



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA

***“DISEÑO DE ZAPATAS CONTINUAS DE CIMENTACIÓN SOBRE
SUELOS EXPANSIVOS MEDIANTE LA METODOLOGÍA LYTTON-
MITCHELL CASO QUERÉTARO”***

TESIS

QUE COMO PARTE DE LOS REQUISITOS
PARA OBTENER EL GRADO DE:

LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL

PRESENTA

ALBERTO JORGE BAEZA CAMPUZANO

C.U. QUERÉTARO, QRO, NOVIEMBRE DE 2012

RESUMEN.

Es ampliamente conocido que los suelos expansivos aumentan de volumen cuando se hidratan y se contraen cuando pierden humedad y esto es debido a la naturaleza mineralógica del suelo. La humedad y el comportamiento de ésta es un factor muy importante en el proceso del cambio volumétrico. Para que sea posible obtener lo anterior es necesario calcular la zona activa del suelo, consolidación y succión obtenido lo anterior es posible obtener la expansión y diseño de las zapatas corridas.

Lytton (1994), toma en cuenta que la difusión del agua en el suelo impacta directamente en el desarrollo del potencial expansivo bajo la cimentación pero para obtener dicha difusión es necesario obtener la curva característica del suelo y posteriormente obtener la conductividad hidráulica relativa ya obtenido lo anterior será posible obtener la difusión para el suelo de Santa Fe y Jurica Querétaro.

Lytton propone que utilizando el coeficiente de difusión calculado con las teorías de Mitchell (1980) y Van Genuchten (1980) consideran el comportamiento del agua para el cálculo de la presión de expansión ya que si no existiera difusión de agua no existiría expansión, ahora si existe difusión esta será posteriormente utilizada para calcular los desplazamientos de la cimentación que será diseñada con zapatas corridas las cuales serán mostradas posteriormente. Las zapatas corridas serán diseñadas con respecto a la forma propuesta por Gonzales Cuevas (2005) dicha cimentación también debe ser capaz de poder resistir las cargas calculadas que emite la construcción. Los resultados que se obtienen para diseñar la cimentación difieren de los resultados obtenidos con la ecuación presentada por Nelson y Miller (1992). De forma igual en este trabajo se presentan formas para poder obtener la curva característica por medio de diferentes modelos propuestos por Fredlund and Xing (1993) los cuales presentan un buen ajuste dichos modelos serán ocupados para calcular el coeficiente de difusión y este posteriormente será utilizado en las ecuaciones propuestas por Lytton (1994) los resultados que arrojan las ecuaciones de Lytton (1994) utilizando los modelos de Fredlund and Xing (1993) son muy parecidos a los reales lo cual se mostrara posteriormente, lo anterior explicado será realizado para el suelo de Santa Fe y Jurica Querétaro.

De forma igual se presentan los resultados propuestos por medio del modelo que se realizo por Horta et. al. (2011) Dicho modelo realiza una representación de la curva característica del suelo en este caso fue el de Jurica Querétaro ya que este modelo fue realizado a nivel computacional en ambiente ANSYS 10.0 dicha curva característica que realiza el programa es realizada con los datos experimentales de la curva característica el modelo trabaja de forma iterativa hasta realizar el ajuste más cercano a los datos reales para el programa posteriormente con el modelo que realice el programa ANSYS 10.0 será posible obtener la conductividad hidráulica relativa la cual es necesaria para el coeficiente de difusión y posteriormente obtener la expansión como la propone Lytton (1994) el cual se mostrara más adelante.

El diseño de la cimentación debe de ser capaz de soportar la presión de expansión que emite el suelo de Jurica Querétaro y también las cargas que arroja la construcción el cual se mostrara en capítulos siguientes. La cimentación presentara un costo el cual en este caso debe de ser un costo pequeño comprado con otras formas de cimentaciones y remediaciones para dicho suelo el diseño de la cimentación será evaluada para observar cuál es el costo de la cimentación y dicho costo será comparado con respecto a métodos de remediación propuestos por Cabrera y Delgado (2010), los métodos de remediación son los más económicos por lo tanto el costo de la cimentación debe presentar un costo que se encuentre con un valor menor que los métodos de remediación para asegurar que la construcción no fallara y presentara un costo económico. En este trabajo se presenta una propuesta desarrollando el Método Lytton-Mitchell para el cálculo de los desplazamientos considerando el coeficiente de difusión y el diseño de zapatas continuas y el costo comprado con los métodos de remediación sobre un suelo expansivo de la ciudad de Querétaro.

ÍNDICE GENERAL.

	<i>PAGINA</i>
<i>RESUMEN.</i>	<i>i</i>
<i>Índice general.</i>	<i>v</i>
<i>Índice de tablas.</i>	<i>viii</i>
<i>Índice de figuras.</i>	<i>x</i>
<i>Significado de variables.</i>	<i>xiii</i>
<i>CAPITULO I INTRODUCCION.</i>	
<i>1.1 Antecedentes.</i>	<i>1</i>
<i>1.2 Justificación.</i>	<i>1</i>
<i>1.3 Objetivos.</i>	<i>2</i>
<i>CAPITULO II ESTADO DEL ARTE.</i>	
<i>2.1 Características del suelo y su relación con las cimentaciones.</i>	<i>3</i>
<i>2.2 Cimentaciones.</i>	<i>5</i>
<i>2.3 Historia de su evolución de las cimentaciones.</i>	<i>6</i>
<i>2.4 Causas de los cambios de humedad.</i>	<i>7</i>
<i>2.5 Migración de la humedad.</i>	<i>8</i>
<i>2.5.1 Transferencia de la humedad.</i>	<i>8</i>
<i>2.5.2 Equilibrio de la humedad.</i>	<i>9</i>
<i>2.6 Succión y curvas características.</i>	<i>9</i>
<i>2.7 Ecuación de Kelvin.</i>	<i>11</i>
<i>2.8 Flujo a lo largo de un suelo no saturado.</i>	<i>11</i>
<i>2.9 Ecuaciones para la curva característica.</i>	<i>13</i>
<i>2.9.1 Bases teóricas para la forma de la curva característica.</i>	<i>16</i>
<i>2.9.2 Proposición para una nueva ecuación según Fredlund and Xing (1994).</i>	<i>19</i>
<i>2.10 predicción de la función de permeabilidad para un suelo no saturado usando la curva característica.</i>	<i>23</i>
<i>2.10.1 Ecuaciones empíricas.</i>	<i>24</i>
<i>2.10.2 Modelos estáticos.</i>	<i>24</i>
<i>2.11 Una ecuación más precisa para predecir la conductividad hidráulica de un suelo no saturado según Mualem (1976).</i>	<i>30</i>
<i>2.12 Modelo de Rojas et al. Para la predicción de la curva característica</i>	<i>32</i>
<i>CAPITULO III FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.</i>	
<i>3.1 Predicción del movimiento en arcillas.</i>	<i>35</i>
<i>3.2 Predicción de la presión de expansión.</i>	<i>39</i>
<i>3.3 Zapatas corridas.</i>	<i>41</i>
<i>3.3.1 Método elástico para cimentaciones corridas.</i>	<i>44</i>
<i>3.3.2 Diseño estructural de las cimentaciones sobre arcillas expansivas.</i>	<i>46</i>
<i>CAPITULO IV METODOLOGÍA.</i>	
<i>4.1 Elección de la zona de estudio y predicción de la zona activa.</i>	<i>52</i>
<i>4.2.1 Pruebas de succión.</i>	<i>52</i>
<i>4.2.2 Pruebas de consolidación.</i>	<i>53</i>
<i>4.2.3 Pruebas de compresión simple.</i>	<i>54</i>
<i>4.2.4 Presión de expansión y elección del tipo de cimentación.</i>	<i>55</i>

<i>4.2.5 Modelo Dr. Rojas et al, (2008).</i>	55
CAPITULO V ANÁLISIS, RESULTADOS Y CÁLCULOS.	
<i>5.1 Zona de estudio.</i>	57
<i>5.2 Sondeo.</i>	58
<i>5.3 Cálculos y resultados.</i>	58
<i>5.3.1 Suelo de “Santa Fe”.</i>	58
<i>5.3.1.1 Determinación de la profundidad de la zona activa.</i>	58
<i>5.3.1.2 Ensayes de compresibilidad.</i>	59
<i>5.3.1.3 Cálculo del esfuerzo del suelo (capacidad de carga).</i>	60
<i>5.3.1.4 Calculo de la presión de expansión según Nelson y Miller (1992).</i>	61
<i>5.3.1.5 Calculo de la expansión según Lytton (1994).</i>	62
<i>5.3.1.6 Expansión por medio de Lytton, Mualem, Mitchell y Fredlund.</i>	63
<i>5.3.1.7 Predicción de la presión de expansión según Lytton.</i>	76
<i>5.3.1.8 Diseño de las cimentaciones (Galaviz, 1991).</i>	77
<i>5.3.1.8.1 Bajada de cargas del edificio.</i>	78
<i>5.3.1.8.2 Análisis y diseño de cimentaciones.</i>	79
<i>5.3.2 Suelo de “Jurica”.</i>	95
<i>5.3.2.1 Determinación de la profundidad de la zona activa.</i>	95
<i>5.3.2.2 Consolidación.</i>	96
<i>5.3.2.3 Expansión por medio de Lytton, Mualem y Fredlund.</i>	97
<i>5.3.2.4 Cálculo del momento para diseño de las cimentaciones sobre arcillas expansivas.</i>	104
<i>5.3.2.5 Diseño de las cimentaciones sobre arcillas expansivas “Jurica”.</i>	105
<i>5.3.1 Consideraciones acerca de la curva característica.</i>	118
CAPITULO VI CONCLUSIONES.	
<i>5.1 Conclusiones.</i>	126
<i>Referencias.</i>	128
ANEXOS I.	
<i>I.I Cálculos y datos de zona activa.</i>	133
<i>I.II Cálculos y datos del ensaye de compresibilidad.</i>	134
<i>I.III Cálculos y datos del ensaye de compresión simple.</i>	135
<i>I.IV Cálculos y datos del ensaye de compresibilidad suelo de “Jurica”.</i>	137
<i>I.V Cálculos y datos de los ensayos de granulometría por mallas y por hidrómetro “Santa Fe”.</i>	138
ANEXOS II.	
<i>II.I Cálculos para la expansión según la ecuación propuesta por Nelson y Miller utilizando la succión mátrica.</i>	139
<i>II.II Cálculos para la expansión según la ecuación propuesta por Nelson y Miller utilizando la prueba de compresibilidad.</i>	140
<i>II.III Cálculos para la expansión según la ecuación propuesta por Robert Lytton.</i>	141
<i>II.IV Cálculos para la relación de vacíos aplicando la hipótesis.</i>	142
<i>II.V Ecuación experimental para la relación de vacíos.</i>	144
<i>II.VI Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.17) curva de hidratado.</i>	145

<i>II.VII Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.21) curva de hidratado.</i>	<i>147</i>
<i>II.VIII Datos de la curva de secado.</i>	<i>149</i>
<i>II.IX Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.17) curva de secado (a).</i>	<i>150</i>
<i>II.IX Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.21) curva de secado (b).</i>	<i>152</i>
<i>II.X Cálculos para la conductividad hidráulica.</i>	<i>153</i>
<i>II.XI Cálculos para el coeficiente de difusión.</i>	<i>156</i>
<i>II.XII Cálculos para la predicción de la expansión.</i>	<i>157</i>
<i>II.XIII Cálculos para la predicción de la presión de expansión.</i>	<i>158</i>
<i>II.XIV Cálculos para la bajada de cargas del edificio.</i>	<i>161</i>
<i>II.XV Cálculos para la ecuación experimental de la relación de vacíos “Jurica”.</i>	<i>165</i>
<i>II.XVI Ecuación para la relación de vacíos para cualquier contenido de agua “Jurica”.</i>	<i>166</i>
<i>II.XVII Datos y cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing ecuación 2.21 curva de hidratado “Jurica”.</i>	<i>167</i>
<i>II.XVIII Datos y cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing ecuación 2.21 curva de secado “Jurica”.</i>	<i>168</i>
<i>II.XIX Datos y cálculos para la conductividad hidráulica “Jurica”.</i>	<i>169</i>
<i>II.XX Datos y cálculos para el coeficiente de difusión “Jurica”.</i>	<i>170</i>
<i>II.XXI Datos y cálculos para la expansión según Lytton “Jurica”.</i>	<i>170</i>
<i>II.XXII Datos y cálculos para la conductividad hidráulica aplicando la curva característica de ANSYS 10.0 “Jurica”.</i>	<i>172</i>
<i>II.XXIII Datos y cálculos para el coeficiente de difusión aplicando la curva característica de ANSYS 10.0 “Jurica”.</i>	<i>173</i>

ÍNDICE DE TABLAS.

Tablas	Capitulo	Pagina
Tabla 2.1. Técnica y dispositivos para la medición de la succión (Alonso et al, 2008).	II	10
Tabla 2.2 Empíricas ecuaciones para el coeficiente de permeabilidad no saturado.	II	23
Tabla 3.1 De J_{λ} dependiendo de α y λ .	III	46
Tabla 5.1 Peso que carga la zapata por muro y por losa.	V	79
Tabla 5.2 Datos del eje 2 y tramo B"-D.	V	81
Tabla 5.3 Datos del eje 4" y tramo D-G".	V	86
Tabla 5.4 Dimensiones y acero de las zapatas.	V	92
Tabla 5.5 Datos para la presión que ejerce la construcción hacia el suelo.	V	93
Tabla 5.6 Diseño de la cimentaciones.	V	111
Tabla 5.7 Datos proporcionados por ANSYS 10.0 para la curva característica contra datos experimentales.	V	119
Tabla 5.8 Tabla comparativa de el costo de la cimentación con respecto a métodos de remediación según (Cabrera R. Delgado H. (2010)).	V	125
Tabla I.I Tabla de datos obtenidos por medio de pruebas y datos de succión obtenida con la curva de calibración.	Anexo I	133
Tabla I.II Datos de muestra natural cargas, descargas pesos y relaciones.	Anexo I	134
Tabla I.III Datos y carga para la compresión simple.	Anexo I	135
Tabla I.IV Muestra 1 carga y deformación.	Anexo I	135
Tabla I.V Muestra 2 carga y deformación.	Anexo I	136
Tabla I.VI Datos de consolidación estado natural y carga y descarga.	Anexo I	137
Tabla I.VII Datos de la granulometría por mallas e hidrómetro.	Anexo I	138
Tabla II.I Relación de vacíos y contenido de agua.	Anexo II	144
Tabla II.II Relación de vacíos dependiendo del contenido de agua aplicando las ecuaciones II.VII y II.VIII.	Anexo II	145
Tabla II.III Obtención del contenido de agua volumétrico ecuación 2.17 (Fredlund y Xing, 1994) (curva de hidratado).	Anexo II	147
Tabla II.IV Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21 (Fredlund y Xing, 1994) (hidratado).	Anexo II	148
Tabla II.V Datos para curva de secado.	Anexo II	149
Tabla II.VI Obtención del contenido de agua volumétrico con ecuación 2.17 (curva de secado).	Anexo II	151
Tabla II.VII Obtención del contenido de agua volumétrica con la ecuación 2.21 (curva de secado).	Anexo II	152
Tabla II.VIII Cálculo del numerador para la conductividad hidráulica.	Anexo II	154
Tabla II.IX Cálculo del denominador para la conductividad hidráulica.	Anexo II	155
Tabla II.X Cálculo de la conductividad hidráulica.	Anexo II	156

Tabla II.XI Coeficiente difusión según Mualem.	Anexo II	157
Tabla II.XII Cálculo de la presión de expansión caso 1.	Anexo II	159
Tabla II.XIII Cálculo de la presión de expansión caso 2.	Anexo II	160
Tabla II.XIV Cálculo de la bajada de cargas.	Anexo II	161
Tabla II.XV Carga en cada borde del tablero.	Anexo II	162
Tabla II.XVI Volúmenes, pesos y pesos por cada metro que cargara la zapata por muro.	Anexo II	163
Tabla II.XVII Peso que carga la zapata por muro y por losa.	Anexo II	165
Tabla II.XVIII Relación de vacíos y contenido de agua.	Anexo II	166
Tabla II.XIX Relación de vacíos dependiendo del contenido de agua (hidratado).	Anexo II	167
Tabla II.XX Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21 (Fredlund y Xing, 1994) (curva de hidratado).	Anexo II	167
Tabla II.XXI Datos para curva de secado.	Anexo II	168
Tabla II.XXII Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21 (Fredlund y Xing, 1994).	Anexo II	168
Tabla II.XXIII Cálculo de numerador para la conductividad hidráulica.	Anexo II	169
Tabla II.XXIV Cálculo del denominador para la conductividad hidráulica.	Anexo II	169
Tabla II.XXV Cálculo de la conductividad hidráulica.	Anexo II	170
Tabla II.XXVI Coeficiente difusión según (Mualem, 1987, Genuchten, 1980).	Anexo II	170
Tabla II.XXVII Datos de la conductividad hidráulica.	Anexo II	172
Tabla II.XXVIII Datos del coeficiente de difusión.	Anexo II	173
Tabla II.XXIX Datos del costo de la cimentación.	Anexo II	173
Tabla II.XXX Datos comparativos del costo de la cimentación con respecto a métodos de remediación.	Anexo II	174

