28 siguen dirección perpendicular a las líneas que se encuentran al este. En la figura 4.22e, se observa la fractura en jardines de Aguascalientes, la cual sigue dirección perpendicular a las líneas.

En las cuatro regiones comentadas anteriormente se pueden observar líneas las cuales no coinciden perpendicularmente a las fracturas, las causas pueden ser diversas, una puede ser que se deba a que los esfuerzos efectivos del área son teóricos, debido a que las superficies de los estratos y del nivel estático del agua son obtenidas mediante interpolaciones. Otra causa puede deberse a que el algoritmo sólo analiza cuatro direcciones habiendo la posibilidad de que entre estas exista una dirección intermedia en la que el promedio de las pendientes sea mayor a la de la dirección obtenida.

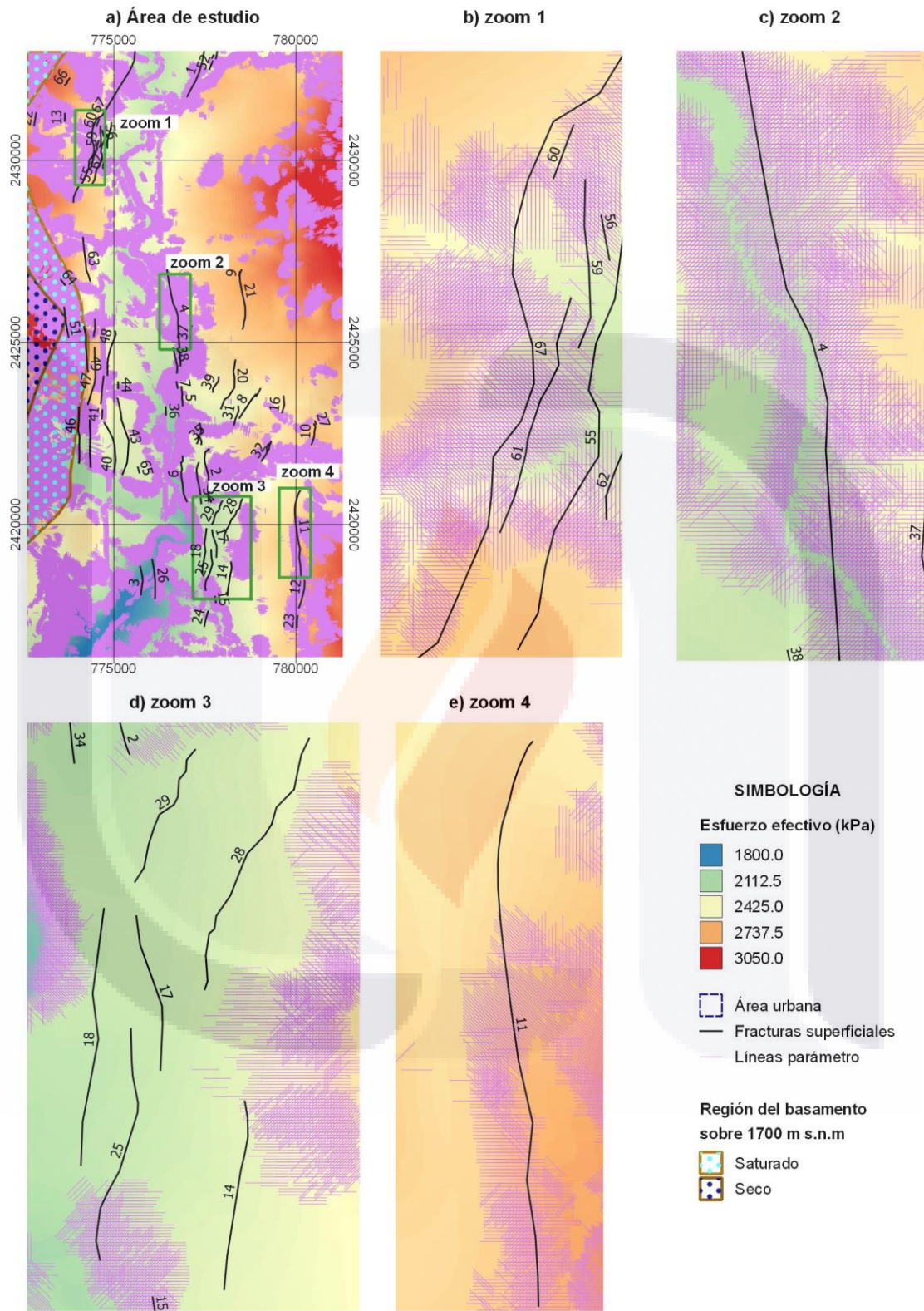


Figura 4.22. Zooms de regiones con líneas de parámetros iguales o superiores a las pendientes promedio discriminando pendientes menores o iguales a 0.15.



Se pueden observar en los resultados obtenidos de las figuras 4.19 y 4.21, zonas en las que existen líneas parámetro y no se encuentra ninguna fractura, lo cual nos puede indicar que es una potencial zona de aparición de fracturas. En los casos en que existe una fractura dentro de las zonas de las líneas nos pueden dar una idea del potencial desarrollo de la fractura existente. También se observan zonas en las que existe fractura y no se encuentran líneas, esto puede ser debido a que el análisis de esfuerzos efectivos busca condiciones iguales o superiores del promedio de las pendientes de esfuerzo efectivo diferencial obtenido de todas las fracturas, por lo existen fracturas que pudieron formarse con condiciones menores al promedio general obtenido, o que la fractura no esté relacionada con los esfuerzos efectivos diferenciales.

#### **4.6. Conclusiones**

Se realizó un análisis de la variación de los esfuerzos efectivos verticales y su relación con las fracturas superficiales sobre un área del valle de Aguascalientes. Los esfuerzos efectivos verticales se estimaron mediante una metodología que incluye el uso de sistemas de información geográfica (SIG). Para determinar si existe relación entre la variación de los esfuerzos efectivos y las fracturas existentes en el área, se hizo un análisis de regresión lineal múltiple. En función de la variación de los esfuerzos efectivos respecto a las fracturas, se obtuvieron promedios de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales, las cuales fueron utilizadas como parámetros de comparación para analizar los esfuerzos efectivos en busca de direcciones en la que las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales fueran mayores o iguales a los parámetros. Las direcciones localizadas se representaron mediante líneas que indican que una fractura podría desarrollarse perpendicularmente a estas.

Se obtuvo un modelo de regresión lineal múltiple el cual puede determinar si las fracturas existentes dentro de un área están relacionadas a los incrementos de los esfuerzos efectivos verticales sobre un plano horizontal debajo del nivel del agua subterránea. En el caso de nuestra área de estudio se comprobó que las fracturas están relacionadas a los incrementos de los esfuerzos efectivos, donde el 78.75 % de la varianza del esfuerzo efectivo en un punto está explicado por la distancia a la fractura más cercana y al esfuerzo efectivo en la

fractura más cercana. Las pruebas de significancia mostraron que tanto en conjunto como individualmente las variables empleadas, contribuyen al modelo y están relacionadas linealmente, por lo que existe una fuerte relación entre la variación del esfuerzo efectivo en un plano horizontal con las fracturas superficiales en el área de estudio.

Se desarrolló una metodología capaz de identificar zonas de peligro por fracturamiento debido al incremento de esfuerzos efectivos verticales, obteniéndose líneas que indican la dirección en la que hay una variación igual o superior de esfuerzos efectivos a cierta distancia de acuerdo a los parámetros obtenidos del análisis de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales de las fracturas existentes en el área de estudio. Las fracturas estarán teóricamente cruzando de manera perpendicular a éstas líneas. Se obtuvieron tres resultados con los promedios de las pendientes de los esfuerzos efectivos diferenciales respecto a la fractura en los que discriminaron pendientes menores de 0.10, 0.15 y 0.20, donde la cantidad de líneas disminuía conforme se incrementa el valor de las pendientes discriminadas. Se observó en varias de las fracturas una dirección perpendicular a las líneas obtenidas del análisis de esfuerzos efectivos, por lo que se puede ver una relación entre la formación de las fracturas debido a esfuerzos efectivos diferenciales. También se presentan zonas en las que se encuentran área cubiertas por líneas en las que no existe fractura alguna, pero existe la posibilidad de que se genera alguna fractura o exista fracturamiento que no sea visible en la superficie.

## **CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES GENERALES Y PERSPECTIVAS**

En éste capítulo se describen las conclusiones generales y perspectivas que surgieron de los resultados obtenidos de los capítulos 3 y 4, por lo que a manera de resumen se describen los resultados de manera general.

### **5.1. Capítulo 3**

En el capítulo 3, se muestran los resultados obtenidos de las mediciones de la resistencia a la tensión de muestras de suelo inalterado y alterado, empleando un nuevo dispositivo capaz de medir la resistencia a la tensión en muestras inalteradas, permitiendo alcanzar los objetivos planteados referente a la medición de este parámetro de gran importancia en el comportamiento de suelos afectados por fracturamiento debido a esfuerzos de tensión. De los resultados obteniendo, la resistencia a la tensión en muestras inalteradas fue mayor que la obtenida para muestras alteradas, que en el caso de las muestras alteradas sometidas a un proceso de secado los resultados fueron numéricamente más aproximados a los obtenidos de muestras inalteradas, por lo que medir la resistencia a la tensión mediante un proceso de secado en suelos que contengan cementante resulta en una buena alternativa para obtener resultados aproximados a los de campo, ya que el proceso de labrado de las muestras inalteradas resulta en una técnica difícil de realizar, la cual puede tomar demasiado tiempo en llevar a cabo.

Al realizar la medición de la resistencia a la tensión durante un proceso de secado y de rehidratación, se identificó como opción para un futuro trabajo la necesidad de medir cuanto aportan a la resistencia a la tensión los factores como el cementante y la succión en diferentes contenidos de agua, lo que nos permitirá conocer cuál de los factores aporta más a la resistencia a la tensión para un cierto intervalo de contenido de agua. Otra opción es hacer pruebas para estudiar el comportamiento de la resistencia a la tensión a diferentes contenidos de agua mediante el proceso de rehidratación partiendo de diferentes contenidos de agua obtenidos mediante un proceso de secado.

## 5.2. Capítulo 4

El objetivo del estudio de la variación del esfuerzo efectivo y su relación con las fracturas superficiales se logró obteniendo dos aportes: el primer aporte fue el desarrollo de un modelo de regresión lineal múltiple el cual es capaz de definir si las fracturas en un área están relacionadas a esfuerzos efectivos diferenciales. El segundo fue el desarrollo de una metodología para analizar los esfuerzos efectivos de un área para localizar zonas de posible fracturamiento debido a esfuerzos efectivos diferenciales, representado en mapas mediante líneas, las cuales indican la posible formación de fracturas en dirección perpendicular a ellas y en el caso de las fracturas ya existentes, nos puede indicar la posible dirección de desarrollo.

Se realizó un análisis para obtener líneas que nos indicaran la posible formación de fracturas en dirección perpendicular a ellas, se obtuvieron 3 mapas con los resultados de las líneas localizadas con pendientes promedios de los esfuerzos efectivos diferenciales discriminando pendientes menores o iguales a 0.10, 0.15 y 0.20. Los resultados obtenidos son aproximados, debido a que los esfuerzos efectivos del área fueron obtenidos utilizando datos teóricos de las superficies de los estratos y del nivel estático del agua, pero a pesar de esto, se observó que muchas de las fracturas siguen una dirección perpendicular a líneas obtenidas del análisis.

El análisis utiliza parámetros obtenidos a partir de las fracturas existentes, sin hacer consideración de la resistencia del suelo en las fracturas, por lo que se obtienen líneas en lugares en los que no existe fractura, siendo esto una posibilidad de crearse una fractura o que exista una fractura no visible. De esto surge la necesidad de implementar la relación entre las características de resistencia del suelo y los esfuerzos efectivos diferenciales de las fracturas, para poder hacer una clasificación de las fracturas y sus esfuerzos efectivos diferenciales y hacer un análisis en el que se incluya zonificaciones de las resistencias del suelo.

## BIBLIOGRAFÍA

American Society for Testing and Materials, 1998. D422-63, 1990. “Standard test method for particle-size analysis of soils”. ASTM standards, 7.

Arzate-Flores, J., Barboza-Gudiño, R., López-Doncel, R., Pacheco-Martínez, J., Mata-Segura, J. L., Del Rosal, A., Peña-Díaz, I. y Olivares C., 2006. “Estudio Geológico-Geofísico para la evaluación de los hundimientos y agrietamientos en el área metropolitana San Luís Potosí-Soledad de Graciano Sánchez”. H. Ayuntamiento de San Luis Potosí, H. Ayuntamiento de Soledad de Graciano Sánchez, Gobierno del estado de San Luis Potosí, Informe final.