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura	Capítulo	Página
Figura 2.1 Profundidad de capa activa (Romero 2008).	II	4
Figura 2.2 Cimentaciones típicas (Galaviz 1987).	II	6
Figura 2.3 Emparrillado para cimentación con vigas (I) de acero (Galaviz 1987).	II	7
Figura 2.4. Curva característica (Fredlund y Xing, 1994).	II	10
Figura 2.5 Curva característica para un suelo limoso (Fredlund and Xing, 1994).	II	14
Figura 2.6 Curva característica para arenas, limos y arcillas (Fredlund and Xing, 1994).	II	15
Figura 2.7 Ecuación 2.17 con $n = 2$ y $m=1$ a varia (Fredlund and Xing 1994).	II	19
Figura 2.8 Ecuación 2.17 con $a = 100$ y $m = 1$ n varia (Fredlund and Xing 1994).	II	20
Figura 2.9 Ecuación 2.17 con $a = 100$ y $n = 2$ m varia (Fredlund and Xing 1994).	II	20
Figura 2.10 Gráfica para obtener datos para calcular a , n y m . Para la ecuación 2.17 (Fredlund and Xing 1994).	II	22
Figura 2.11 Curva característica de y y curva de a función de permeabilidad para un suelo limoso (Fredlund and Xing 1994).	II	25
Figura 2.12 Figura con el punto de inflexión (Fredlund and Xing 1994).	II	25
Figura 2.13 Curva característica basada en la ecuación (2.34) el punto "P" en la curva es el punto de inflexión de la curva (Mualem 1976).	II	31
Figura 2.14 Porción de una red porosa mostrando los cuatro elementos: enlaces, sitios, macroporos y sólidos (Rojas et al., 2009).	II	33
Figura 3.1 Proceso de hidratado y secado de la curva característica según Lytton (1994).	III	36
Figura 3.2 Superficie constitutiva según Lytton (1994).	III	37
Figura 3.3 Superficie constitutiva en escala logarítmica (Lytton, 1994).	III	38
Figura 3.4 Casos extremos que corresponden en forma ideal a la distribución irregular de las presiones bajo la cimentación (Jennings, 1950).	III	42
Figura 3.5 Longitud mínima de apoyo, ℓ , definida por la carga q_f de rotura del suelo.	III	43
Figura 3.6 Distribución de presiones bajo una cimentación en el método elástico (Jiménez Salas, 1965).	III	44
Figura 3.7 Determinación del refuerzo por tanteos.	III	48
Figura 3.8 Gráfica para diseño por flexión Cuevas y Villegas, (2005).	III	50
Figura 4.1 Curva de calibración para el papel filtro.	IV	53
Figura 4.2 Curva de compresibilidad típica, por el método "B" norma ASTM, (2001) D2345-96.	IV	54
Figura 4.3 Ejemplo de Carga VS Deformación.	IV	55

Figura 5.1 Lugares del sondeo según Google Earth (2012 versión 5).	V	57
Figura 5.2 Sondeo y muestra.	V	58
Figura 5.3 Gráfica de perfil de zona activa.	V	59
Figura 5.4 Curva de compresibilidad tramo de carga y descarga, para el suelo de Santa Fe, Querétaro (ANEXO I, I.II CÁLCULOS Y DATOS DEL ENSAYE DE COMPRESIBILIDAD).	V	60
Figura 5.5 Gráfica carga deformación probeta 1 y 2.	V	61
Figura 5.6 Gráfica experimental del contenido de agua vs relación de vacíos.	V	63
Figura 5.7 Gráfica ecuación del contenido de agua vs relación vacíos.	V	64
Figura 5.8 Gráfica de curva característica de hidratado (experimental).	V	65
Figura 5.9 Gráfica comportamiento del modelo de la ecuación 2.17 con respecto a los datos con respecto a los datos obtenidos de laboratorio.	V	66
Figura 5.10 Gráfica curva de granulometría por mallas suelo de Santa Fe.	V	67
Figura 5.11 Gráfica curva de granulometría por hidrómetro suelo de Santa Fe.	V	68
5.12 Gráfica curva de granulometría por mallas y por hidrómetro suelo de Santa Fe.	V	69
Figura 5.13 Gráfica curva característica de secado (Experimental).	V	70
Figura 5.14 Gráfica conductividad hidráulica contra succión matricia.	V	71
Figura 5.15 Gráfica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido normalizado de agua.	V	75
Figura 5.16 Gráfica que muestra el comportamiento de la presión de expansión con el grado de saturación de los modelos de Lytton, Mitchell, Mualem, Fredlund, Xing, Genuchten.	V	77
Figura 5.17 Planta de donde se obtienen las cargas.	V	78
Figura 5.18 Planta donde se crearan las cimentaciones.	V	79
Figura 5.19 Tipos de zapatas a diseñar.	V	80
Figura 5.20 Tipo de zapata a diseñar.	V	86
Figura 5.21 Gráfica de la zona activa del suelo de “Jurica”, (Pérez Rea, 1993).	V	95
Figura 5.22 Gráfica de consolidación carga y descarga “Jurica”.	V	96
Figura 5.23 Gráfica experimental del contenido de agua vs relación de vacíos.	V	97
Figura 5.24 Gráfica comportamiento del modelo de la ecuación con respecto a los datos anteriores (curva de hidratado).	V	98
Figura 5.25 Gráfica comportamiento del modelo de la ecuación 2.21 con respecto a los datos anteriores (curva de secado).	V	99
Figura 5.26 Gráfica conductividad hidráulica contra succión mátrica.	V	100
Figura 5.27 Gráfica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido normalizado de agua.	V	102
Figura 5.28 Gráfica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido de agua volumétrico.	V	103

Figura 5.29 Gráfica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido de agua.	V	103
Figura 5.30 Determinación del refuerzo por tanteos.	V	107
Figura 5.31 Figura relación de triángulos semejantes.	V	109
Figura 5.32 Resultados de la cimentación diseñada.	V	118
Figura 5.33 Figura grafica realizada con el modelo Rojas et al. 2009 en el programa ANSYS 10.0.	V	120
Figura 5.34 Gráfica comparativa de las curvas características (datos experimentales VS datos realizados con el modelo Rojas et al. 2009 en el programa ANSYS 10.0).	V	120
Figura 5.35 Gráfica comparativa de la curva característica de hidratado (Datos realizados con el modelo Rojas et al. 2009 en el programa ANSYS 10.0 VS Modelo de Fredlund (ecuación 2.21)).	V	121
Figura 5.36 Gráfica comparativa de la curva característica de secado (Datos realizados con el modelo Rojas et al. 2009 en el programa ANSYS 10.0 VS Modelo de Fredlund (ecuación 2.21)).	V	121
Figura 5.37 Gráfica comparativa de las curvas características (Datos realizados con el modelo Rojas et al. 2009 en el programa ANSYS 10.0 VS Modelo de Fredlund (ecuación 2.21)).	V	122
Figura 5.38 Gráfica de conductividad hidráulica VS succión mátrica.	V	123
Figura 5.39 Gráfica de coeficiente difusión VS contenido de agua.	V	123
Figura 5.40 Gráfica de coeficiente difusión VS Contenido de agua volumétrico.	V	124
Figura 5.41 Gráfica de coeficiente difusión VS contenido normalizado de agua.	V	124
Figura 5.42 Grafica de porosimetría y 6 puntos propuestos para ANSYS 10.0.	V	125
Figura II.I Áreas de tableros de loza de azotea.	Anexo II	162

SIGNIFICADO DE VARIABLES

σ' =Esfuerzo efectivo.

$(P - u_a)$ =El esfuerzo neto.

$(u_a - u_w)$ =La succión mátrica.

RH =Humedad relativa.

u_{v0} =El cociente de la presión de vapor saturada a la temperatura T .

u_{v1} =Presión de vapor en el tubo capilar.

R =Constante universal de los gases y le corresponde el valor de $8.314 (N \cdot m)/(mol \cdot K)$.

v_w =Volumen molar parcial del vapor de agua y es igual a $1.8 \times 10^{-5} m^3/mol$.

T =Temperatura en grados Kelvin.

x =Dirección del eje cartesiano x .

y =Dirección del eje cartesiano y .

m =Parámetros de la humedad almacenada del material, $m = (1 - (1/n))$.

n =Es un parámetro de ajuste para la curva, relacionado con la pendiente del punto de inflexión de la curva característica, n =controla la pendiente de la curva característica, n =no es necesariamente igual a la unidad como asume (Mitchell y Aubeny 1980) mostró algunos casos en los cuales $n > 1$.

θ =Es el contenido normalizado de agua sin dimensiones (por ejemplo $\theta = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ donde θ_s y θ_r son contenido de agua volumetrica saturado y residual respectivamente).

ψ =Es la succión.

ψ_b =Es el valor de aire entrante.

λ =Indice de distribución de tamaños de poro.

q =Es un parámetro que ajusta la curva, relacionado con el valor de aire entrante del suelo.

r = radio del poro.

$\theta(R)$ =Es el contenido volumétrico de agua donde todos los poros con radio menor o igual a R son llenados con agua.

R_{min} =Es el radio mínimo del poro en el suelo.

R_{max} Denota radio de poro máximo.

a =esta cercamente relacionado al valor de succión aire entrante es decir la succión donde la curva característica presenta su punto de quiebre.

s = pendiente de la línea tangente.

$e = 2.718281828$.

ψ_i =Succión que corresponde al punto de inflexión.

ψ_p =Succión que corresponde a la línea tangente del punto de inflexión cruzando el eje x (eje de succión).

$(K_r(\psi)$ o $K_r(\theta))$ =coeficiente de permeabilidad relativa o también una función escalar del contenido volumétrico de agua θ .

j =Es un contador de "i" a "m".

K_{sc} =Es el coeficiente de permeabilidad saturada.

T_s =La superficie en tensión del agua.

ρ_w =Es la densidad del agua.

g =Es la gravedad.

μ_w =Es la viscosidad absoluta del agua.

p =Es una constante que cuenta la interacción de poros de varios tamaños.

ψ_j =Es la succión (kPa) correspondiendo al punto medio del j – esimo intervalo.

ψ_r =Es la succión correspondiente al contenido residual de agua θ_r .

y =Es una variable de integración representando la succión.

θ' =Es la derivada de la ecuación 2.21.

ψ_{aev} =Succión cuando el valor de aire entra en los poros más grandes.

N =Número de sub-intervalos del mismo tamaño.

i =Contador hasta N .

ma =Peso *gram – molecular* de agua, 18.02 *gm/mole*.

$g = 981$, conversión de gramos masa a gramos fuerza.

$\Delta V/V$ =deformacion volumetrica.

h_i, h_f =succión mátrica inicial y final.

σ_i, σ_f =valores inicial y final del esfuerzo pricipal medio.

π_i, π_f =valor inicial y final de succion osmotica.

γ_h =índice de compresión de siccion matrica.

γ_σ =índice de compresión de esfuerzo pricipal medio.

γ_π =índice de compresión de succion osmotica.

e_0 =relación de vacios.

σ_f =esfuerzo principal medio final.

σ_i =esfuerzo medio principal inicial.

σ_z =Esfuerzo vertical en un punto justo por debajo de la superficie en una masa de suelo.

γ_w =Peso unitario de agua.

α =El coeficiente de difusión de Mitchell (1980), (cm^2/s), el cual es usada en la ecuación 3.10.

$|S|$ =Valor aobsoleto de la pendiente de la curva característica.

γ_d =Peso unitario del suelo seco.

S =La pendiente de la curva característica.

σ_v =Presión de expansión.

γ_t =Índice de la succión total.

z =Espesor de la capa.

G_w =Grado de saturación.

w =Carga transmitida por los muros, asumida como constante por unidad de longitud, (Ton/m).

L =Logitud de cimentación, (m).

K = Coeficiente reductor, cuyo valor depende de cada localidad y se ajusta por la experiencia. Generalmente varía entre 0.5 y 0.8 (zona donde se encuentre tipo de suelo y características del suelo).

B = Ancho de la cimentación, (m).

q_f = Carga limite obre el terreno, (Ton/m²).

ℓ = Longitud minima de apoyo $\ell = L \frac{w}{Bq_f}$, (m).

ν = Modulo de Poisson de suelo, (a dimensional).

E_s = Modulo de deformación del suelo, (Ton/m²).

M_u = Momento ultimo.

$\phi = 0.9$

b = Ancho.

d = Peralte efectivo.

$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

$\sigma_{promedio}$ = Esfuerzo promedio.

ρ = Expansion.

θ_r = Humedad volumétrica residual.

θ_s = Humedad volumétrica saturada.

k_s = Conductividad hidráulica saturada.

θ_i = Humedad volumétrica para el punto de inflexión.

u = Presion de expansión.

Q = Carga del edificio.

A_s = Area de acero.

$No.$ = Numero de la varilla para refuerzo o estribo.

D = Diametro (cm).

$No. va.$ = Numero de varillas de refuerzo.

$A_s v. p.$ = Area de acero de varillas propuestas (cm^2).

$C. A_s v. p.$ = Centro de acero de varillas propuestas (cm).

$H - C. A_s v. p.$ = Peralte efectivo para el acero propuesto (cm).

M_u = Momento resistente calculado con acero propuesto ($Kg - cm$).

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN.

1.1 Antecedentes.

Para el diseño y construcción de cualquier proyecto de ingeniería civil es fundamental la plena identificación y determinación de las características del lugar. La identificación inicia mediante la determinación de las características del sitio de construcción partiendo de un reconocimiento personal y de una recopilación de todo tipo de información verbal y/o escrita de las diferentes fuentes disponibles; por ejemplo a partir de entrevistas con ingenieros y arquitectos de la localidad, información cartográfica de organismos gubernamentales especializados, información de estudios y excavaciones anteriores entre otros.

Particularmente en el caso de que el terreno ha de sustentar la reacción de suelos problemáticos como las arcillas expansivas. Deben hacerse algunas observaciones y elaborar cuestionamientos que proporcionen una visión más clara del problema en específico ¿qué tipo de infraestructura y construcciones existen?, ¿cuál ha sido el comportamiento de las construcciones existentes? y ¿qué factores pueden provocar cambios de humedad en suelo a corto o largo plazo?

El estudio de los suelos expansivos ha cobrado gran importancia en la actualidad. Muchos países se ven afectados por el problema de las arcillas expansivas y México no es la excepción. El desarrollo urbano y de las vías de comunicación, ha puesto de manifiesto este problema; lo que ha originado canalizar recursos hacia la investigación en este campo.

De cualquier manera, el estudio de la expansión-contracción del suelo no es del todo nuevo; los ingenieros han estado investigando al respecto desde hace más de veinte años. En épocas pasadas, la mayoría de los constructores atribuían las fallas de sus estructuras a la incapacidad de carga del terreno o a un mal diseño estructural.

1.2 Justificación.

Las construcciones se ven afectadas debido a que en el diseño de la cimentación no se toma en cuenta el comportamiento expansivo del suelo, reflejándose esto en movimientos diferenciales que tienen lugar principalmente en temporada de lluvias, después de períodos marcados de estiaje.

Cuando no se conoce el comportamiento de los suelos expansivos la construcción se verá afectada y esto en algunas ocasiones nos lleva a las soluciones remediales tradicionales como los resanes en la construcción y en algunas ocasiones todo esto repercute en la economía y por lo tanto es poco recomendable.

En todo el país se cuenta con un gran número de regiones con suelos expansivos y muchas ciudades han sido edificadas sobre éstos. Muchos de los trabajos reportados en este tema son realizados en suelos de la Ciudad de Querétaro. Así es que se justifica realizar investigación local sobre el comportamiento del suelo que nos lleve a plantear soluciones para el diseño de cimentaciones más económicas y mejor fundamentadas.

1.3 Objetivos.

Se pretende encontrar la posible relación que existe entre la expansión y presión de expansión con la cimentación (zapatas continuas) en edificios pequeños, (casas habitacionales) esto es con el propósito de encontrar parámetros que ayuden a predecir el comportamiento del suelo y aplicarlo al diseño de la cimentación, buscando siempre un ahorro en tiempo y dinero.

CAPÍTULO II ESTADO DEL ARTE.

2.1 Características del suelo y su relación con las cimentaciones.

Los daños producidos por el fenómeno de las arcillas expansivas son muy diversos, afectando la funcionalidad y estética de las estructuras, llegando en algunos casos a situaciones de ruina y representan pérdidas que se pueden estimar en millones de dólares. (Chen 1975 y Jones y Holtz de 1973).

La intensidad del fenómeno está íntimamente ligada a las condiciones ambientales de la zona, el clima; por ejemplo, cuando está seco, la evaporación supera la precipitación y el terreno se encuentra profundamente desecado. Al construir una edificación, se impide la evaporación y se induce un aumento del contenido de agua bajo la estructura, siendo mayor en el centro que en los bordes, tardando varios años en manifestarse el problema.

En climas húmedos, se produce en la superficie descubierta un movimiento estacional que se amortigua de manera diferencial por el edificio. El centro del edificio tiende al equilibrio, pero los bordes y las esquinas continúan subiendo y bajando, coincidiendo con los cambios estacionales. Estos movimientos cíclicos pueden producir fracturas a la estructura. Sin embargo el levantamiento de las estructuras no puede apegarse a estos modelos estrictamente, ya que el clima tiene fuertes variaciones.

Las consecuencias perjudiciales de la expansión se agudizan en lugares áridos y semiáridos, debido a que la humedad del suelo más superficial es generalmente baja a causa de la evaporación.

Las circunstancias descritas suelen manifestarse con mayor gravedad en estructuras ligeras, sensibles a movimientos diferenciales, y sobre todo cuando el fenómeno no ha sido previsto desde el punto de vista estructural y geotécnico.

Los suelos expansivos generalmente no tienen problemas de capacidad de carga, por lo que estos quedan descartados (Romero 2008). Sin embargo los problemas que se tienen son los levantamientos de las estructuras, consecuencia de falta de equilibrio de los esfuerzos internos que desarrolla el suelo con los esfuerzos a los que es sometido, es decir la carga transmitida por la estructura. Es por tal motivo que las estructuras ligeras son las más afectadas.

Los problemas de los suelos expansivos se producen generalmente como resultado de las fluctuaciones volumétricas que se presentan en un espesor de pocos metros, a consecuencia de variaciones del contenido del agua, el cual se ve influenciado por factores como las condiciones climáticas del medio ambiente. Es conveniente señalar que en un depósito arcilloso no todo su espesor es expansivo, es decir, los cambios de humedad no afectan a toda la capa (Romero 2008). Esta zona es generalmente definida como: zona de fluctuación

estacional o zona activa y no tiene el mismo espesor en un terreno desnudo que en uno cubierto por alguna construcción.

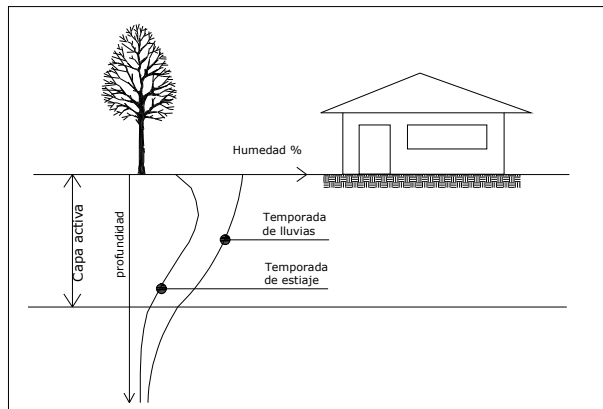


Figura 2.1 Profundidad de capa activa (Romero 2008).

La variación es máxima en la superficie, pero se amortigua con la profundidad, hasta un punto en el cual el cambio de humedad ya no se aprecia. Así, se puede observar una capa de suelo sujeta a cambios de humedad a la cual se le denomina “capa activa” y por debajo de esta capa el suelo permanece con humedad constante (Romero 2008).

No debe omitirse señalar que los cambios de humedad en el suelo suelen tener diversos orígenes, no solo por variaciones climáticas, sino también por ejemplo: oscilaciones del nivel de aguas freáticas, fugas en instalaciones hidráulicas y drenajes y causas que no necesariamente son independientes.

Dentro de la gran variedad de daños ocasionados a las construcciones los más comunes asociados a los suelos expansivos son los siguientes (Romero 2008):

Grietas verticales e inclinadas en ambos sentidos. Estos suelos provocan problemas de quebranto combinado por empujes horizontales, que se manifiesta en fisuras en fachadas.

- Por falla de la cimentación en la parte central del edificio.
- Por falla de la cimentación en dos extremos al mismo tiempo

Grietas y rotura de elementos estructurales: Grietas de cortante en nudos de entramado, trabajo en ménsula con grietas horizontales y/o inclinadas, rotura de forjados, vigas, muros de carga con grietas inclinadas y horizontales, etc.

- **Rotura de cimentación.**

Zapatas aisladas y/o corridas: despegue de cimentación, grietas horizontales por empujes y grietas inclinadas por asentamientos diferenciales.

El origen de las patologías por arcillas expansivas, depende directamente de tres factores que pueden interaccionar entre si y que son:

- **La naturaleza geológica y geotécnica del suelo** y en concreto el porcentaje de contenido en finos para su caracterización.
- **El grado de expansividad** a determinar en función de las diferentes pruebas de laboratorio.
- **Cambios de humedad**. Debido a la estación en la que nos encontremos o por otros factores externos tales como rotura de tuberías de abastecimiento de agua, de saneamiento, zonas de riego abundante, existencia de árboles de crecimiento rápido y hoja caduca próximos al edificio, etc., se produce la hidratación y deshidratación del terreno.

Para evitar los daños inherentes a los suelos expansivos se han desarrollado una serie de técnicas constructivas que por sus características se clasifican en dos ramas (López et al, 2006).

Los que actúan en la estructura:

- Cimentaciones profundas
 - Pilotes rectos
 - Pilotes con punta de campana
- Cimentaciones superficiales
 - Estructura Rígida
 - Zapatas aisladas
 - Zapatas corridas

Los que actúan en el suelo:

- Aislamiento
- Impermeabilización
- Sustitución
- Estabilización
- Remoldeo

2.2 Cimentaciones.

Hablando superficialmente se puede decir que el objetivo de las cimentaciones es transmitir las cargas de la superestructura y el peso propio de ellas al terreno. Pero habrá que

considerarle otras funciones igualmente importantes: proporcionarle apoyo a la estructura, distribuyendo las cargas, considerando un factor de seguridad adecuado entre la seguridad de la estructura y el suelo, limitar los asentamientos totales y diferenciales, con la finalidad de controlar los daños en la construcción y construcciones adjuntas, mantener la posición vertical de la estructura ante las acciones.

Existen otras definiciones de cimentación por ejemplo las que da (Dunham 1962).

- El terreno sobre el que se transmiten las fuerzas originadas por el peso propio de la estructura y sobrecargas que actúan sobre la misma.
- Conjunto de las partes estructurales de la infraestructura o sea el medio que sirve para transmitir al terreno el peso de la superestructura, las acciones que actúan sobre ella y el peso propio de dicho medio.
- La combinación de los dos conceptos anteriores.

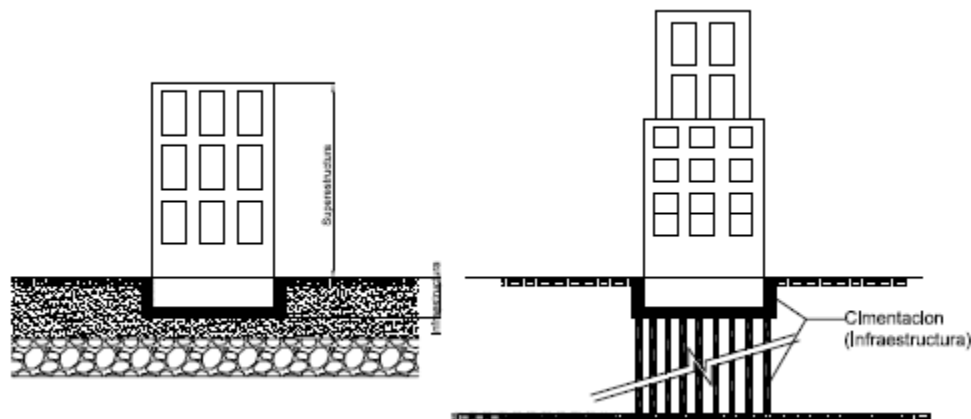


Figura 2.2 Cimentaciones típicas (Galaviz 1987).

2.3 Historia de su evolución de las cimentaciones

Indudablemente las zapatas representan la forma más antigua de cimentación. Hasta mediados del siglo XIX, la mayor parte de las zapatas eran de mampostería (Galaviz 1987). Si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados, se les llamaban zapatas de piedra labrada. En contraste las zapatas ordinarias de mampostería se construían con pedazos de piedra de todos tamaños, unidos con mortero. Las zapatas de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios altos con cargas pesadas en las columnas. Estas cargas requerían zapatas grandes y pesadas que ocupaban su valioso espacio en los sótanos.

En los primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se

colocaban sobre ellos. En 1891, se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril ahogados en concreto como para una mejora del emparrillado de madera (Wellborn et al, 1981). El emparrillado de rieles de ferrocarril fue sustituido por las vigas I de acero, que ocupaban un poco más de espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero.

Las vigas I de acero se adaptaban admirablemente a la construcción de zapatas en cantiliver. Estas se empezaron a usar en 1887, casi simultáneamente en dos edificios (Wellborn et al, 1981). En la figura 2.3 se ilustra una de ellas.

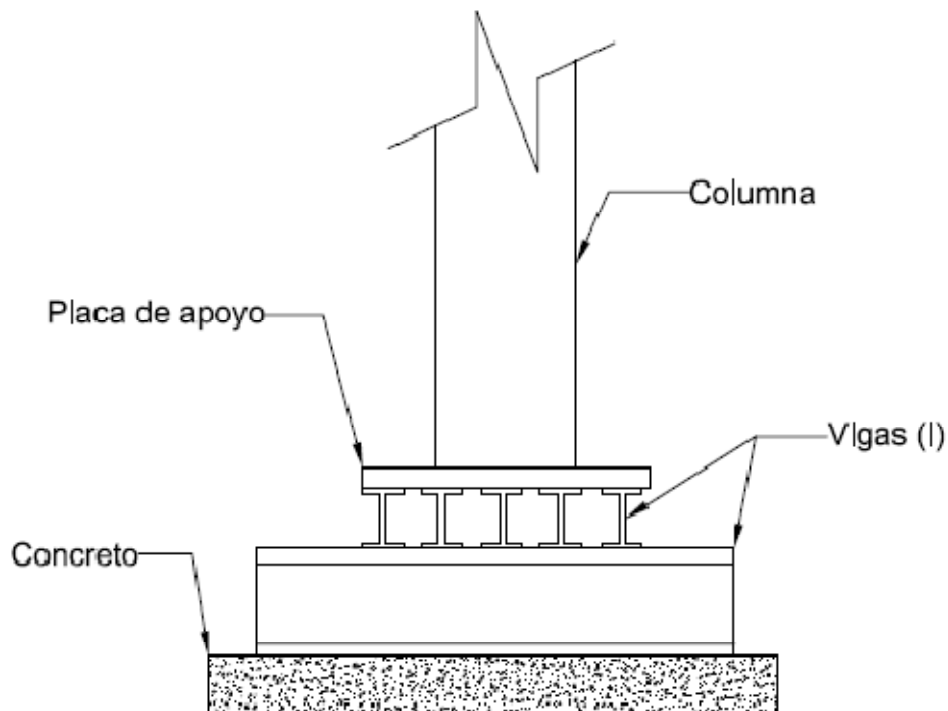


Figura 2.3 Emparrillado para cimentación con vigas (I) de acero (Galaviz 1987).

A continuación se explica las diferentes formas en las que el suelo puede ser afectado y como puede esto contribuir al diseño de la cimentación a sí mismo de cómo obtener diferentes valores para que se realice un buen diseño de la cimentación para cualquier tipo de suelo que sea una arcilla.

2.4 Causas de los cambios de humedad.

Como se puede observar, prácticamente el diseño de las cimentaciones depende de la humedad del suelo, variable sobre la cual el ingeniero no tiene control y si tiene gran

importancia en el diseño. Por ejemplo si se diseñara una cimentación en época de estiaje en la cual el suelo casi no tiene humedad este tendría una muy buena capacidad de carga lo que resultaría en una cimentación esbelta (de sección reducida) pero al momento de la expansión este diseño esbelto podría resultar insuficiente a los efectos expansivos del suelo, en cambio, si se diseñara en época de lluvia la capacidad de carga del suelo sería más baja y resultaría en una cimentación más robusta (de sección mayor) que podría llegar a ser sobre diseñada para la época de estiaje, es a partir de estas consideraciones que el análisis de la interacción que tiene el suelo con la estructura resulta necesario para un diseño eficiente en las cimentaciones.

Una vez identificado el problema que se tiene en el diseño de las cimentaciones sobre suelos expansivos que es la humedad o mejor dicho las variaciones de ésta, lo siguiente que habría hacer sería preguntarnos ¿De qué dependen las variaciones de humedad en el suelo? Y se tienen tres posibles respuestas:

- **Clima:** Dependiendo de la época de estiaje o de lluvias, se producen cambios en la humedad del suelo.
- **Fugas:** En el sistema hidráulico o hidrosanitario de la estructura, que pueden ser originadas por baja calidad de materiales, por proceso constructivo o por sufrir algún movimiento para el cual no fue diseñado.
- **Vegetación:** La vegetación en si solamente toma la humedad del suelo aunque el riego realizado por el ocupante de la estructura puede producir incrementos de humedad.

2.5 Migración de la humedad.

La migración de la humedad depende de las condiciones geológicas, condiciones climáticas, características topográficas, tipo de suelo y niveles de aguas superficiales.

2.5.1 Transferencia de la humedad.

La forma más común de transferencia de humedad es por gravedad, la filtración de agua superficial, la precipitación y cuando se derrite la nieve en algunos casos son los ejemplos más comunes. La migración de la humedad ocurre en todas direcciones dentro del suelo expansivo y bajo condiciones artesianas, el flujo puede ser ascendente. Si la arcilla es firme, el flujo ocurre generalmente sobre sus planos estratificados o sigue las fracturas continuas y las fisuras. Así mismo las grietas que se desarrollan debido a la desecación presentan accesos fáciles al agua dentro de los suelos profundos.

En suelos finos las fuerzas capilares tienen mucha importancia en la transferencia del agua. La altura a la que el agua asciende por capilaridad varía inversamente proporcional al radio del tubo capilar, así por ejemplo, en arenas la altura de ascensión capilar puede ser de 30 a 60 cm., en limos puede alcanzar hasta los 3 o 4 metros y en arcillas hasta 300m son posibles teóricamente (Lytton 1994).

La expansión del suelo puede ocurrir sin la presencia de agua libre. La transferencia de vapor juega un papel importante en el aumento de volumen de los suelos expansivos (Lytton 1994).

2.5.2 Equilibrio de la humedad.

En el terreno natural, el contenido de agua de los suelos parcialmente saturados, en general, está en equilibrio con los esfuerzos aplicados, las fuerzas debido a la evaporación y transpiración, además de las fuerzas de capilaridad. Cuando se cubre una cierta área con un edificio o pavimentos, estas fuerzas se eliminan y se establece un nuevo estado de equilibrio, el nuevo equilibrio requiere un flujo de agua compatible con la nueva condición.