Ávila, G. E. (2004). “Estudio de la Retracción y el Agrietamiento de Arcillas. Aplicación a la Arcilla de Bogotá”. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Baltodano-Goulding, R., 2006. Tensile strength, shear strength, and effective stress for unsaturated sand. Tesis Doctoral. University of Missouri - Columbia.

Broek, D., 1986. “Elementary engineering fracture mechanics”. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht.

Budhu, Muniram., 2008. “Mechanics of earth fissures using the mohr-coulomb failure criterion”. Environmental & Engineering Geoscience, Vol. XIV, No. 4, 281–295.

Carneiro, F. L. y Barcellos, A. 1953. “Tensile Strength of Concrete”. The International Union of Testing and Research Laboratory for Material and Construction (RILEM), Boletín No. 13, 97-125.

Carreón-Freyre, D. C., 2011. “Identificación y caracterización de los diferentes tipos de fracturas que afectan el subsuelo de la Delegación Iztapalapa del Distrito”. Ai México. Ciudad de México, Distrito Federal.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Datos de los niveles estáticos del agua. Información sin publicar.

Corapcioglu, M.Y., 1984. "Land subsidence a state of the art review. Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media". Editado por J. Bear and M. Y. Corapcioglu, NATO ASI, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, 369-444.

Fang, H. Y., 1970. "Method of test for tensile strength of soil, rock and stabilized materials by double punch test". Fritz Engineering Laboratory Report No. 348.4, Lehigh University.

Fang, H. Y. y Chen, W.F., 1970. "New method for determination of tensile strength of soils". Fritz Engineering Laboratory Report No. 348.5, Lehigh University.

Fang, H. Y. y Daniels, J. L., 2006. Introductory Geotechnical Engineering: An Environmental Perspective. Abingdon: Taylor & Francis Group.

Ibarra, S. Y., McKyes, E. y Broughton, R. S., 2005. "Measurement of Tensile Strength of Unsaturated Sandy Loam Soil". Soil & Tillage Research 81(1), 15-23.

Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 2003. "Suelos y materiales para terracerías: Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica". Métodos de muestreo y prueba de materiales. Normas IMT, M·MMP·1·08/03.

Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), 1977. "Carta geológica f13d19 escala 1:50,000". Obtenido de <http://www.beta.inegi.org.mx/app/mapas/>.

Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), 2016. "Datos de relieve". Obtenido de <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/Descarga.aspx>

Jachens C. R. y Holzer L. T., 1982. "Differential compaction mechanism for earth fissures near Casa Grande, Arizona". Geological Society of American Bulletin, vol. 93, 998-1012.

Kim, T. H., 2001. "Moisture-induced tensile strength and cohesion in sand". Tesis Doctoral. University of Colorado, Boulder, Colorado.

Kim, T. H. y Hwang, C., 2003. "Modeling of tensile strength on moist granular earth material at low water content". Engineering Geology 69, 233-244.

Kirkham, D., DeBroodt, M. F. y DeLeenheer, L., 1959. "Modulus of rupture determination on undisturbed soil core samples". *Soil Science*, 87, 141-144.

Leonards, G. A., Narain, J., 1963. "Flexibility of clay and cracking of earth dams". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering ASCE*, 89(SM2), 47-98.

Liang, L., y Hale, D., 2010. "A stable and fast implementation of natural neighbor interpolation". Center for Wave Phenomena, Colorado School of Mines, Golden, CO 80401, CWP-657.

Lu, N. y Likos W. J., 2004. "Unsaturated Soil Mechanics". Editorial Wiley & Sons Inc. Hoboken, Nueva Jersey.

Lu, N., Wu, B. y Tan, C. P., 2007. "Tensile strength characteristics of unsaturated sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133, 144-154.

Lu, N., Kim, T. H., Sture, S. y Likos, W. L., 2009. "Tensile strength of unsaturated sand". *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1410-1419.

Lutenegger, A. J. y Rubin, A., 2008. "Tensile strength of some compacted fine-grained soils". *Unsaturated Soils. Advances in Geo-Engineering: Proceedings of the 1st European Conference*, D. G. Toll, C. E. Augarde, D. Gallipoli, S. J. Wheeler, Eds., London, 411-415.

Mikulitsch, W. A. y Gudehus, G., 1995. "Uniaxial tension, biaxial loading and wetting tests on loess". *Unsaturated Soils*, Alonso y Delage (eds.), Balkema, vol.1, 145-150.

Montgomery, D. C., Peck, E. A., y Vining, G. G., 2012. "Introduction to Linear Regression Analysis". 5th Edition. Editorial John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, Nueva Jersey.

Nahlawi, H., Chakrabarti, S., y Kodikara, J., 2004. "A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials". *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), 356-361.

Pacheco-Martínez, J., Hernandez-Marín, M., Burbey, T.J., González-Cervantes, N., Ortíz-Lozano, J.A., Zermeño-De-Leon, M. E. y Solís-Pinto, A., 2013. "Land subsidence and ground failure associated to groundwater exploitation in the Aguascalientes Valley, México". *Engineering Geology* 164: 172-186.

Péron, H., 2008. “Desiccation cracking of soils”. Tesis doctoral. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL, Switzerland.

Peters, J. F., Leavell, D. A., 1988. “Relationship between tensile and compressive strength of compacted soils”. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 169–188.

Rodríguez, R., 2002. “Estudio de la Retracción y el Agrietamiento de Arcillas. Aplicación a la Arcilla de Bogotá”. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Rojas, E., Arzate, J., Arroyo, M., 2002. “A method to predict the group fissuring and faulting caused by regional groundwater decline”. Engineering Geology, 65, 245-260.

Rojas, E., Hurtado D., Pérez-Rea M. L. y Zepeda, A., 2011. “Modeling the tensile strength of soil”. Unsaturated Soils. Editorial Alonso & Gens. Londres, 933-937.

Sibson, R., 1981. “A brief description of natural neighbor interpolation”. V. Barnett, ed., Interpreting Multivariate Data: John Wiley & Sons, 21–36.

SIFAGG, 2010. Sistema de Fallas Geológicas y Grietas. Obtenido de la página web <http://www.aguascalientes.gob.mx/sop/sifagg/web/mapa.asp>.

Schubert, H., 1975. “Tensile Strength of Agglomerates”. Powder Technology, Elsevier Sequoia S.A: 107-119.

Schubert, H., 1984. “Capillary forces-modeling and application in particulate technology”. Powder Technology, Volumen 37, 105-116.