2.6 Succión y curvas características.

Si bien por debajo del valor de entrada de aire (VAE) de los suelos las relaciones son relativamente simples con lo cual es posible el uso de una sola variable de estado como lo es por ejemplo el esfuerzo efectivo σ' (Terzaghi, 1956), para caracterizar cambios volumétricos a medida que se incrementa la succión y se sobrepasa el VAE, el suelo comienza a de-saturarse sustancialmente, con lo cual el efecto de la presión de poros de agua en el cambio de volumen disminuye como función no lineal del grado de saturación. Por ésta y otras razones, muchos investigadores han recurrido a modelos tri-dimensionales de la superficie constitutiva para los que el cambio de volumen es una función de dos variables independientes: el esfuerzo neto $(P - u_a)$ y la succión mátrica $(u_a - u_w)$. Este tipo de modelos requieren de un programa completo de laboratorio para determinar todos los parámetros necesarios en las relaciones volumen – permeabilidad – saturación – estado de esfuerzo. La succión pues, se considera una variable de estado y por ello mismo se dedican tratados completos al estudio de la determinación precisa de la succión (Alonso et al, 1990; Gens y Alonso, 1992; Wheeler, S. J. y Sivakumar, V., 1995, Rojas et al., 2009). Es común en Mecánica de Suelos representar la relación que guarda el estado de succión de un suelo con su grado de saturación (o alguna otra propiedad que refleje la cantidad de agua presente en el suelo) en un gráfico donde los valores de succión se consignan en el eje de las abscisas y los de los grados de saturación en el de las ordenadas (Figura 2.4). Este gráfico tiene como nombre comúnmente aceptado el de curva característica del suelo. En la

lengua inglesa (Soil – Water Characteristic Curves SWCC) (Fredlund y Xing, 1994; Arroyo 2012)

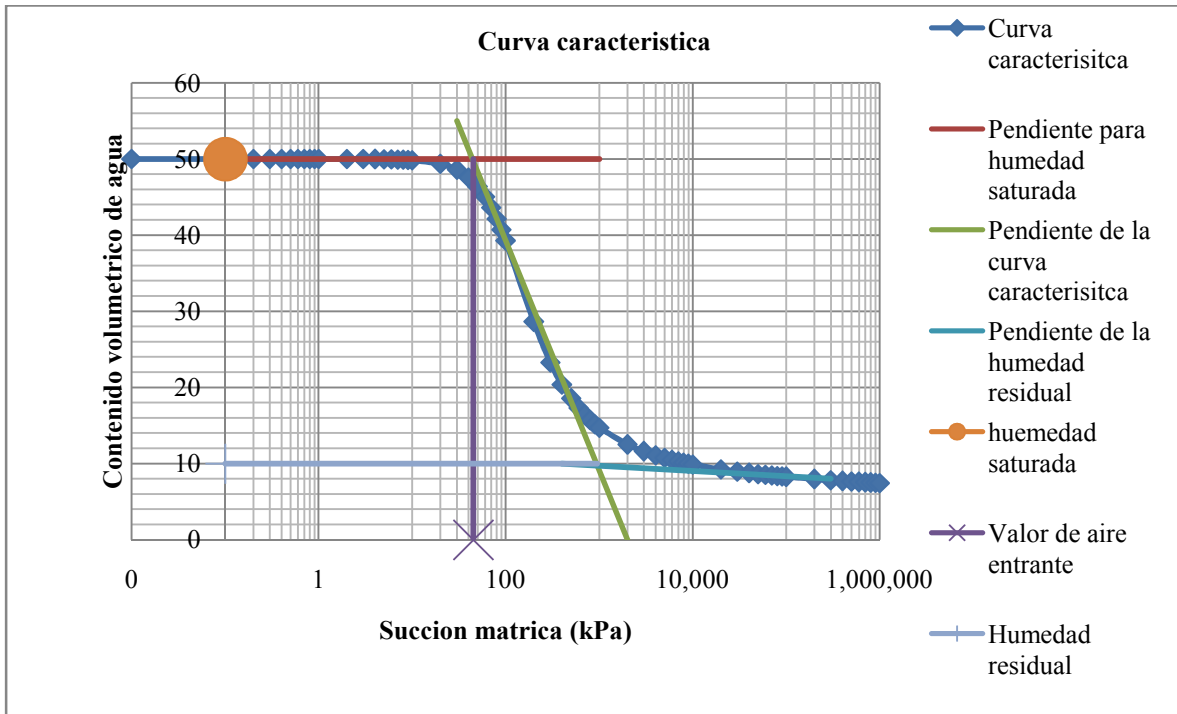


Figura 2.4. Curva característica (Fredlund y Xing, 1994).

Las técnicas experimentales más utilizadas para medir la succión ya sea su componente total o las contribuciones mátrica u osmótica por separado, se exponen en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Técnica y dispositivos para la medición de la succión (Alonso et al, 2008).

Equipo	Succión matricia	Fenómeno asociado	Rango de succión medido	Tiempo para que se establezca el equilibrio
Psicrómetro de transistor	Total	Humedad relativa	0.3-70	Minutos
Psicrómetro de termopar	Total	Humedad relativa	0.3-7	Minutos
Higrómetro capacidad/resistivo	Total	Humedad relativa	10-400	Minutos
Higrómetro de espejo (punto de Rocío)	Total	Humedad relativa	3-400	Minutos
Papel filtro	Total o Matricia	Contenido de agua	0.4-40	7 a 15 días

Tensiómetro	Matrica	Tensión del agua	0-0.08	Minutos
Mini-sonda	Total y Matrica	Tensión del agua	0-2.1	Minutos
Celulosa porosa	Matrica	Resistencia eléctrica	0-1.5	Días/semanas
Sensor de conductividad térmica	Matrica	Conductividad térmica	0-1.5	Días/semanas
Sensor TDR	Matrica	Constante dieléctrica	0-0.3	Horas/días
Técnica Squeezing	Osmótica	Conductividad eléctrica	0-3	Horas/días

2.7 Ecuación de Kelvin.

Lord Kelvin derivó en 1871 una ecuación notablemente simple la cual correlaciona el cambio de presión a través de una interfaz aire-agua con la presión de vapor sobre la interface (Lu y Likos, 2004).

$$u_a - u_w = -\frac{RT}{v_w} \ln RH \quad (2.1)$$

En donde RH representa a la humedad relativa ($RH = u_{v1}/u_{v0}$) donde u_{v0} es el cociente de la presión de vapor saturada a la temperatura T y u_{v1} es la presión de vapor en el tubo capilar R es la constante universal de los gases y le corresponde el valor de $8.314 (N \cdot m)/(mol \cdot K)$ v_w expresa al volumen molar parcial del vapor de agua y es igual a $1.8 \times 10^{-5} m^3/mol$ T es la temperatura en grados Kelvin (Lu y Likos, 2004).

2.8 Flujo a lo largo de un suelo no saturado.

La permeabilidad de un suelo no saturado es dependiente del grado de saturación o del nivel de succión en un suelo. Las siguientes ecuaciones están relacionadas con la permeabilidad y la succión.

$$k = k_0 \left(\frac{h_0}{h}\right)^n \quad (2.2)$$

Similarmente, nos da que la succión total h es más grande que la succión h_0 succión que corresponde a la permeabilidad k_0 . La relación de la humedad con la succión puede ser descrita usando.

$$\frac{dw}{dh} = -c \frac{1}{|h|^m} \quad (2.3)$$

m = Parámetros de la humedad almacenada del material.

Aplicando la ley de Darcy y el principio de la conservación de la masa para un fluido incompresible. Combinando las ecuaciones anteriores resulta la siguiente ecuación para un flujo en la dirección x .

$$k_0 \left(\frac{h_0}{h}\right)^n \frac{\partial^2 |h|}{\partial x^2} = c \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \frac{1}{|h|^m} \frac{\partial |h|}{\partial t} \quad (2.4)$$

La ecuación 2.4 es un ecuación parcial diferencial no lineal por lo tanto la ecuación 2.4 puede ser resuelta usando métodos numéricos. Sin embargo, si $n = m$ la variable independiente h puede ser transformada a Ψ tal que:

$$\left. \begin{aligned} d\Psi &= |h|^{-n} dh \\ \Psi &= \ln|h|, n = 1 \\ \Psi &= \frac{|h|^{1-n}}{1-n}, n > 1 \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

Combinando las ecuaciones (2.4) y (2.5) y generalizando las 3 dimensiones llegamos a la siguiente ecuación parcial diferencial:

$$\nabla^2 \Psi = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial \Psi}{\partial t} \quad (2.6)$$

$$\alpha = \frac{k_0 |h_0|^n \gamma_w}{c \gamma_d} \quad (2.7)$$

Asumiendo $n = m = 1$ en la ecuación $\Psi = \ln|h|$, $n = 1$ corresponde a un procedimiento analítico originalmente propuesto por Mitchell (1980), en el cual el flujo turbulento fluye a lo largo de un suelo no saturado. Éste es analizado por una solución de una ecuación parcial diferencial lineal con la succión expresada en escala pF

Varias posibles limitaciones para simplificar la solución deben de ser revisadas:

- El exponente n no es necesariamente igual a la unidad como asume (Mitchell y Aubeny 1980) mostró algunos casos en los cuales $n > 1$ nos da una mejor medida. En otras publicaciones como Brooks y Corey 1964) generalmente indican que n no sea igual a m sin embargo en una serie de pruebas de difusión de la humedad en arcillas con alta plasticidad, se mostró que el usar $n = m = 1$ en la ecuación (2.7) nos da una adecuada relación entre la teoría y la medición en la mayoría de los casos.

- La histéresis en la curva característica-vs-humedad no está modelada sin embargo, las medidas del coeficiente de difusión α bajo condiciones de humedecimiento y secado mostró que está dentro de un 20% el cual fue considerado adecuado para posteriores investigaciones.
- La ecuación anterior solo se aplica para flujo constante. Mientras la infiltración de la humedad dentro de una pendiente no ocurre a constante elevación. Los cambios en la carga de presión durante este proceso serán mucho más grandes que los cambios en la carga de elevación.
- En las etapas finales de humedecimiento la magnitud de la succión matricia h tal vez decline por debajo del valor h_0 (ecuaciones (2.4), (2.6) y (2.7)) Para las cuales el análisis es válido.

A pesar de estas limitaciones el enfoque presentado en el documento de Lytton (1994) tiene varias ventajas. En particular, El coeficiente de difusión de la humedad α en la ecuación anterior se puede interpretar la pequeña ambigüedad de una prueba simple de laboratorio. Adicional a lo anterior para casos con simples condiciones de frontera, las soluciones analíticas son posibles realizando formulas lineales. Tales soluciones pueden ser particularmente usadas entendiendo los mecanismos básicos de la infiltración de la humedad.

2.9 Ecuaciones para la curva característica.

La curva característica para un suelo es definida como la relación entre el contenido de agua y la succión del suelo (Williams 1982). El contenido de agua está definido como la cantidad de agua contenida dentro de los poros de suelo. El contenido volumétrico de agua θ no es comúnmente usado en la ingeniería práctica geotécnica, si no el contenido gravimétrico de agua w , el cual es la relación de masa de agua con la masa de sólidos. Una variable más comúnmente usada es el grado de saturación S es otra medida comúnmente usada para indicar el porcentaje de vacíos que están llenos con agua. Las variables arriba mencionadas han sido usadas en forma normalizada donde el contenido de agua es referenciado al contenido de agua residual (o cero contenido de agua) (Fredlund y Xing 1994).

La succión puede ser succión mátrica (también conocida como presión capilar) del suelo (ejemplo $u_a - u_w$.) donde u_a es la presión de poro del aire y u_w es la presión de agua, o bien succión total (ejemplo succión mátrica mas succión osmótica) a altas succiones (por ejemplo más grandes que de 1500 kPa), la succión mátrica y la succión total puede ser generalmente asumida para ser equivalente, Lytton (1995).

Como resultado de diferentes terminologías usadas en la literatura la curva característica ha sido tomada de numerosas formas. Por lo tanto el término curva característica se usa para

representar la relación entre el contenido volumétrico de agua y la succión. Los resultados de las pruebas del contenido volumétrico de agua en bajos rangos de succión son a menudo presentados en escala aritmética. Las curvas características sobre todo el rango de succión son graficadas en escala logarítmica.

La figura 2.5 muestra una gráfica de una curva característica para un suelo limoso. El valor de aire entrante del suelo (por ejemplo presión de poro) es la succión mátrica donde el aire empieza a entrar en los poros más grandes en el suelo. El contenido residual de agua es el contenido de agua donde es necesario un gran cambio de succión. Una forma para definir el contenido residual de agua se muestra en la figura 2.5: primero se dibuja una línea tangente en el punto de inflexión. Una parte de la curva puede ser aproximada por una línea cuando hay rangos de succión muy altos. El contenido residual de agua θ_r se puede obtener como el punto donde las dos líneas se intersectan. La succión que corresponde a cero contenido de agua puede ser la misma para la gran mayoría de suelo. Un valor ligeramente por debajo de 10^6 kPa ha sido experimentalmente bueno por consideraciones termodinámicas (Richards 1965). En otras palabras, este es un valor de succión que se toma para cero contenido de agua en un medio poroso.

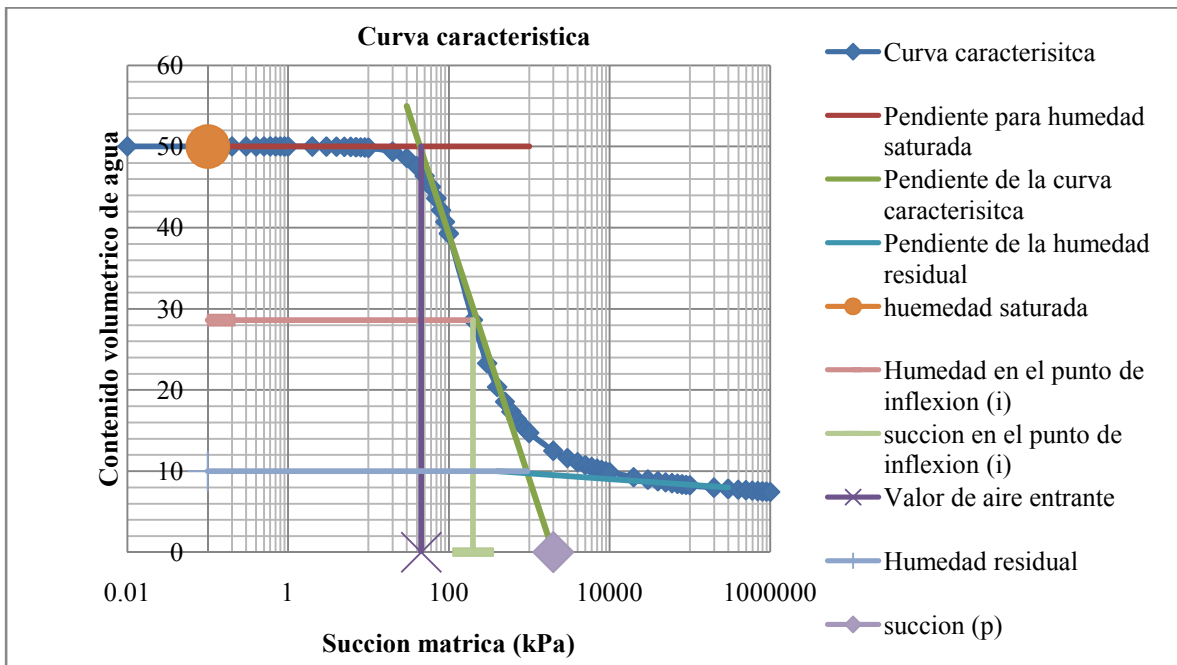


Figura 2.5 curva característica para un suelo limoso (Fredlund and Xing, 1994).

La curva mostrada en la figura anterior es una curva de secado la curva de hidratado difiere un poco de la curva de secado por lo que ambas curvas realizan una función de histéresis. El punto final de la curva de hidratado puede diferir del punto de inicio de la curva de secado a causa del aire atrapado en el suelo. Ambas curvas tienen una forma similar; sin embargo aquí explicamos la curva de secado.

Típicas curvas características (por ejemplo curva de secado) para diferentes suelos son mostrados en la figura 2.6. El contenido saturado de agua y la presión de poro generalmente son incrementados con la plasticidad del suelo y otros factores tales como las presiones que ha tenido el suelo en su historia también afectan la forma de la curva característica.

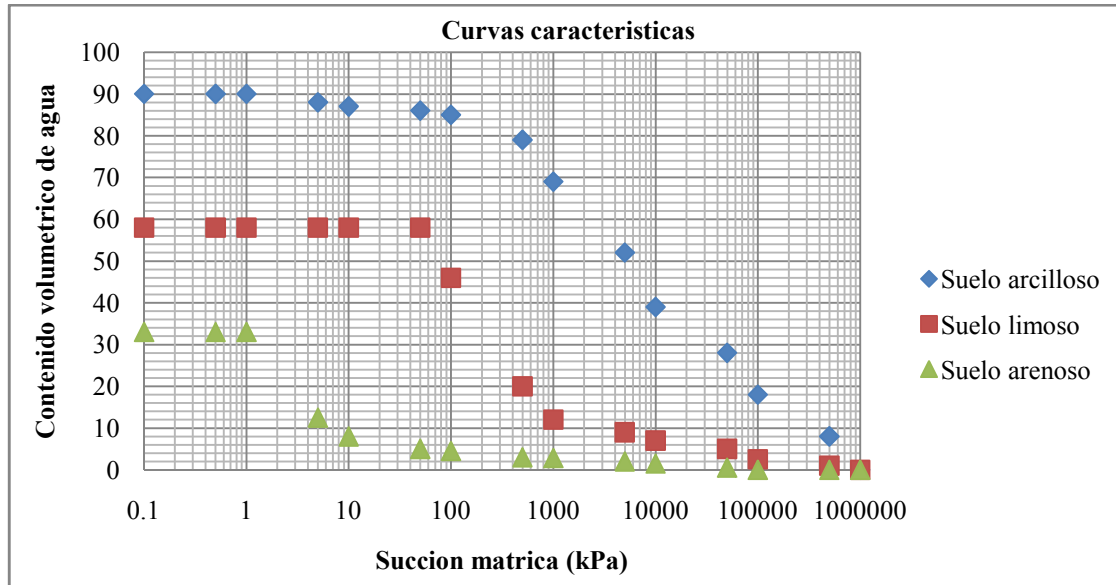


Figura 2.6 curva característica para arenas, limos y arcillas (Fredlund and Xing, 1994).

Numerosas ecuaciones empíricas han sido propuesta para simular la curva característica. Brooks y Corey (1964) para poder calcular el contenido normalizado de agua

$$\theta = \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda \quad (2.8)$$

Donde:

θ =Es el contenido normalizado de agua sin dimensiones (por ejemplo $\theta = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ donde θ_s y θ_r son contenido de agua volumetrica saturado y residual respectivamente)

ψ =Es la succión

ψ_b =Es el valor de aire entrante

λ =Indice de distribución de tamaños de poro.