Servicio Geológico Mexicano (SGM), 1998. “Cartas geológico-mineras y geoquímicas escala 1:250,000. Obtenido de [http://www.sgm.gob.mx/cartas/Cartas\\_Ed.jsp](http://www.sgm.gob.mx/cartas/Cartas_Ed.jsp)

Stearns, D. W., 1968, “Fracture as a mechanism of flow in naturally deformed Layered rock”. In kind bands and brittle deformation. A.J. Raer and D. K.Norris, Eds. Geol., Surv. Can., Paper 62-58, pp 79-95.



Tamrakar, S. B., Mitachi, T., Toyosawa, Y. y Itoh, K., 2005. "Development of a new soil tensile strength test apparatus". Proc. Geo-Frontiers 2005, Geotechnical Special Publication 138 (CD-ROM) Site Characterization and Modeling, ASCE, Reston, Va.

Tamrakar, S. B., Mitachi, T. y Toyosawa, Y., 2007. "Measurement of soil tensile strength and factors affecting its measurement". Soils and Foundations, 47(5), 911-918.

Tamrakar, S. B., Mitachi, T. y Toyosawa, Y., 2007b. "Factors affecting tensile strength measurement and modified tensile strength measuring apparatus for soil". Experimental Unsaturated Soil Mechanics, edited by T. Schanz, 207-218.

Tang, G. X., y Graham, J., 2000. "A method for testing tensile strength in unsaturated soils". Geotechnical Testing Journal, 23(3), 377-382.

Terzaghi, K., 1936. The shearing resistance of saturated soils. Proceeding of the first International Conference on Soil Mechanics, Cambridge, Massachusetts. Vol. 1, 54-56.

Vázquez-Carretero, N. J. y De-Justo-Alpanés, J. L., 2002. La subsidencia en Murcia. Implicaciones y consecuencias en la edificación. Murcia: Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes. Murcia, España.

Zermeño-Villalobos, 2016. "Utilización de modelos numéricos para entender el rol de la zona vadosa en el proceso de recarga natural". El caso del valle de Aguascalientes. Tesis de maestría, UAA.

Zermeño, M. E., Mendoza, E. y Hernández, L. A., 2004. "Identificación y monitoreo de grietas geológicas en la ciudad de Aguascalientes". Proyecto de investigación financiado por INAGUA. Universidad Autónoma de Aguascalientes.





## ANEXO A. PROCESAMIENTO DE DATOS RÁSTER MEDIANTE EL LENGUAJE DEL CÁLCULO TÉCNICO

En este anexo se incluyen los algoritmos programados en MatLab empleados para generar la información necesaria en los análisis realizados en el Capítulo 4. En cuanto a los datos de entrada, básicamente se requiere de datos obtenidos de los archivos ráster, como lo son el tamaño de las celdas, las coordenadas en  $X$  y en  $Y$  de la esquina inferior izquierda, la matriz de datos del ráster de los esfuerzos efectivos, y la matriz de datos del ráster de las fracturas del área. Las matrices de los esfuerzos efectivos y de las fracturas del área son guardadas en los archivos `EsfuerzoXY.csv` y `fracturas.csv` respectivamente. Otros datos de entrada requeridos, son generados por los algoritmos.

### A.1. Programa que obtiene la distancia a la fractura más cercana para cada celda de la matriz del archivo ráster de las fracturas en el área de estudio.

El programa obtiene dos matrices de  $N \times M$ , una matriz contiene las distancias a la fractura más cercana de cada elemento de la matriz, y la otra matriz contiene el esfuerzo efectivo en la fractura más cercana de cada elemento de la matriz, las cuales son almacenadas en los archivos `DistanciaFracturaCercana.csv` y `EsfuerzoFracturaCercana.csv` respectivamente. Los datos de entrada requeridos son las matrices `fracturas.csv` y `EsfuerzoXY.csv` y el tamaño de las celdas de los ráster,

Algoritmo del programa “buscafracturas.m”:

```
%-----  
%DATOS DE ENTRADA  
A = csvread('fracturas.csv'); % Matriz de localización de fracturas  
EXY = csvread('EsfuerzoXY.csv'); % Matriz de esfuerzos efectivos  
R = 14.2987; % Tamaño de la celda de archivo ráster  
%-----  
  
Distancia = zeros(1,numel(A));  
coor_renglon = Distancia;  
coor_col = Distancia;  
[rs,cs] = size(A);  
my=max([rs cs]);  
B=[zeros(my-1,cs); A ; zeros(my-1,cs)];  
B=[zeros(my*2-2+rs,my-1) B zeros(my*2-2+rs,my-1)];
```

```

contador = 0;
for renglon=1:rs
    for columna=1:cs
        contador = contador+1
        clear 'radio1' 'mas_iter'
        iter = max([columna renglon rs-renglon cs-columna]);
        salir = 0;
        columna1 = columna+my-1;
        renglon1 = renglon+my-1;
        for i=0:iter
            R_menor = i*R;
            ren = B([renglon1-i renglon1+i], columna1-i:columna1+i);
            [pr,pc]=find(ren>0);
            col = B(renglon1-i+1:renglon1+i-1, [columna1-i columna1+i]);
            [pr2,pc2]=find(col>0);
            if isempty(pr)== 0
                puntos = i+1;
                a = i*R;
                b = (abs(pc-puntos))*R;
                c = (a^2+b.^2).^(1/2);
                [q,w] = min(c);
                if pr(w) == 1
                    Renglon = renglon - i;
                else
                    Renglon = renglon + i;
                end
                if R_menor == q
                    Columna = columna;
                    coor = [Renglon Columna];
                    radio1 = q;
                    break
                else
                    pos=pc-puntos;
                    Columna = columna + pos(w);
                    if R_menor+R >= q
                        if exist('radio1','var')
                            if radio1<=q
                                else
                                    coor = [Renglon Columna];
                                    radio1 = q;
                                    mas_iter=floor(q/R)-i;
                                end
                            elseif exist('radio1','var')==0
                                coor = [Renglon Columna];
                                radio1 = q;
                                mas_iter=floor(q/R)-i;
                            end
                        else
                            if exist('radio1','var')
                                if radio1<=q