El grado de saturación S ha sido también usado en lugar del contenido normalizado de agua. La ecuación 2.8 ha sido verificada a través de varios estudios (Campbell 1974; Clapp

y Hornberger 1978; Gardner et. al. 1970a, 1970b; Rogowski 1971; Williams et. al. 1983; McCuen et. al. 1981).

Una relación frecuente mente usada entre la relación de succión y contenido normalizado de agua fue escrita por Van Genuchten (1980).

$$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (p\psi)^n} \right]^m \quad (2.9)$$

Donde:

p, n, m = Son tres parámetros diferentes del suelo. Esta forma de ecuación es más flexible que la ecuación 2.8. Para poder obtener una forma más precisa de la ecuación 2.9 Van Genuchten (1980) relaciono m y n con la ecuación $m = 1 - (1/n)$. Esta forma sin embargo reduce la flexibilidad de la ecuación 2.9. Para una mayor precisión de resultados hay que separar m y n .

En 1958, Gardner propuso una ecuación para la función de la curva característica (humedad). La ecuación hace una emulación de la curva característica y puede ser vista como un caso especial de la ecuación 2.9.

$$\Theta = \frac{1}{1 + (q\psi)^n} \quad (2.10)$$

Donde:

q = Es un parámetro que ajusta la curva, relacionado con el valor de aire entrante del suelo.

n = Es un parámetro de ajuste para la curva, relacionado con la pendiente del punto de inflexión de la curva característica.

2.9.1 Bases teóricas para la forma de la curva característica.

Las ecuaciones propuestas en la literatura revisada son empíricas. Cada ecuación aparece como una aplicación para un grupo en particular de suelos. Aquí se muestran otras ecuaciones que su forma difiere ligeramente, y podrían ser probadas para ajustar los datos experimentales.

Para poner unas bases teóricas para la curva característica, se necesita considerar la curva de distribución del tamaño de poro del suelo. El suelo debe de ser considerado como un grupo de poros interconectados que son distribuidos de forma variada. Los poros son caracterizados por el radio del poro r y descritos por la función $f(r)$, donde $f(r)dr$ es el volumen relativo de poros de radios r a $r + dr$. En otras palabras, $f(r)$ es la densidad del

volumen de poro correspondiendo a radio r . Desde que $f(r)dr$ es la contribución de los poros de radio r a $r + dr$ que son llenados con agua, el contenido volumétrico de agua puede ser expresado como.

$$\theta(R) = \int_{R_{min}}^R f(r)dr \quad (2.11)$$

Donde:

$\theta(R)$ =Es el contenido volumétrico de agua donde todos los poros con radio menor o igual a R son llenados con agua

R_{min} =Es el radio mínimo del poro en el suelo.

R_{max} Denota radio de poro máximo.

Después para el caso saturado.

Usando la ley capilar, la ecuación 2.11 puede ser expresada en términos de succión

$$\theta(R) = \int_{\psi_{max}}^{\psi} f\left(\frac{C}{h}\right) d\left(\frac{C}{h}\right) = \int_{\psi}^{\psi_{max}} f\left(\frac{C}{h}\right) \frac{C}{h^2} dh \quad (2.12)$$

Donde:

h =Es una variable de integración representando la succión.

La ecuación 2.12 es una forma general de describir la relación entre contenido volumétrico de agua y succión. Si la distribución del tamaño de poro $f(r)$ de un suelo es conocida, la curva caracterisitca puede ser únicamente determinada por la ecuación 2.12.

Para describir la curva característica sobre el completo rango de succión de 0 a 10^6 kPa , el contenido volumétrico de agua esta referenciado a cero contenido de agua (de otra forma el contenido normalizado de agua es negativo si θ es menor que θ_r). En este caso, el contenido normalizado de agua Θ llega a ser θ/θ_s . La ecuación 2.12 sugiere que la siguiente forma de integración puede ser usada como una forma general para obtener una aproximación de la curva característica.

$$\theta(\psi) = \theta_s \int_{\psi}^{\infty} f(h)dh \quad (2.13)$$

Donde:

$f(h)$ = Es la distribución de los tamaños de poro como una función de la succión

La ecuación 2.13 generalmente producirá una curva no simétrica de forma "S".

Un caso especial se muestra a continuación

➤ *Caso de la distribución beta*

Considere el caso de la distribución beta para la función $f(r)$:

$$f(h) = \begin{cases} \frac{h^{\alpha-1}(1-h)^{\beta-1}}{B(\alpha, \beta)}, & \alpha, \beta > 0, \quad 0 \leq h \leq 1 \\ 0, & \text{en cualquier otra parte} \end{cases} \quad (2.14)$$

Donde:

$$B(\alpha, \beta) = \int_0^1 h^{\alpha-1}(1-h)^{\beta-1} dh = \frac{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)}{\Gamma(\alpha + \beta)}$$

En este caso la curva característica dada por la ecuación 2.13 ya que tiene una gran flexibilidad.

Los parámetros α y β son parámetros de ajusta de la curva característica.

Cuando α igual a β , la ecuación 2.13 genera una curva simétrica de forma "S". Para α más grande que β , la curva no es simétrica y tiene un valor de aire entrante muy alto, una pendiente suave cerca a la saturación, y una pendiente muy inclinada cerca al contenido de agua residual. Para α menor que β , la curva tiene un valor de aire entrante muy pequeño, una pendiente muy inclinada cerca a la saturación y muy suave cerca al contenido de agua residual. En el caso cuando α y β son integradas, la curva característica definida por la ecuación 2.13 y 2.14 está relacionada con la función de probabilidad binomial como sigue (Mendenhall et. al. 1981).

$$\begin{aligned} \theta(\psi) &= \theta_s \int_{\psi}^1 \frac{h^{\alpha-1}(1-h)^{\beta-1}}{B(\alpha, \beta)} dh \\ &= \theta_s - \theta_s \sum_{i=\alpha}^{\alpha+\beta-1} \binom{\alpha+\beta-1}{i} \psi^i (1-\psi)^{\alpha+\beta-1-i} \end{aligned} \quad (2.15)$$

En la ecuación 2.15 note que definiendo r sobre el intervalo (0,1) no se restringe su uso. La función de densidad beta puede ser aplicada para algún intervalo por la traslación y un cambio en la escala.

2.9.2 Proposición para una nueva ecuación según Fredlund and Xing (1994).

La distribución de tamaño de poro puede ser escrita como sigue.

$$f(\psi) = \frac{mnp(p\psi)^{n-1}}{[1 + (p\psi)^n]^{m+1}} \quad (2.16)$$

Integrando la ecuación 2.16 y usando la ecuación 2.13 nos da la siguiente relación entre contenido volumétrico de agua y succión.

Las figuras 2.7, 2.8, 2.9 muestran como varia la curva característica si varían los parámetros a , n , y m .

$$\theta = \theta_s \left[\frac{1}{\ln[e + (\psi/a)^n]} \right]^m \quad (2.17)$$

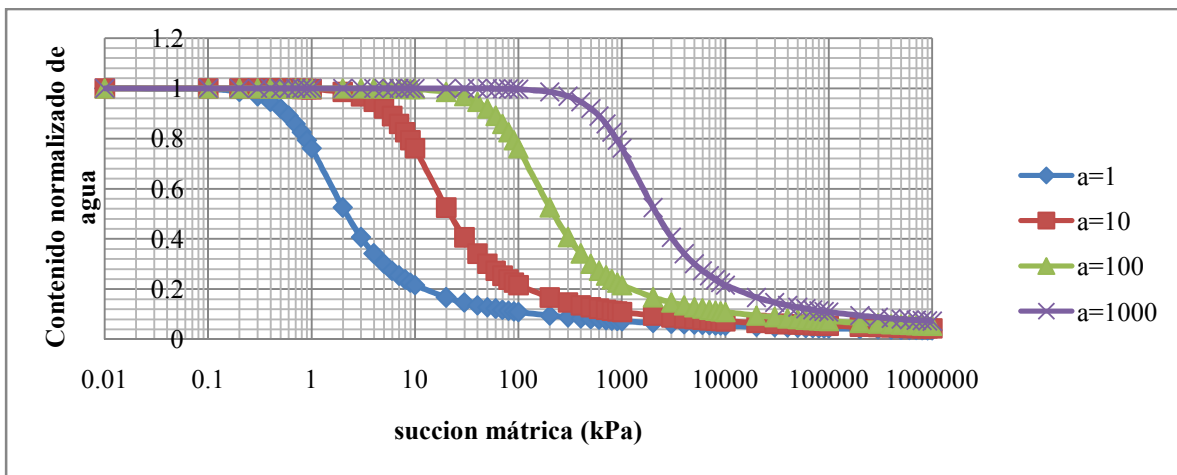


Figura 2.7 Ecuación 2.17 con $n = 2$ y $m=1$ a varia (Fredlund and Xing 1994).

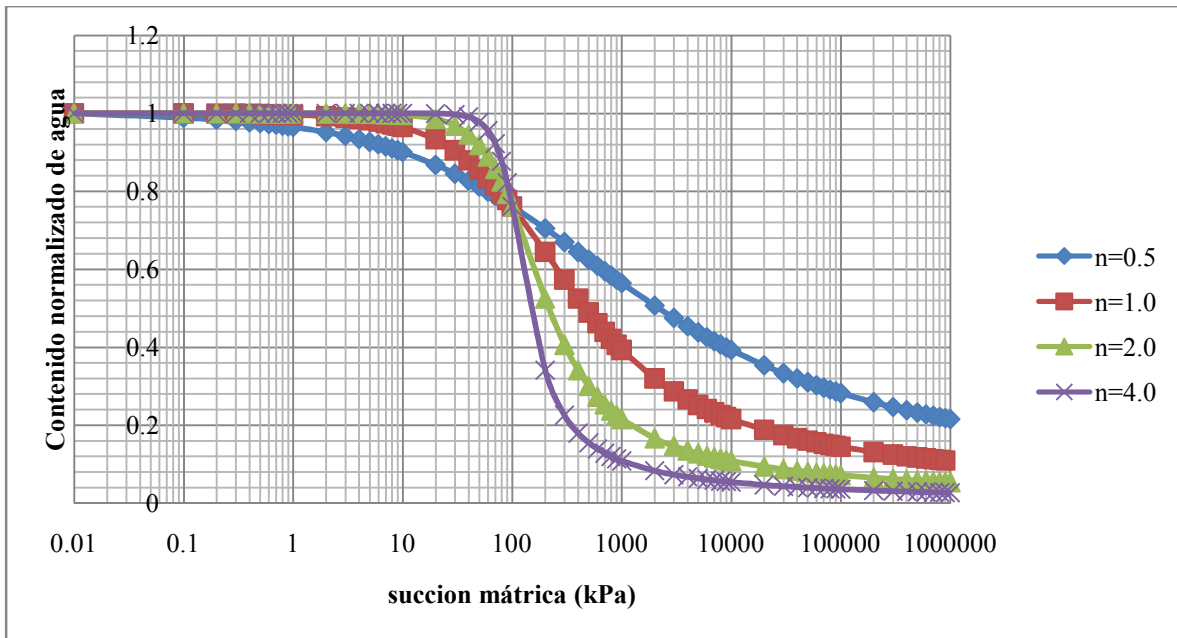


Figura 2.8 Ecuación 2.17 con $a = 100$ y $m = 1$ n varia (Fredlund and Xing 1994).

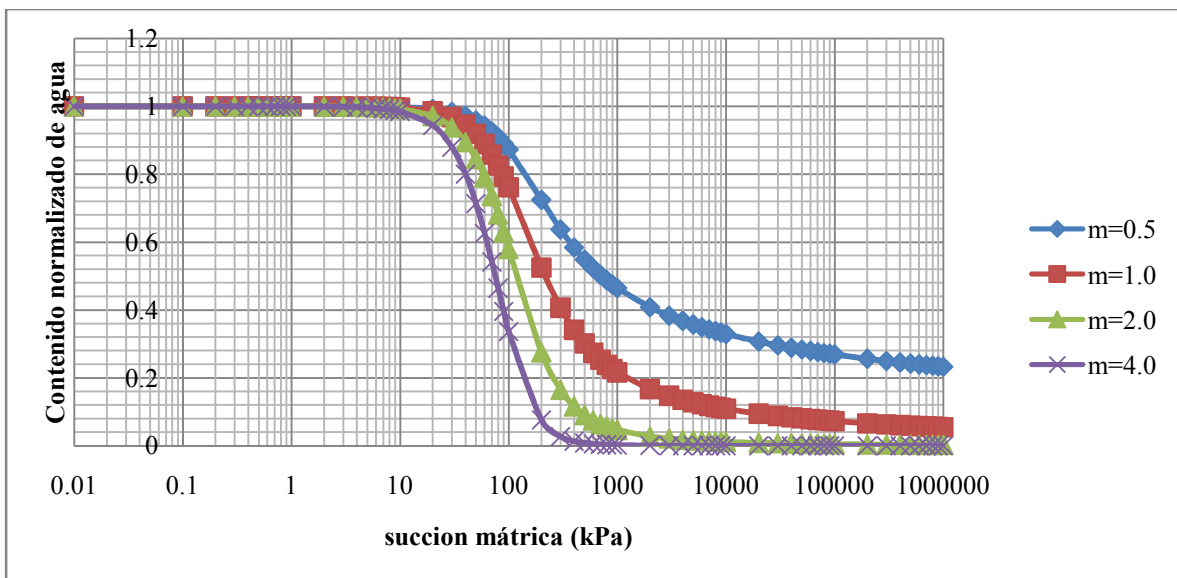


Figura 2.9 Ecuación 2.17 con $a = 100$ y $n = 2$ m varia (Fredlund and Xing 1994).

En la figura 2.7 donde n y m son parámetros fijos el parámetro a está cercamente relacionado al valor de aire entrante. En general el valor para el parámetro a debería de ser más alto que el valor de aire entrante sin embargo para pequeños valores de m el valor de aire entrante puede ser usado para el parámetro a .

La figura 2.8 donde a y m son parámetros fijos y por lo tanto n controla la pendiente de la curva característica. Usando esta información se puede hacer una estimación grafica para los tres parámetros que pueden ser obtenidos de la curva característica. Primero localizar el punto de inflexión (ψ_i, θ_i) en la curva característica después dibujar una línea tangente a través de este punto. A esta línea tangente se le llama s posteriormente se determina a, n y m como se muestra a continuación.

$$a = \psi_i \quad (2.18)$$

$$m = 3.67 \ln \left[\frac{\theta_s}{\theta_i} \right] \quad (2.19)$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72s\psi_i \quad (2.20)$$

La pendiente de la línea tangente s puede ser calculada como sigue.

$$s = \frac{\theta_i}{\psi_p - \psi_i} \quad (2.21)$$

Donde:

$$e = 2.718281828$$

ψ_i =Succión que corresponde al punto de inflexión

θ_i =Contenido de agua volumétrico que corresponde al punto de inflexión

ψ_p =Succión que corresponde a la línea tangente del punto de inflexión cruzando el eje x (eje de succión).

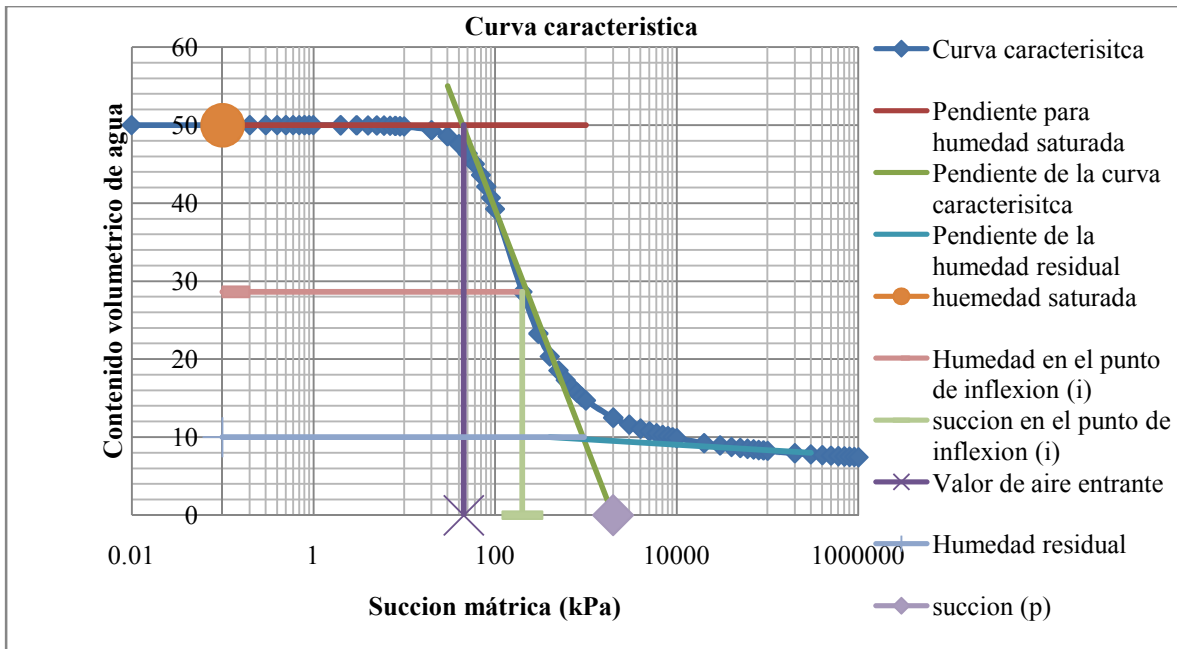


Figura 2.10 Grafica para obtener datos para calcular a , n y m . Para la ecuación 2.17 (Fredlund and Xing 1994).