```

```

else
    coor = [Renglon Columna];
    radio1 = q;
    mas_iter=floor(q/R)-i;
end
else
    radio1 = q;
    coor = [Renglon Columna];
    mas_iter=floor(q/R)-i;
    salir = 1;
end
end
end
end
if isempty(pr2)== 0
    puntos = i;
    a = i*R;
    b = (abs(pr2-puntos))*R;
    c = (a^2+b.^2).^(1/2);
    [q,w] = min(c);
    if pc2(w) == 1
        Columna = columna - i;
    else
        Columna = columna + i;
    end
    if R_menor == q
        Renglon = renglon;
        coor = [Renglon Columna];
        radio1 = q;
        break
    else
        pos=pr2-puntos;
        Renglon = renglon + pos(w);
        if R_menor+R >= q
            if exist('radio1','var')
                if radio1<=q
                    else
                        coor = [Renglon Columna];
                        radio1 = q;
                        mas_iter=floor(q/R)-i;
                    end
                elseif exist('radio1','var')==0
                    coor = [Renglon Columna];
                    radio1 = q;
                    mas_iter=floor(q/R)-i;
                end
            else
                if exist('radio1','var')
                    if radio1<=q
                        else

```

```

        coor = [Renglon Columna];
        radio1 = q;
        mas_iter=floor(q/R)-i;
    end
else
    radio1 = q;
    coor = [Renglon Columna];
    mas_iter=floor(q/R)-i;
    salir = 1;
end
end
end
end
if exist('mas_iter','var')
    if mas_iter==0
        break
    end
    mas_iter = mas_iter-1;
end
end
Distancia(contador)=radio1;
coor_renglon(contador) =coor(1);
coor_col(contador) =coor(2);
    end
end
DFC = vec2mat(roundn(Distancia,-4),cs,rs); % Matriz de distancia a la fractura más cercana
EFC = vec2mat(EXY(rs.*(coor_col-1)+coor_renglon),cs,rs); % Matriz de esfuerzo efectivo en la
fractura más cercana

%-----
%DATOS DE SALIDA
csvwrite('DistanciaFracturaCercana.csv',DFC);
csvwrite('EsfuerzoFracturaCercana.csv',EFC);
%-----
clear

```

**A.2. Programa que obtiene esfuerzos efectivos diferenciales promedio respecto a las fracturas.**

El programa obtiene una matriz de dos columnas, la cual es guardada en el archivo promEED.csv, la primer columna contiene las distancias respecto a la fractura, y en la segunda columna los promedios efectivos diferenciales correspondientes a las distancias de la primer columna.

Algoritmo del programa “promedios\_eed.m”:

```

%-----
%DATOS DE ENTRADA
DFC = csvread('DistanciaFracturaCercana.csv'); % Matriz de distancias a la fractura
EFC = csvread('EsfuerzoFracturaCercana.csv'); % Matriz de esfuerzos efectivos en la fractura
A = csvread('EsfuerzoXY.csv'); % Matriz de esfuerzos efectivos
%-----

x1 = [DFC(:)];
x2 = [EFC(:)];
y = [A(:)];
var = y-x2;
elementos=find(var<=0);
x1(elementos)=[];
x2(elementos)=[];
y(elementos)=[];
var(elementos)=[];
x1_var=[x1' var'];
x1Ovar =sortrows(x1_var);
grupos=unique(x1);
varO = zeros(1,numel(grupos));
ndato = zeros(1,numel(grupos));

for i=1:numel(grupos)
    elementos = find(x1Ovar(:,1)==grupos(i));
    varO(i) = mean(x1Ovar(elementos,2));
    ndato(i) = numel(elementos);
end

%-----
%DATOS DE SALIDA
csvwrite('promEED.csv',[grupos' varO']);
%-----
clear
    
```

**A.3 Datos individuales de cada una de las fracturas en el área de estudio.**

**A.3.1 Programa para extraer datos correspondientes a cada fractura**

El programa obtiene la localización de los elementos correspondientes de cada fractura dentro de un perímetro delimitado por la variable “*Distancia*”, la información se guarda en celdas en el archivo Datos.mat.



Algoritmo del programa “fracturas\_le.m”:

```

%-----
%DATOS DE ENTRADA
A = csvread('fracturas.csv'); % Matriz de localización de fracturas
B = csvread('EsfuerzoXY.csv'); % Matriz de esfuerzos efectivos
R = 14.2987; % Tamaño de la celda de archivo ráster
Distancia = 500; % Distancia para delimitar el perímetro
%-----

y = [A(:)];
fracturas = unique(y);
fracturas(1) = [];
[ren,col] = size(A);

inc_rc = ceil(Distancia/R);
Datos = cell(numel(fracturas),2);

for i=1:numel(fracturas)
    [r,c] = find(A==fracturas(i));
    rM = max(r);
    rm = min(r);
    cM = max(c);
    cm = min(c);
    if rm-inc_rc<1
        Rm = 1;
    else
        Rm = rm-inc_rc;
    end
    if cm-inc_rc<1
        Cm = 1;
    else
        Cm = cm-inc_rc;
    end
    if rM+inc_rc>ren
        RM = ren;
    else
        RM = rM+inc_rc;
    end
    if cM+inc_rc>col
        CM = col;
    else
        CM = cM+inc_rc;
    end
    mfrac = A(Rm:RM,Cm:CM);
    elementos = find(mfrac~=fracturas(i) & mfrac>0);
    Datos{i,1} = [Rm RM Cm CM];
    Datos{i,2} = elementos;
end

```

```
%-----
%DATOS DE SALIDA
save('Datos.mat', 'Datos')
%-----
clear
```

**A.3.2 Programa para obtener la distancia al punto más cercano de la fractura y el esfuerzo efectivo diferencial de cada fractura**

El programa obtiene la distancia más cercana a la fractura y el esfuerzo efectivo diferencial correspondiente a cada elemento de las fracturas, las cuales son almacenadas en un arreglo de celdas en el archivo Datos2.mat