Pequeños valores de m resulta en una pendiente moderada en altos valores de succión, y largos valores de n producen un pico cercano al valor de aire entrante.

En la ecuación 2.17 θ llega a ser igual a θ_s cuando la succión es cero, y θ llega a ser cero cuando la succión se va hacia infinito. También es posible usar el grado de saturación para ajustar la curva, desde que el grado de saturación varía de 0 a 1. El Contenido gravimétrico de agua puede ser similar mente normalizado para la curva ajustada propuesta

Algunas aplicaciones requieren una estimación del contenido residual de agua. La siguiente ecuación difiere ligeramente de la ecuación 2.17

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\{\ln[e + (\psi/a)^n]\}^m} \quad (2.21)$$

Aquí θ_r y θ_s son tratados como dos parámetros adicionales. Los cinco parámetros a , n , m , θ_s y θ_r en la ecuación 2.21 pueden ser sistemáticamente definidos a través de un análisis y mejor ajuste en los datos experimentales (Fredlund y Xing, 1994).

2.10 Predicción de la función de permeabilidad para un suelo no saturado usando la curva característica.

El coeficiente de permeabilidad K de un suelo no saturado no es constante. El coeficiente de permeabilidad depende de el contenido volumétrico de agua θ el cual depende de la succión ψ la succión del suelo la cual puede ser succión matrica ($u_a - u_w$, donde u_a es la presión de poro y u_w es la presión de agua) o la succión total (succión matrica mas succión osmótica) la succión del suelo es una de la dos variables de estado de esfuerzo que controlan el comportamiento de un suelo no saturado. Por otra parte es sugerido que el término “función de permeabilidad para un suelo no saturado” sea usado para representar la relación entre el coeficiente de permeabilidad y la succión del suelo. Cuando el coeficiente de permeabilidad a cualquier succión del suelo, $K(\psi)$ esta referenciado al coeficiente de permeabilidad saturado K_s , el coeficiente de permeabilidad relativa puede ser escrito como se muestra en la tabla 2.2 (Fredlund y Xing, 1994).

Tabla 2.2 Ecuaciones empíricas para el coeficiente de permeabilidad no saturado.

Función	Referencia
$K = K_s$, para $\psi \leq \psi_{aev}$	Brooks y Corey (1964)
$K_r = (\psi/\psi_{aev})^{-n}$ para $\psi \geq \psi_{aev}$	
$K_r = \exp(-\alpha\psi)$	Gardner (1958)
$K = K_s/(\alpha\psi^n + 1)$	
$K = \alpha\psi + b$	Richards (1931)
$K = K_s$ para $\psi \leq \psi_{aev}$	Rijtema (1965)
$K_r = \exp[\alpha(\psi - \psi_{aev})]$ para $\psi_{aev} \leq \psi \leq \psi_1$	
$K = K_1 \left(\frac{\psi}{\psi_1}\right)^{-n}$ para $\psi > \psi_1$	
$K = \alpha\psi^{-n}$	Wind (1955)

Nota: ψ_1 es la succión residual del suelo (ψ_r) y K_1 es el coeficiente de permeabilidad a la $\psi = \psi_1$

$$K_r(\psi) = \frac{K(\psi)}{K_s} \quad (2.22)$$

El coeficiente de permeabilidad relativa como función de contenido volumétrico de agua $K_r(\theta)$, está definido de forma similar. El coeficiente de permeabilidad relativa ($K_r(\psi)$ o $K_r(\theta)$), es una función escalar del contenido volumétrico de agua θ , y puede ser usada de forma normalizada, la cual también es referida como el grado de saturación.

El grado de saturación, S el cual indica el porcentaje de vacios llenados con agua, es a menudo usado en lugar del contenido normalizado de agua θ .

2.10.1 Ecuaciones empíricas.

En la tabla 2.2 se mostraron diferentes ecuaciones para la función de permeabilidad de un suelo no saturado estas ecuaciones pueden ser usadas en ingeniería práctica cuando los datos medidos son proporcionados para la relación entre el coeficiente de permeabilidad y la succión, $K(\psi)$, o la relación entre la el coeficiente de permeabilidad y el contenido volumétrico, $K_r(\theta)$. El número más pequeño de los puntos medidos es requerido para usar unas de las ecuaciones de permeabilidad de la tabla 2.2. Ese número es igual al parámetro de ajuste en la ecuación adoptada. Cuando el número de mediciones excede el número del parámetro de ajuste un procedimiento de ajuste en la curva puede ser aplicado para determinar el parámetro de ajuste. Esta aproximación da una forma más precisa a una solución analítica para problemas de flujo no saturado.

2.10.2 Modelos estáticos.

Modelos estáticos: Se requieren varios datos medidos de permeabilidad para usar una ecuación empírica. Un modelo estático puede ser usado para predecir la función de permeabilidad cuando el coeficiente de permeabilidad saturado, K_s , y la curva característica son proporcionados.

Los modelos estáticos han también sido usados para determinar la función de permeabilidad para un suelo no saturado usando la curva característica. Esta aproximación está basada en el efecto que ambas la función de permeabilidad y la curva característica son principalmente determinadas por la distribución del tamaño de poro de un suelo. La figura 2.11 muestra una curva característica para un suelo limoso. Basada en la distribución del tamaño de poro, Burdine (1953) propuso la ecuación 2.23 para el coeficiente de permeabilidad relativa.

$$K_r(\theta) = \frac{K(\theta)}{K_s} = \theta^q \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi^2(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^2(\theta)}} \quad (2.23)$$

Donde:

$q = 2$ = El cuadrado del contenido normalizado de agua fue usado como una cantidad ya acostumbrada.

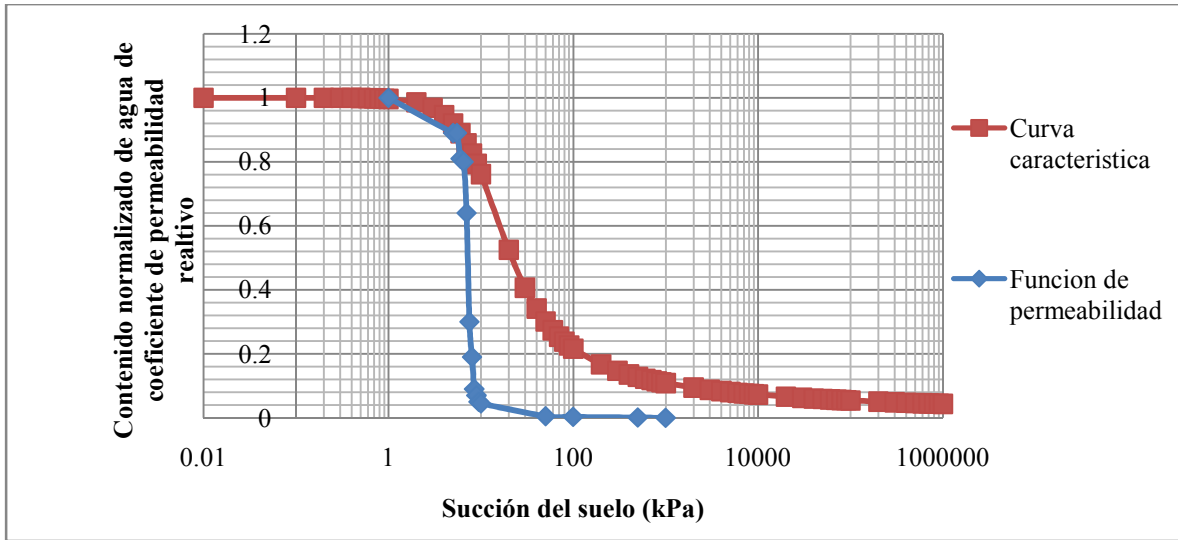


Figura 2.11 Curva característica de y curva de a función de permeabilidad para un suelo limoso (Fredlund and Xing 1994).

Childs y Collis-George (1950) propusieron un modelo para predecir el coeficiente de permeabilidad basado en diferentes variaciones de tamaño de poro. Este modelo fue impuesto por Marshall (1958) y más tarde fue modificada por Kunze et. Al. (1968). Los cálculos son acomodados dividiendo la relación entre contenido volumétrico de agua y la succión en incrementos "n" del contenido de agua como se muestra en la figura 2.12. La siguiente función de permeabilidad ha sido ligeramente modificada para usar unidades del (SI), la succion matrica en lugar de presión de agua en el poro.

Figura típica curva característica para predecir la función de permeabilidad. θ_j , es el punto medio de el j – esimo intervalo de contenido de agua; ψ_j succion que corresponde a θ_j .

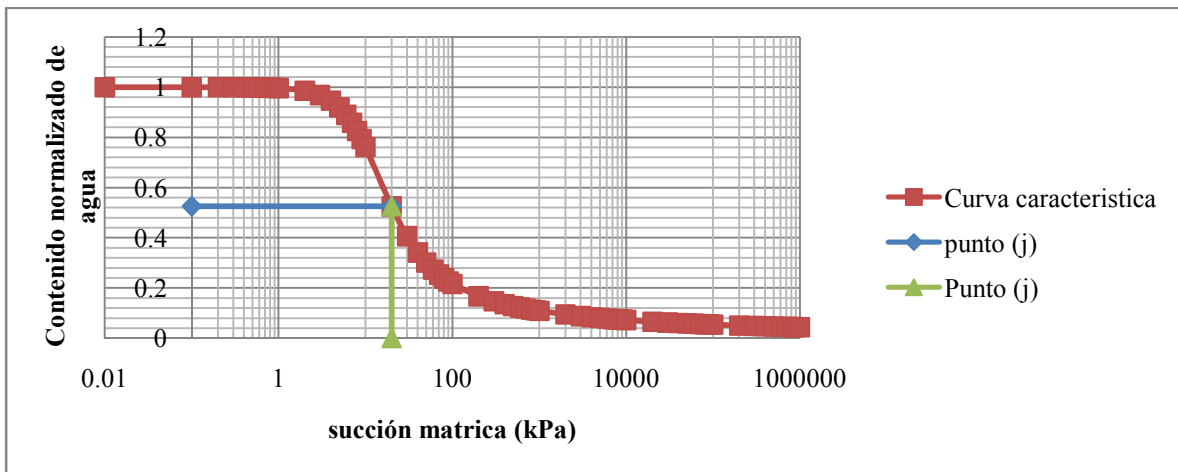


Figura 2.12 Figura con el punto de inflexión (Fredlund and Xing 1994).

$$K(\theta_i) = \frac{K_s T_s^2 \rho_w g \theta_s^p}{K_{sc} 2\mu_w n^2} \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)\psi_j^{-2}] \quad (2.24)$$

Donde:

$K(\theta_i)$ = Es el coeficiente de permeabilidad para un contenido volumétrico de agua θ_i , correspondientemente para él i – *esimo* intervalo,

i = Es el numero de intervalo que incrementa con el decrecimiento del contenido de agua (por ejemplo, $i = 1$ define el primer intervalo que cercanamente corresponde el contenido saturado de agua θ_s , y $i = m$ identifica el ultimo intervalo correspondiendo al contenido de agua más bajo θ_L , en la curva caracterisitca)

j = Es un contador de " i " a " m "

K_{sc} = Es el coeficiente de permeabilidad saturada

T_s = La superficie en tensión del agua

ρ_w = Es la densidad del agua

g = Es la gravedad

μ_w = Es la viscosidad absoluta del agua

p = Es una constante que cuenta la interacción de poros de varios tamaños.

m = Es el número total de intervalos entre el contenido saturado volumétrico de agua θ_s y el contenido minimo volumétrico de agua θ_L en la curva característica.

n = Es el número total de intervalos entre contenido saturado volumétrico de agua θ_s y cero contenido volumétrico de agua (ejemplo $\theta = 0$) (nota: $n = m[\theta_s/(\theta_s - \theta_L)]$, $m \leq n$ y $m = n$, cuando $\theta_L = 0$),

ψ_j = Es la succión (kPa) correspondiendo al punto medio del j – *esimo* intervalo.

El cálculo del coeficiente de permeabilidad $K(\theta_i)$ a un contenido específico de agua volumétrica, θ_i , involucra la suma de los valores de succión valores que corresponden a contenidos de agua y debajo de θ_i . El factor de relación (K_s/K_{sc}) basado en el coeficiente de permeabilidad saturada, es necesario para dar un ajuste mas preciso para el coeficiente de permeabilidad no saturada. La forma de la función de permeabilidad es determinada por los términos dentro de la suma con una porción con signo menos de la ecuación la cual, puede ser obtenida de la curva característica.

Mualem (1976a) analizo un modelo conceptual de un medio poroso similar que el modelo de Childs y Collis-George (1950) y derivado de la siguiente ecuación para predecir el coeficiente de permeabilidad.

$$K_r(\theta) = \Theta^q \left(\frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}} \right)^2 \quad (2.25)$$

Donde:

$q = 0.5$ =El valor de q depende de las propiedades específicas del suelo-fluido, y también de la amplia gama de suelos

Basado en datos de permeabilidad de 45 suelos, Mualem (1976^a) encontró que el optimo valor de q es 0.5.

Cuando usamos un modelo estático, la succión del suelo ha de ser expresada como función de contenido volumétrico de agua. Van Genuchten (1980) propuso una ecuación para la curva característica Sustituyendo su ecuación dentro de uno de los modelos estáticos propuestos por Burdine (1953) y Mualem (1976a) (ejemplo ecuación 2.25 y 2.26), Van Genuchten (1980) derivó una expresión de forma más cercana para obtener la función de permeabilidad.

La ecuación 2.24 puede también ser expresada en forma de coeficiente de permeabilidad relativa $K_r(\theta_i)$ como se muestra a continuación.

$$K_r(\theta_i) = \frac{\sum_{j=i}^m \frac{2(j-i)+1}{\psi_j^2}}{\sum_{j=i}^m \frac{2j-1}{\psi_j^2}} \quad (2.26)$$

En forma de integral la ecuación 2.26 es como sigue:

$$K_r(\theta) = \frac{\int_{\theta_L}^{\theta} \frac{\theta-x}{\psi^2(x)} dx}{\int_{\theta_L}^{\theta_s} \frac{\theta_s-x}{\psi^2(x)} dx} \quad (2.27)$$

(Fredlund y Xing, 1994).

Para calcular el coeficiente de permeabilidad usando la ecuación 2.27 es conveniente que se cambie la forma de la integral a lo largo del eje de la succión. La ecuación 2.27 puede ser cambiada de la siguiente forma (Fredlund y Xing, 1994).

$$K_r(\psi) = \frac{\int_{\psi}^{\psi_r} \frac{\theta(y) - \theta(\psi)}{y^2} \theta'(y) dy}{\int_{\psi_{aev}}^{\psi_r} \frac{\theta(y) - \theta_s}{y^2} \theta'(y) dy} \quad (2.28)$$

Donde:

ψ_{aev} = Es el valor de aire entrante del suelo bajo la consideración (la succión donde el aire empieza a entrar en los poros más largos en el suelo)

ψ_r = Es la succión correspondiente al contenido residual de agua θ_r

y = Es una variable de integración representando la succión

θ' = Es la derivada de la ecuación 2.21

Dado que la ecuación 2.21 ajusta los datos sobre un rango completo de succión, la integración en la ecuación 2.28 puede cambiarse de ψ_{aev} por 10^6 para todos los tipos de suelos. Esto es una gran simplificación para el procedimiento para el coeficiente de permeabilidad, dado que el valor residual (θ_r o ψ_r) no ha sido determinado experimentalmente para cada suelo.