Algoritmo del programa “fracturas\_dyd.m”:

```
%-----
%DATOS DE ENTRADA
MA = csvread('fracturas.csv'); % Matriz de localización de fracturas
MB = csvread('EsfuerzoXY.csv'); % Matriz de esfuerzos efectivos
R = 14.2987; % Tamaño de la celda de archivo ráster
load 'Datos.mat' % Variable obtenida por programa “fracturas_le.m”
%-----

fracturas = unique(y);
fracturas(1) = [];
Datos2 = cell(numel(fracturas),3);
FRA= 0;
for f=1:numel(fracturas)
    FRA=FRA+1
    esquinas = Datos{f,1};
    elementos = Datos{f,2};
    A = MA(esquinas(1):esquinas(2),esquinas(3):esquinas(4));
    elementos = find(A~=fracturas(f) & A>0);
    A(elementos) = 0;
    mE = MB(esquinas(1):esquinas(2),esquinas(3):esquinas(4));
    Distancia = zeros(1,numel(A));
    coor_renglon = Distancia;
    coor_col = Distancia;
    [rs,cs] = size(A);
    my=max([rs cs]);
    B=[zeros(my-1,cs); A ; zeros(my-1,cs)];
    B=[zeros(my*2-2+rs,my-1) B zeros(my*2-2+rs,my-1)];
    contador = 0;
    for renglon=1:rs
        for columna=1:cs
            contador = contador+1;
```

```

clear 'radio1' 'mas_iter'
iter = max([columna renglon rs-renglon cs-columna]);
salir = 0;
columna1 = columna+my-1;
renglon1 = renglon+my-1;
for i=0:iter
    R_menor = i*R;
    ren = B([renglon1-i renglon1+i], columna1-i:columna1+i);
    [pr,pc]=find(ren>0);
    col = B(renglon1-i+1:renglon1+i-1, [columna1-i
    columna1+i]);
    [pr2,pc2]=find(col>0);
    if isempty(pr)== 0
        puntos = i+1;
        a = i*R;
        b = (abs(pc-puntos))*R;
        c = (a^2+b.^2).^(1/2);
        [q,w] = min(c);

        if pr(w) == 1
            Renglon = renglon - i;
        else
            Renglon = renglon + i;
        end
        if R_menor == q
            Columna = columna;
            coor = [Renglon Columna];
            radio1 = q;
            break
        else
            pos=pc-puntos;
            Columna = columna + pos(w);
            if R_menor+R >= q
                if exist('radio1','var')
                    if radio1<=q
                        else
                            coor = [Renglon Columna];
                            radio1 = q;
                            mas_iter=floor(q/R)-i;
                        end
                    elseif exist('radio1','var')==0
                        coor = [Renglon Columna];
                        radio1 = q;
                        mas_iter=floor(q/R)-i;
                    end
                else
                    if exist('radio1','var')
                        if radio1<=q
                            else
                                coor = [Renglon Columna];
                    end
                end
            end
        end
    end
end

```

```

        radio1 = q;
        mas_iter=floor(q/R)-i;
    end
else
    radio1 = q;
    coor = [Renglon Columna];
    mas_iter=floor(q/R)-i;
    salir = 1;
end
end
end
end
if isempty(pr2)== 0
    puntos = i;
    a = i*R;
    b = (abs(pr2-puntos))*R;
    c = (a^2+b.^2).^(1/2);
    [q,w] = min(c);
    if pc2(w) == 1
        Columna = columna - i;
    else
        Columna = columna + i;
    end
    if R_menor == q
        Renglon = renglon;
        coor = [Renglon Columna];
        radio1 = q;
        break
    else
        pos=pr2-puntos;
        Renglon = renglon + pos(w);
        if R_menor+R >= q
            if exist('radio1','var')
                if radio1<=q
                    else
                        coor = [Renglon Columna];
                        radio1 = q;
                        mas_iter=floor(q/R)-i;
                    end
                elseif exist('radio1','var')==0
                    coor = [Renglon Columna];
                    radio1 = q;
                    mas_iter=floor(q/R)-i;
                end
            else
                if exist('radio1','var')
                    if radio1<=q
                        else
                            coor = [Renglon Columna];
                            radio1 = q;
                        end
                    end
                end
            end
        end
    end
end

```

```

        mas_iter=floor(q/R)-i;
    end
else
    radio1 = q;
    coor = [Renglon Columna];
    mas_iter=floor(q/R)-i;
    salir = 1;
end
end
end
end
if exist('mas_iter','var')
    if mas_iter==0
        break
    end
    mas_iter = mas_iter-1;
end
end
Distancia(contador)=radio1;
coor_renglon(contador) =coor(1);
coor_col(contador) =coor(2);
end
end
Datos2{f,1} = vec2mat(roundn(Distancia,-4),cs,rs);
Datos2{f,2} = vec2mat(mE(rs.*(coor_col-1)+coor_renglon),cs,rs);
Datos2{f,3} = mE;
end

%-----
%DATOS DE SALIDA
save('Datos2.mat', 'Datos2')
%-----
clear

```

**A.3.3 Programa para obtener los datos perpendiculares para cada fractura**

El programa obtiene para cada fractura los elementos perpendiculares a la línea formada por los extremos de cada fractura, los elementos son guardados en el archivo ADatos.mat.

Algoritmo del programa “fracturas\_dp.m”:

```

%-----
%DATOS DE ENTRADA
MA = csvread('fracturas.csv'); % Matriz de localización de fracturas
%-----

y1 = [MA(:)];
fracturas = unique(y1);

```

```

fracturas(1) = [];
FRA= 0;
ADatos = cell(numel(fracturas),1);
for i=1:numel(fracturas)
    FRA=FRA+1
    esquinas = Datos{i,1};
    elementos = Datos{i,2};
    A = MA(esquinas(1):esquinas(2),esquinas(3):esquinas(4));
    A(elementos) = 0;
    ZA = zeros(size(A,1)+2,size(A,2)+2);
    ZA(2:size(A,1)+1,2:size(A,2)+1) = ZA(2:size(A,1)+1,2:size(A,2)+1) + A;
    [r,c] = find(ZA==fracturas(i));
    rM = max(r);
    rm = min(r);
    cM = max(c);
    cm= min(c);
    punto = [];
    contador = 0;
    for j=1:numel(r)
        vecino = 0;
        if ZA(r(j)-1,c(j)) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j)-1,c(j)+1) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j),c(j)+1) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j)+1,c(j)+1) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j)+1,c(j)) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j)+1,c(j)-1) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j),c(j)-1) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if ZA(r(j)-1,c(j)-1) == fracturas(i)
            vecino = vecino + 1;
        end
        if vecino == 1
            punto = [punto r(j)-1 c(j)-1 ];
            contador = contador + 1;
            if contador == 2
                break
            end
        end
    end
end

```

```

end
end
if punto(3)>punto(1)
    punto = [punto(3:4) punto(1:2)];
end
opu = punto(1)-punto(3);
ady = punto(2)-punto(4);
slopeinv = -ady/opu;
[row col] = size(A);
ZA = ones(row,col);
valor = 0;
if punto(2)~=punto(4)
    for id=1:punto(2)-1
        if punto(1)-floor(slopeinv*id)<1 || punto(1)-floor(slopeinv*id)>row
            ZA(punto(1)-floor(slopeinv*(id-1)):end,1:punto(2)-(id-1)) = valor;
            break
        end
        ZA(punto(1)-floor(slopeinv*id):end,punto(2)-id) = valor;
    end
    for id=1:col-punto(2)
        if punto(1)+floor(slopeinv*id)<1 || punto(1)+floor(slopeinv*id)>row
            ZA(punto(1)+floor(slopeinv*(id-1))+1:end,1:punto(2)+(id-1)) = valor;
            break
        end
        ZA(punto(1)+floor(slopeinv*id)+1:end,punto(2)+id) = valor;
    end
    if punto(1)<row
        ZA(punto(1)+1:end,punto(2)) = valor;
    end
    for id=1:punto(4)-1
        if punto(3)-floor(slopeinv*id)<1 || punto(3)-floor(slopeinv*id)>row
            ZA(1:punto(3)-floor(slopeinv*(id-1))-1,1:punto(4)-(id-1)) = valor;
            break
        end
        ZA(1:punto(3)-floor(slopeinv*id)-1,punto(4)-id) = valor;
    end
    for id=1:col-punto(4)
        if punto(3)+floor(slopeinv*id)<1 || punto(3)+floor(slopeinv*id)>row
            ZA(1:punto(3)+floor(slopeinv*(id-1)):punto(4)+(id-1)) = valor;
            break
        end
        ZA(1:punto(3)+floor(slopeinv*id),punto(4)+id) = valor;
    end
    if punto(3)>1
        ZA(1:punto(3)-1,punto(4)) = valor;
    end
end
else
    ZA(punto(1)+1:end,:) = valor;
    ZA(1:punto(3)-1,:) = valor;
end
end

```

```

    ADatos{i,1} = ZA;
end

%-----
%DATOS DE SALIDA
save('ADatos.mat', 'ADatos')
%-----
clear

```

**A.3.4 Programa para obtener el promedio de las pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales**

El programa obtiene los promedios de las pendientes de esfuerzos diferenciales, las cuales son guardadas en el archivo propend.csv, el cual contiene una matriz de tres renglones, el primer renglón corresponde a las distancias en las que se obtuvo promedio de las pendientes, el segundo renglón contiene el número de fracturas en las que se obtuvo el promedio correspondiente a su distancia (renglón 1), y el tercer renglón corresponde a los promedios de las pendientes de esfuerzo efectivo diferencial correspondientes a su distancia (renglón 1). La variable “dpen” es el valor de las pendientes que se discriminan para obtener el promedio de las pendientes.

Algoritmo del programa “fracturas\_pend.m”:

```

%-----
%DATOS DE ENTRADA
MA = csvread('fracturas.csv'); % Matriz de localización de fracturas
R = 14.2987; % Tamaño de la celda de archivo ráster
dpen = 0; % Valor de pendientes discriminadas
load Datos2.mat % Variable obtenida por programa “dydfracturas.m”
load ADatos.mat % Variable obtenida por programa “.m”
%-----

fracturas = unique(MA);
inc_rc = R*ceil(500/R);
ProDatos = cell(numel(fracturas)-1,2);
for i=1:size(Datos2,1)
    mdist = roundn(Datos2{i,1},-4);
    mefc = Datos2{i,2};
    mexy = Datos2{i,3};
    mdif = mexy - mefc;
    mper = ADatos{i,1};
    mdist_S = mdist.*mper;
    mdif_S = mdif.*mper;
end

```



```

mpend = mdif_S./mdist_S;
elementos = find(mpend>0.15);
mdif_S = mdif_S(elementos);
mdist_S = mdist_S(elementos);
mpend = mpend(elementos);
elementos = find(mdist_S<=inc_rc);
mdif_S = mdif_S(elementos);
mdist_S = mdist_S(elementos);
mpend = mpend(elementos);
grupos = unique(mdist_S);
difM = zeros(numel(grupos),1);
for j=1:numel(grupos)
    elementos = find(mdist_S==grupos(j));
    difM(j,1) = mean(mpend(elementos));
end
ProDatos{i,1} = grupos;
ProDatos{i,2} = difM;
end
distancias = cell2mat(ProDatos(:,1));
grupos = unique(distancias);
unicos = [];
numunicos = [];
esfuerzos = zeros(numel(grupos),1);
for i=1:numel(grupos)
    elementos = numel(find(distancias==grupos(i)));
    if elementos == numel(fracturas)-1
        unicos = [unicos grupos(i)];
    end
    numunicos = [numunicos elementos];
end
for i=1: numel(fracturas)-1
    distU = roundn(ProDatos{i,1},-4);
    difM = ProDatos{i,2};
    pro = [];
    for j=1:numel(grupos)
        elementos = find(distU==grupos(j));
        if numel(elementos)==1
            pro = [pro difM(elementos)];
        else
            pro = [pro nan];
        end
    end
    Pro2(i,:) = pro;
end
for i=1:numel(grupos)
    num = Pro2(:,i) ;
    elementos = isnan(num);
    elementos = find(elementos==1);
    num(elementos) = [];
    PRO(i) = mean(num);

```

end

```
%-----
%DATOS DE SALIDA
csvwrite('propend.csv',[grupos';numunicos;PRO]);
%-----
clear
```

***A.4 Programa para localizar direcciones con pendientes de esfuerzos efectivos diferenciales con condiciones iguales o superiores a las condiciones establecidas***

El programa analiza la matriz de esfuerzos efectivos en busca de direcciones con condiciones superiores a los parámetros de comparación. Los parámetros de comparación se almacenan en las variables “pend\_hv” y “pend\_d”. La variable “pend\_hv” es un vector renglón con las pendientes promedio correspondientes a la dirección horizontal o vertical, y la variable “pen\_d” es otro vector renglón con las pendientes promedio correspondientes a la dirección diagonal.

Las direcciones localizadas son guardadas en el archivo LineasCoor.csv, el cual tiene el formato requerido para ser importado a *shapefile* de líneas empleando el software QGIS. Cada línea es construida con las coordenadas “x” y “y” correspondientes a la columna “id”.