Para evitar dificultades numéricas la forma de la integración sobre el rango completo de succión de ψ_{aev} a 10^6 kPa, es conveniente hacerlo en una escala logarítmica. Por lo tanto la siguiente variación de la ecuación 2.28 es de la siguiente forma:

$$K_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy} \quad (2.29)$$

Donde:

$$\begin{aligned} k_r(\psi) &= \frac{\left(\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i)} - \theta(\psi)}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \right)}{\left(\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i)} - \theta_s}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \right)} \\ &= \frac{\left\{ \left[\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i)} \theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta(\psi) \sum_{i=j}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\}}{\left\{ \left[\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i)} \theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta_s \sum_{i=1}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\}} \end{aligned} \quad (2.30)$$

Donde:

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m}$$

$$\theta(e^{\bar{y}_i}) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (2.31)$$

$$\theta'(e^{\bar{y}_i}) = \frac{1}{a} m \frac{n}{\left(\ln^{m+1} \left(e + \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^n \right) \right) \left(e + \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^n \right)} \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^{n-1} (\theta_r - \theta_s) \quad (2.32)$$

$$A = \ln(\psi_{aev})$$

Donde:

ψ_{aev} =Succión cuando el valor de aire entra en los poros más grandes

$$b = \ln(1000000)$$

$$\Delta y = \frac{A - b}{N}$$

N =Número de sub-intervalos del mismo tamaño

$$A = y_1$$

$$b = y_{N+1}$$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y$$

$$\bar{y}_i = \frac{y_i - y_{i+1}}{2}$$

Donde:

i =Contador hasta N

j =Cualquier número (contador) que se encuentre entre A y b es decir entre 1 y N

$a, m, n, \theta_r, \theta_s$ = Corresponden a los mismos valores anteriores dependiendo si se trabaja con la curva de hidratado o secado.

Numerador

$$\left\{ \left[\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i})\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta(\psi) \sum_{i=j}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\}$$

Denominador

$$\left\{ \left[\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i})\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta_s \sum_{i=1}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\}$$

2.11 Una ecuación más precisa para predecir la conductividad hidráulica de un suelo no saturado según Mualem (1976).

Ecuaciones basadas en el modelo de Mualem

La siguiente ecuación fue derivada por Mualem (1976) para predecir la conductividad hidráulica relativa (K_r) con los datos de la curva característica

$$K_r = \Theta^{1/2} \left[\int_0^\Theta \frac{1}{h(x)} dx / \int_0^1 \frac{1}{h(x)} dx \right]^2 \quad (2.33)$$

Donde: h es la succión

Para resolver la ecuación 2.33 relacionando el contenido de agua con la succión se obtienen una función muy buena como se muestra a continuación

$$\Theta = \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (2.34)$$

Donde α, n , y m son parámetros indeterminados. h En la ecuación 2.34 es asumida positiva.

La ecuación 2.34 con $m = 1$ ha sido exitosamente usada en muchos casos para describir los datos de la curva característica.

Una expresión de forma precisa para $K_r(\Theta)$ puede ser derivada cuando ciertas restricciones son impuestas sobre valores de " m " y " n " en la ecuación 2.34 Resolviendo esta ecuación para $h = h(\Theta)$ y sustituyendo el resultado en la expresión 2.33 nos da la siguiente ecuación (Genuchten, 1980).

$$K_r(\Theta) = \Theta^{\frac{1}{2}} \left[\frac{f(\Theta)}{f(1)} \right]^2 \quad (2.35)$$

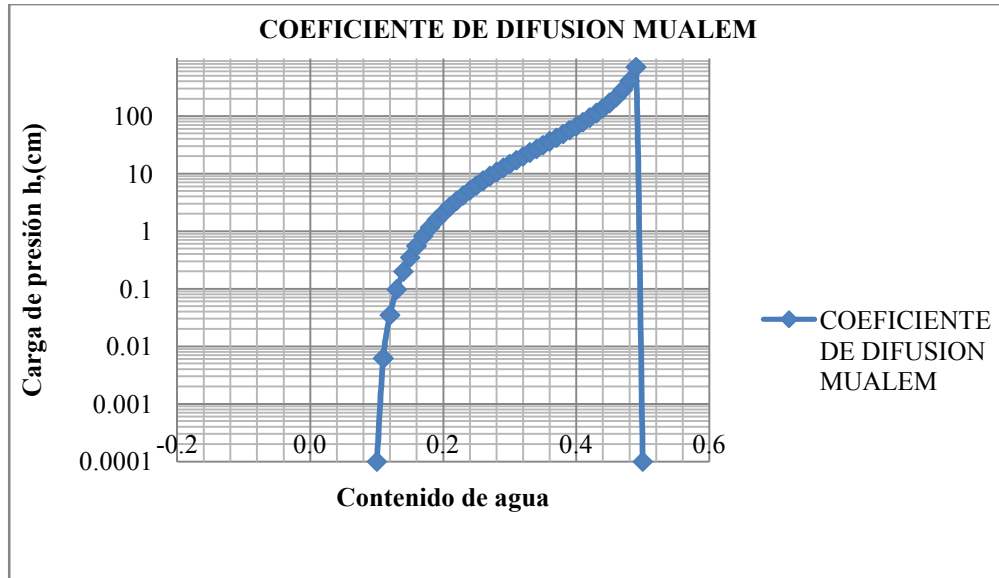


Figura 2.13 Curva característica basada en la ecuación (2.34) el punto "P" en la curva es el punto de inflexión de la curva (Mualem 1976).

Donde:

$$f(\Theta) = \int_0^\Theta \left[\frac{x^{\frac{1}{m}}}{1 - x^{\frac{1}{m}}} \right]^{\frac{1}{n}} dx \quad (2.36)$$

Sustituyendo $x = y^m$ en la ecuación 2.36 nos da lo siguiente

$$f(\Theta) = m \int_0^{\Theta^{1/m}} y^{m-1+(1/n)} (1 - y)^{-1/n} dy \quad (2.37)$$

La ecuación 2.37 representa una forma particular de la función incompleta beta y este es el caso más general. De la expresión anterior no se puede obtener una derivada de forma precisa sin embargo es fácil mostrar que para todas las integrales los valores de $k = m - 1 + (1/n)$ la integración puede ser resuelta sin dificultades. Para el caso particular cuando $k = 0$ y $m = 1 - (1/n)$ la integración de la ecuación 2.37 nos da.

$$f(\Theta) = 1 - \left(1 - \Theta^{1/m}\right)^m, \quad \left(m = 1 - \left(\frac{1}{n}\right)\right) \quad (2.38)$$

Y si sustituimos la ecuación $f(1) = 1$ en la ecuación (2.35) nos resulta.

$$K_r(\Theta) = \Theta^{1/2} \left[1 - \left(1 - \Theta^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad \begin{matrix} \left(m = 1 - \left(\frac{1}{n} \right) \right) \\ (0 < m < 1) \end{matrix} \quad (2.39)$$

De la conductividad hidráulica y la curva característica puede ser derivada una expresión para el coeficiente de difusión el cual queda definido de la siguiente forma.

$$D(\theta) = K(\theta) \left| \frac{dh}{d\theta} \right| \quad (2.40)$$

Esto nos lleva a la siguiente ecuación para $D(\Theta)$

$$D(\Theta) = \frac{(1-m)K_s}{\alpha m(\theta_s - \theta_r)} \Theta^{((1/2)-(1/m))} \left[\left(1 - \Theta^{1/m} \right)^{-m} + \left(1 - \Theta^{1/m} \right)^m - 2 \right] \quad (2.41)$$

Donde

K_s = Se obtendrá de la curva de conductividad hidráulica y "m" no será el resultado de la función de Fredlund pero en la función de coeficiente de difusión será $m = (1 - (1/n))$.

2.12 Modelo de Horta et al. (2011) Para la predicción de la curva característica.

Horta et al. (2011) propone un modelo sólido-poroso que utiliza para evaluar la fracción saturada f^s de los suelos y el grado de saturación de la fracción no saturada S_w^u (difícilmente medibles por métodos experimentales directos). El modelo considera la variación de la distribución de frecuencias de tamaños de poro que ocurre bajo diferentes niveles de esfuerzos (Simms y Yanful, 2002) donde dichas distribuciones son evaluadas mediante la técnica de intrusión de mercurio (Lu y Likos, 2004). El modelo considera la doble porosidad (estructura bimodal) observada particularmente en suelos finos (Barden y Sides, 1970; Romero y Simms, 2007) lo cual quiere decir que existen dos niveles de estructuras porosas ocurridas a dos escalas diferentes: en el nivel de menores dimensiones, se encuentran poros derivados de la aglutinación de partículas de arcilla de donde es muy difícil extraer la humedad de los mismos aún a muy altos niveles de succión; el segundo nivel consiste de la porosidad en las vecindades de partículas de mayores dimensiones como las de arenas y en las vecindades de los paquetes de arcilla. Para modelar lo anterior, Horta (2011b) considera cuatro tipos de elementos: macro-poros, los sitios, los enlaces y los sólidos (Figura 2.14).

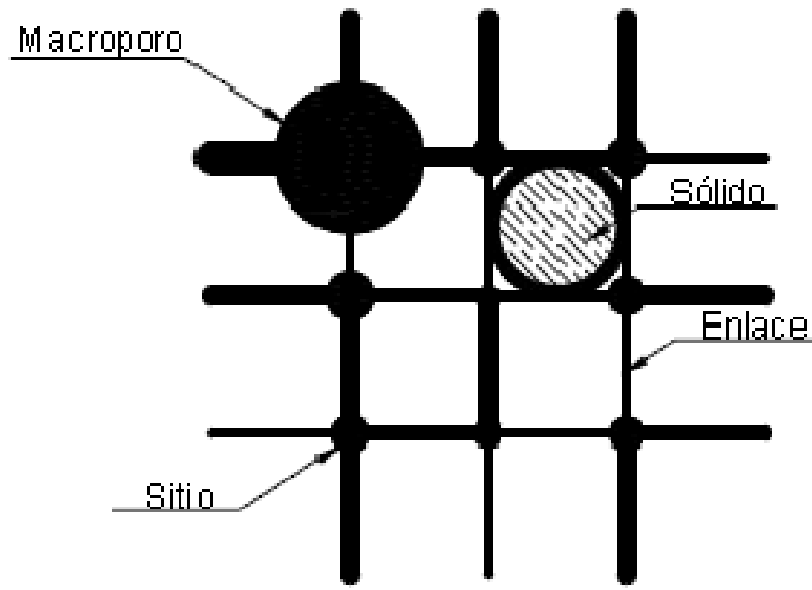


Figura 2.14 Porción de una red porosa mostrando los cuatro elementos: enlaces, sitios, macroporos y sólidos (Horta et al., 2011).

El modelo se construye en una red porosa dentro de un esquema bi-dimensional o tridimensional donde cada nodo representa una cavidad (ya sea un sitio o un macroporo) y las conexiones entre ellos representan a los enlaces. En Horta et al (2011) se recomienda que la red no sea menor a un millón de nodos con el objetivo de evitar que el tamaño de la red influya en los resultados arrojados por el modelo además de que se plantea un algoritmo mediante el cual se garantiza que la construcción de la red porosa sea geoméricamente viable.

La evaluación de la relación succión-contenido de agua se hace simulando los procesos de humedecimiento-secado de los suelos atendiendo a ciertas reglas que controlan la interacción entre los elementos que forman la estructura porosa de los suelos (Lu y Likos, 2004). Consecuentemente el modelo puede ser utilizado para evaluar la resistencia al esfuerzo cortante a través de la ecuación de Bishop para lo cual, el valor del parámetro χ es establecido en función de f^s y de S_w^u a través de un análisis de equilibrio de las partículas sólidas de los suelos que se caracterizan por tener una estructura bimodal y sujetos a cierto valor de succión. El modelo es capaz de simular los ciclos de humedecimiento y secado así como ciclos intermedios (scanning curves).

Con lo visto en este capítulo podremos aterrizar a la predicción de la presión de expansión y expansión de las arcillas expansivas como Lytton (1994) lo menciona ya que él considera que no existirá expansión si no existe difusión de agua. Lo que a continuación se presenta

tiene un gran enlace con la conductividad hidráulica y el coeficiente de difusión (explicado en el punto 2.11)

De igual forma el modelo de Horta et. al. (2011) será utilizado para la curva característica y posteriormente aplicar el método de Lytton (1994).

CAPÍTULO III FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

3.1 Predicción del movimiento en arcillas.

Expansión propuesta por Lytton es la siguiente

Tomando en cuenta la metodología propuesta por Lytton (1994) el movimiento de los suelos expansivos es generado debido a la pérdida de una parte, o en algunos casos, la completa pérdida de la humedad. Estos cambios son debidos algunas veces a los cambios del clima (contenido de agua) y como resultado tiende a cambiar la succión, y estos a su vez dependen de los esfuerzos totales que actúan en los suelos. Dentro de una masa de suelo una disminución de la magnitud de la succión resulta en un crecimiento del contenido de agua y por lo tanto el volumen del suelo también es incrementado a menos que el suelo se encuentre restringido por una presión que evite la expansión. La succión queda definida por la ecuación de Kelvin (Lytton, 1994).

$$h = \frac{RT}{mg} \ln \frac{H}{100} \quad (3.1)$$

Dónde:

h =La succión total en $gm - cm/gm$, un número negativo.

R =Constante universal de gas, $8.314 \times 10^7 \text{ ergs} - K/mole$ o $8.314 \times 10^7 \text{ N m/mol K}$

T =Temperatura absoluta, grados Kelvin K .

m =Peso $gram - molecular$ de agua, 18.02 gm/mole .

g = 981, conversión de gramos masa a gramos fuerza.

H =Humedad relativa en porcentaje.

A continuación mostramos la curva succión-vs-contenido de agua para un suelo natural bajo condiciones húmedas y secas. Este fenómeno es comúnmente llamado histéresis entre estas dos condiciones. Cuando el contenido de agua está por encima del límite líquido el cambio de volumen-vs-contenido de agua es una línea, ésta es rigurosamente paralela a la línea de cero vacíos de aire, obteniendo un centímetro cúbico de volumen por cada centímetro cubico de incremento de agua Lytton (1994).

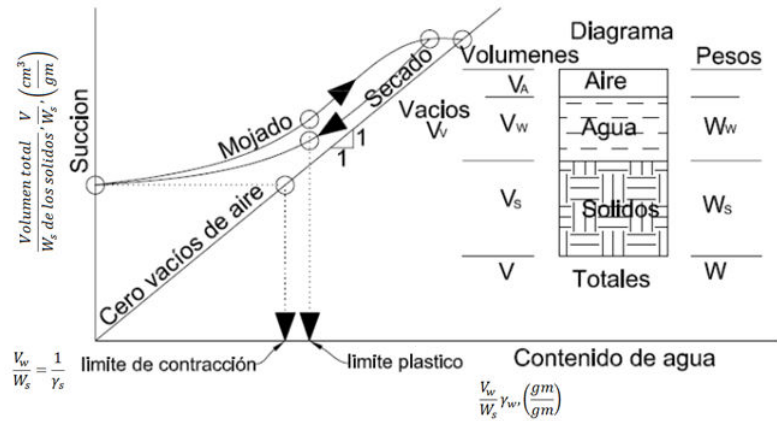


Figura 3.1 Proceso de hidratación y secado de la curva característica según Lytton 1994.

La gráfica 3.2 es sobre succión-vs-volumen y es realizada usando cada relación de contenido de agua. A continuación se muestra la gráfica donde la presión es cero. Una gráfica similar puede ser realizada relacionando la presión (esfuerzo total)-vs-volumen en el plano correspondiendo a cero succión. Los cambios simultáneos de la magnitud de la succión decrecen y la presión incrementa, resultando todo esto en pequeños cambios de volumen en la extensión del punto A al punto C sobre la superficie constitutiva presión-succión-volumen. La magnitud de la succión decrece del punto A' hasta el punto B' mientras que la presión incrementa del punto B' al punto C'. El proceso del cambio de volumen puede ser visto como el resultado de dos procesos:

- Incremento del volumen del punto A al B y la presión mecánica o esfuerzo total se mantiene constante.
- Decrecimiento del volumen de B a C y la succión se mantiene constante.

Para pequeños incrementos de cambios de volumen en la superficie, la deformación volumétrica $\Delta V/V$, esta linealmente relacionada con los logaritmos de la presión y la succión. La relación general entre estas variables y un cambio de succión osmótica, π , es:

$$\frac{\Delta V}{V} = \gamma_h \log_{10} \left[\frac{h_f}{h_i} \right] - \gamma_\sigma \log_{10} \left[\frac{\sigma_f}{\sigma_i} \right] - \gamma_\pi \log_{10} \left[\frac{\pi_f}{\pi_i} \right] \quad (3.3)$$

$\Delta V/V$ =deformación volumetrica.

h_i, h_f =succion matrica inicial y final.

σ_i, σ_f =valores inicial y final del esfuerzo pricipal medio.

π_i, π_f =valor inicial y final de succion osmotica.

γ_h =índice de compresion de siccion matrica.

γ_σ =índice de compresion de esfuerzo pricipal medio.

γ_π =índice de compresion de succion osmotica.

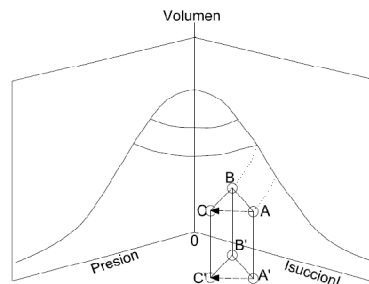


Figura 3.2 Superficie constitutiva según Lytton (1994).