Algoritmo del programa “lineas\_fractura.m”:

```
%-----
%DATOS DE ENTRADA
A = csvread('EsfuerzoXY.csv'); % Matriz de esfuerzos efectivos
dx = 14.2987; % Tamaño de la celda de archivo ráster
pend_hv = [ ]; % Matriz con las pendientes promedio (horizontal y vertical)
pend_d = [ ]; % Matriz con las pendientes promedio (diagonal)
coorx = 772607.10367; % Coordenada en X de archivo ráster (esquina)
coory = 2416352.19721; % Coordenada en Y de archivo ráster (esquina)
%-----

dd = dx/cosd(45);
xc = numel(pend_hv);
dc = numel(pend_d);
spend = sum(pend_hv);
spend2 = sum(pend_d);
promedio = spend / xc;
promedio2 = spend2 / dc;
relacion = promedio / promedio2;
```

```

relacion2 = pend_hv(1) / pend_d(1);
Dxc = dx.*[1:1:xc];
dia = [1:1:dc];
Ddc = dd.*dia;
x=zeros(numel(A),2);
y=zeros(numel(A),2);
dir=zeros(numel(A),2);
[rs,cs] = size(A);
pos_dia = ([1:1:dc]-1)*rs+[1:1:dc];
B = [zeros(xc,cs); A ; zeros(xc,cs)];
B = [zeros(xc*2+rs,xc) B zeros(xc*2+rs,xc)];
[RS,CS] = size(B);
contador = 0;
contador2 = 0;
h = waitbar(0,'0.0 %');
for renglon=1:rs
    for columna=1:cs
        contador = contador + 1;
        waitbar(contador/(rs*cs),h,sprintf('%.1f %%',100*contador/(rs*cs)))
        signo = [1 1 1];
        renglonB = renglon+xc;
        columnaB = columna+xc;
        hor_der = B(renglonB, columnaB+1:1:columnaB+xc)-B(renglonB,columnaB);
        borrar = find(hor_der~=-B(renglonB,columnaB));
        if isempty(borrar) || numel(borrar)<xc
            hor_der2 = 0;
        else
            if sign(sum(hor_der./Dxc))===-1
                hor_der = fliplr([-hor_der(end) -hor_der(end)+hor_der(1:end-1)]);
                signo(1) = -1;
            end
            hor_der2 = hor_der./Dxc;
        end
        ver_aba = [B(renglonB+1:1:renglonB+xc, columnaB)-B(renglonB,columnaB)];
        borrar = find(ver_aba~=-B(renglonB,columnaB));
        if isempty(borrar) || numel(borrar)<xc
            ver_aba2 = 0;
        else
            if sign(sum(ver_aba./Dxc))===-1
                ver_aba = fliplr([-ver_aba(end) -ver_aba(end)+ver_aba(1:end-1)]);
                signo(2) = -1;
            end
            ver_aba2 = ver_aba./Dxc;
        end
        pos_diaiz = ((columnaB-dia)-1).*RS+renglonB+dia;
        pos_diade = ((columnaB+dia)-1).*RS+renglonB+dia;
        dia_izq = B(pos_diaiz)-B(renglonB,columnaB);
        borrar = find(dia_izq~=-B(renglonB,columnaB));
        if isempty(borrar) || numel(borrar)<dc
            dia_izq = 0;
        end
    end
end

```

```

elseif sign(sum(dia_izq./Ddc))== -1
    dia_izq = fliplr([-dia_izq(end) -dia_izq(end)+dia_izq(1:end-1)]);
    signo(3) = -1;
end
dia_izq = dia_izq./Ddc;
dia_der = B(pos_diade)-B(renglonB,columnaB);
borrar = find(dia_der~= -B(renglonB,columnaB));
if isempty(borrar) || numel(borrar)<dc
    dia_der = 0;
elseif sign(sum(dia_der./Ddc))== -1
    dia_der = fliplr([-dia_der(end) -dia_der(end)+dia_der(1:end-1)]);
    signo(4) = -1;
end
dia_der = dia_der./Ddc;
Comp = [ mean(hor_der2)/promedio mean(ver_aba2)/promedio...
        mean(dia_izq)*relacion/promedio mean(dia_der)*relacion/promedio;
        hor_der2(1)/pend_hv(1) ver_aba2(1)/pend_hv(1)...
        dia_izq(1)*relacion2/pend_hv(1) dia_der(1)*relacion2/pend_hv(1);
        1 2 3 4 ];
Comp2 = fliplr(sortrows(Comp',1));
Comp3 = sum([Comp2(1,:)>=1 ; Comp2(2,:)>=1]);
pro =find(Comp3==2);
if isempty(pro) == 0
    lin = Comp2(3,pro(1));
    if lin==1
        contador2 = contador2+1;
        x(contador2,:) = [columna columna+xc];
        y(contador2,:) = [renglon renglon];
        dir(contador2,:) = signo(1);
    elseif lin==2
        contador2 = contador2+1;
        x(contador2,:) = [columna columna];
        y(contador2,:) = [renglon renglon+xc];
        dir(contador2,:) = 2*signo(2);
    elseif lin==3
        contador2 = contador2+1;
        x(contador2,:) = [columna columna-dc];
        y(contador2,:) = [renglon renglon+dc];
        dir(contador2,:) = 3*signo(3);
    elseif lin==4
        contador2 = contador2+1;
        x(contador2,:) =[columna columna+dc];
        y(contador2,:) = [renglon renglon+dc];
        dir(contador2,:) = 4*signo(4);
    end
end
end
end
end

Nom1 = 'LineasCoor.csv';

```

```
[fid, texto]=fopen(Nom1,'w');
fprintf(fid,'x,y,z,Id,PartId\n');
ren = size(A,1) ;
Y = (coory +(ren-0.5)*dx) - ((y-1).*dx);
X = (coorx +dx/2)+ (x-1).*dx;
for i=1:contador2
    fprintf(fid,'% .2f,% .2f,% d,% d,0\n',X(i,1),Y(i,1),dir(i,1),i-1);
    fprintf(fid,'% .2f,% .2f,% d,% d,0\n',X(i,2),Y(i,2),dir(i,1),i-1);
end
fclose(fid);
clear
```





**ANEXO B. CONSTANCIA DE PUBLICACIÓN**

Constancia de publicación en libro digital: *Convergencias del Diseño y de la Construcción*  
Vol. V.





UNIVERSIDAD AUTÓNOMA  
DE AGUASCALIENTES

Diego Humberto Frías Guzmán:

Por medio de la presente se hace constar que el libro digital: *Convergencias del Diseño y de la Construcción Vol. V; Arquitectura, Ingeniería Civil y Urbanismo. Alteraciones antrópicas en la ciudad y el medio ambiente*, coordinado por el Dr. Alejandro Acosta Collazo, en el cual usted es autor del capítulo titulado “Medición de la resistencia a la tensión del suelo”, será publicado por el Departamento Editorial de esta Institución, en el año 2016, y contará con registro ISBN.

Para los fines legales que el interesado solicite, se extiende la presente constancia que avala la aceptación de la publicación.

Sin otro particular por el momento, aprovecho la oportunidad para enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE

Aguascalientes, a 11 de agosto de 2016.

*“Se Lumen Proferre”*

M.E. Martha Esparza Ramírez

Jefa del Departamento Editorial

c.c.p. Archivo