El índice de compresion del esfuerzo principal medio está relacionado comunmente con el índice de compresion C_c , como sigue:

$$\gamma_\sigma = \frac{C_c}{1 + e_0} \quad (3.4)$$

Donde:

e_0 =relacion de vacios

Para predecir el movimiento total de una masa de suelo es necesario conocer los valores iniciales y finales de la succión matrica, succión osmotica, y esfuerzo pricipal medio y perfiles con profundidad.

El cambio de la succión mátrica genera el movimiento de levantamiento y asentamiento mientras que la succión osmótica raramente cambia apreciablemente, y el esfuerzo principal medio incrementa ligermante en zonas poco profundas donde el volumen cambia. Para calcular el esfuerzo principal medio final σ_f es suficiente la carga y la sobre carga, la presion del cimientto y hacer que el esfuerzo medio principal inicial, σ_i , sea una constante correspondiendo al esfuerzo-libre succion-vs-linea de deformacion volumetrica representada por la ecuacion 3.3. Debido a que la ecuacion 3.3 no es cero en escala logaritmica, σ_i debe ser observado como un caracteristica que tiene un material, por ejemplo un nivel de esfuerzo debajo del cual no hay corrección por presion de sobre carga y

debera tomarse en cuenta para poder calcular la deformación volumétrica. Aproximadamente, esta ecuación ha sido obtenida para el correspondiente esfuerzo principal medio a una profundidad de 40cm. Esto lo podemos ver en la figura 3.3.

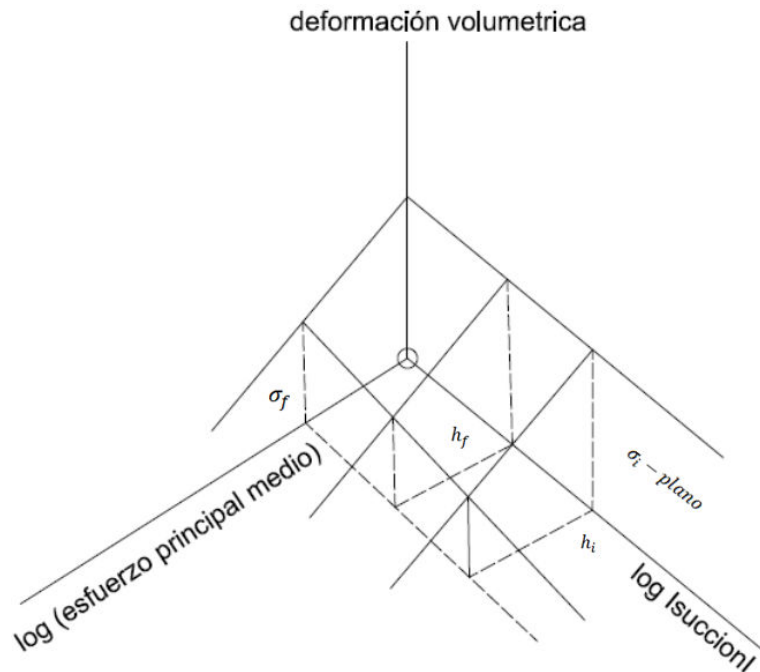


Figura 3.3 Superficie constitutiva en escala logarítmica (Lytton, 1994).

El esfuerzo principal medio es calculado como sigue:

$$\sigma = \left[\frac{1 + 2K_0}{3} \right] \sigma_z \quad (3.5)$$

Dónde:

σ_z =Esfuerzo vertical en un punto justo por debajo de la superficie en una masa de suelo

K_0 =Coeficiente de presión lateral.

Con un suelo activo el cual puede fracturarse en contracción y generar una larga presión de confinamiento en expansión, el coeficiente de presión lateral, K_0 , puede variar entre 0.0 y niveles de la presión atmosférica pasiva. Los valores típicos que se han obtenido antes de observaciones en el campo en el levantamiento y contracción son los siguientes:

$K_0 = 0.00$ Cuando el suelo está altamente fracturado.

$K_0 = 0.33$ Cuando el suelo está seco.

$K_0 = 0.67$ Cuando el suelo esta mojado.

$K_0 = 1.00$ Cuando la fractura está cerrada y el suelo se está expandiendo.

3.2 Predicción de la presión de expansión.

El índice de compresión de succión para el porcentaje de finos en el suelo es γ_h el cual puede ser calculado como sigue.

$$\gamma_h = \gamma_\sigma \left[\frac{\% \text{ del suelo menor a 2 micras}}{\% - No. 200} \right] \quad (3.6)$$

Un método para estimar γ_h fue desarrollado por Holmgren (1968).

El índice de compresión para el esfuerzo principal medio, γ_σ está relacionado con γ_h por la ecuación 3.7.

$$\gamma_\sigma = \gamma_h \frac{1}{1 + \frac{h}{\theta \left[\frac{\partial h}{\partial \theta} \right]}} \quad (3.7)$$

Donde

θ =Contenido volumétrico de agua

La estimación de las propiedades de un suelo no saturado.

La definición fundamental de p es

$$p = \frac{k_0 |h_0|}{0.4343} \quad (3.8)$$

Donde

$|h_0| = 100$ cm.

p = Permeabilidad no saturada

Las unidades de k_0 la permeabilidad saturada, (cm/s), y $|h_0|$, la succión a la cual el suelo se des satura (cm) por lo tanto la multiplicación produce (cm³/s) para Mitchell (1980) la permeabilidad no saturada es de la siguiente forma.

$$p = \frac{\alpha \gamma_d}{|S| \gamma_w} (cm^2/s) \quad (3.9)$$

Donde

γ_w =Peso unitario de agua.

α =El coeficiente de difusión de Mitchell (1980), (cm^2/s), el cual es usada en la ecuación 3.10

$|S|$ =Valor absoluto de la pendiente de la curva característica.

γ_d =Peso unitario del suelo seco

El valor de α puede ser estimado de la siguiente forma

$$\alpha = 0.0029 - 0.000162(S) - 0.0122(\gamma_h) \quad (3.10)$$

S =La pendiente de la curva característica.

Regresando a la ecuación 3.7

$$\left[\frac{\partial h}{\partial \Theta} \right] = \frac{1}{0.4343} \frac{S \gamma_w}{\gamma_d} h \quad (3.11)$$

A causa de que ambos S y h son negativos, la corrección del termino en la relación entre γ_h y γ_σ esta dada por la ecuación 3.7 y se encontró que

$$\frac{h}{\Theta \left[\frac{\partial h}{\partial \Theta} \right]} = \frac{0.4343}{S(w)} \quad (3.12)$$

Donde

w =Humedad del suelo

Por lo tanto obteniendo el coeficiente difusión de la grafica por la ecuación de Mualem (1976) se puede obtener γ_h con la ecuación 3.10 y posteriormente obtener γ_σ o viceversa. Obtenidos estos datos se puede obtener $\Delta V/V$ pero omitiendo el término ($\gamma_\pi \log_{10} [\pi_f/\pi_i]$) debido a que la succión osmótica final puede considerarse igual a la succión osmótica inicial, la división entre estas será 1 y por lo tanto logaritmo de 1 es 0.

De esta forma es posible obtener la presión de expansión con las siguientes formulas

$$\varepsilon_v = f \frac{\Delta V}{V} \quad (3.13)$$

$$f = \frac{1}{G_w} - 1 \quad (\text{varía conforme al grado de saturacion}) \quad (3.14)$$

$$\sigma_v = \left(\frac{3}{2}\right) \sigma_i 10^{\frac{2\varepsilon_v}{\gamma_\sigma(1-f)}} \left(\frac{h_i}{h_f}\right)^{\frac{\gamma_h}{\gamma_\sigma}} - \frac{\gamma_t z}{2} \text{ (varia conforme a "f")} \quad (3.15)$$

Donde:

σ_v = Presión de expansión

σ_i = Presión inicial

h_i = Succión mátrica inicial

h_f = Succión mátrica final

γ_h = Índice de succión matrica

γ_σ = Índice de esfuerzo principal

γ_t = Índice de la succión total

z = Espesor de la capa

G_w = Grado de saturación

3.3 Zapatas corridas.

Como se ha mencionado antes, el tipo de cimentación más común para estructuras ligeras es la zapata corrida. Los reglamentos locales de construcción en ocasiones especifican una anchura mínima permitida para una cimentación, en los Estados Unidos esta anchura es de 50 cm, la cual no es aplicable en suelos expansivos. Para concentrar la suficiente presión de cargas de la estructura en estos suelos, el ancho de la zapata debe ser tan angosto como sea posible.

Vivienda unifamiliar con una construcción mínima de 24 m² y 60 a 92 m² vivienda de interés medio y residencial.

No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media.

Toda construcción se soportara por medio de una cimentación apropiada. Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos y/o heterogéneos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluya materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados. El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo las aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares (Reglamento del Distrito Federal y Reglamento de Construcciones de Querétaro).

Se debe de notar que no cabe esperar que una zapata corrida ancha funcione bien en áreas de suelos altamente expansivos. El uso de este sistema debe de limitarse a suelo con potencial de expansión inferior a $15 \text{ Ton}/m^2$.

Para asegurarse que se ejerce sobre el suelo una presión de carga muerta de cuando menos $5 \text{ Ton}/m^2$, será necesario usar zapatas muy angostas, en muchos casos deberán ser menores de 30 cm de ancho.

Método de carga límite para calcular cimentaciones corridas flotantes.

Este método fue desarrollado por autores sudafricanos (Jennings, 1950). Se basa en las suposiciones de la figura 3.4.

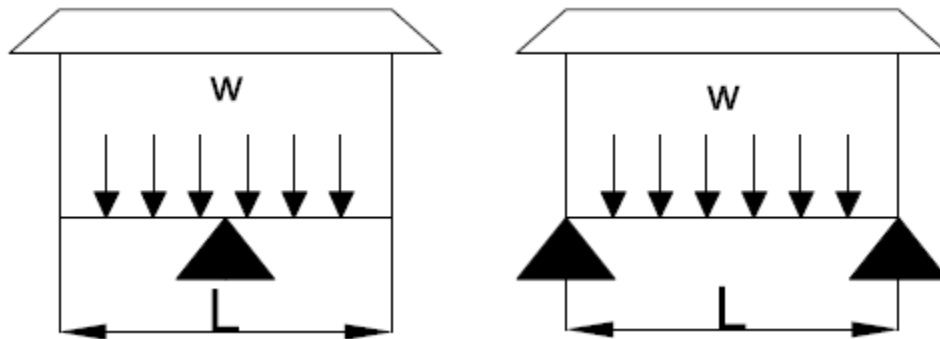


Figura 3.4 Casos extremos que corresponden en forma ideal a la distribución irregular de las presiones bajo la cimentación (Jennings, 1950).

Para cualquiera de los dos casos, el momento actuante sobre la cimentación es

$$M = \frac{KwL^2}{8} \quad (3.16)$$

Donde:

w =Carga transmitida por los muros, asumida como constante por unidad de longitud, (Ton/m)

L = Longitud de cimentación, (m)

K = Coeficiente reductor, cuyo valor depende de cada localidad y se ajusta por la experiencia. Generalmente varía entre 0.5 y 0.8.

Jiménez Salas y Serratosa (1957) indicaron que la resistencia del terreno es un límite al momento posible. Además, el caso real que verdaderamente puede presentarse es el de la figura 3.5 donde la presión iguala a la carga de rotura del terreno.

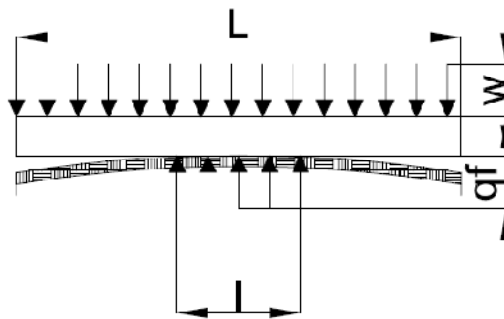


Figura 3.5 Longitud mínima de apoyo, ℓ , definida por la carga q_f de rotura del suelo.

Entonces el momento sobre el edificio es,

$$M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - \frac{w}{Bq_f} \right) \quad (3.17)$$

Donde:

B = Ancho de la cimentación, (m)

q_f = Carga límite sobre el terreno, (Ton/m²)

ℓ = Longitud mínima de apoyo $\ell = L \frac{w}{Bq_f}$, (m)

La longitud ℓ depende del producto wL , al cual se llama Q y que es la carga total sobre la cimentación. Si se introduce un “factor de apoyo, C ”, tal que $(C = w/Bq_f) = (Q/LBq_f)$ por lo tanto se tiene

$$M = M_0 - C \frac{QL}{8} = M_0 - M_c \quad (3.18)$$

Esta es una fórmula general que también se obtiene en otras teorías, en las cuales cambia el factor de apoyo, entendiendo ésta como la fórmula de colaboración del terreno. En realidad

C representa la proporción de la cimentación en contacto con el terreno que transfiere la carga del edificio.

En la fórmula 3.18, C es el inverso del coeficiente de seguridad al hundimiento general. Como en la fórmula 3.16, $K = 1 - C$, los valores 0.5 y 0.8 recomendados para K corresponden a los coeficientes de seguridad 2 y 5.

3.3.1 Método elástico para cimentaciones corridas.

En este método se supone que el suelo se comporta elásticamente por estar alejado de la carga límite. También se asume que el suelo se comporta como un semi-espacio de Boussinesq, aunque esto no es exacto.

El método fue propuesto por Jiménez Salas (1965), quien supone que en el terreno se forma una hinchazón figura 3.6, cuya altura Δ es el máximo movimiento diferencial calculado por alguno de los métodos de predicción de expansión y cuya forma y dimensiones no se conocen. Se postula arbitrariamente la forma de la distribución de presiones producida sobre la cimentación; las dimensiones son introducidas como parámetro, del cual se hacen variaciones hasta encontrar el momento más desfavorable.

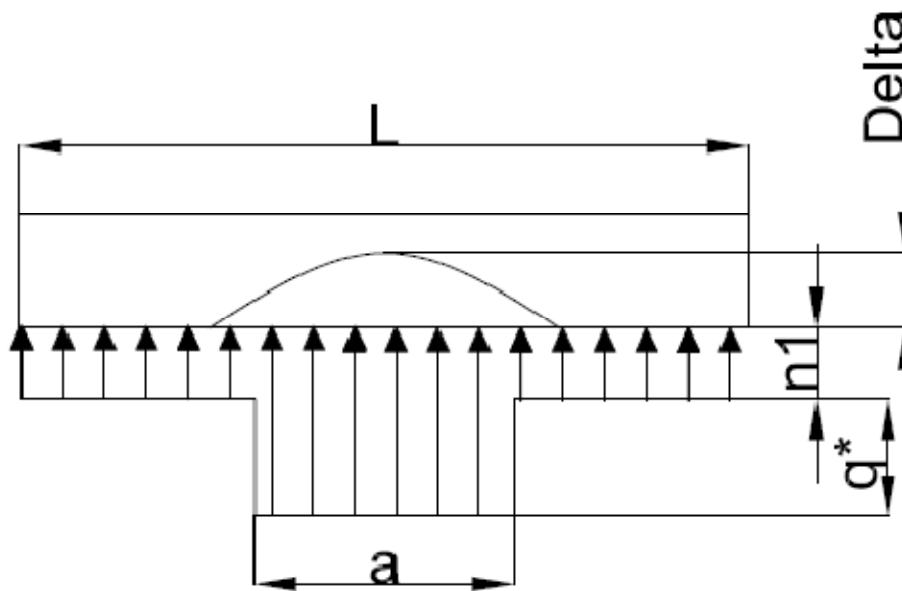


Figura 3.6 Distribución de presiones bajo una cimentación en el método elástico (Jiménez Salas, 1965).

Se supone que la cimentación, de longitud L y ancho B esta situada sobre un terreno en el que se forma un hinchazón de altura Δ . La hipótesis fundamental es que tal hinchazón produce un area de incremento uniforme de presión de longitud ' a ', donde la longitud de la hinchazón no es igual a ' a '.

Llamando

$$\alpha = \frac{a}{B} \quad ; \quad \lambda = \frac{L}{B}$$

Se tiene que el asentamiento producido en el centro de un rectángulo cargado es según Schleicher, (1965) y tomando en cuenta que este asentamiento debe ser igual a Δ .

$$\Delta = \frac{2qB(1 - \nu^2)}{\pi E_s} \left[\alpha \ln \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{\alpha} + \ln \left(\alpha + \sqrt{1 + \alpha^2} \right) \right] = \frac{2qB(1 - \nu^2)}{E_s} I_\alpha \quad (3.19)$$

Donde:

ν =Modulo de Poisson de suelo, (a dimensional)

E_s =Modulo de deformación del suelo, (Ton/m^2)

La carga total sobre la zona de concentración de esfuerzos, por encima de la presión uniforme es

$$Q_a = a(B)(q^*) = \frac{aE_s\Delta}{2(1 - \nu^2)I_\alpha} \quad (3.20)$$

Ahora se debe comparar Q_a con la carga total producida por la cimentación. En caso de ser menor, las hipótesis son correctas y se da el caso de la figura 3.6. Además el incremento de presión q^* en la zona "a", existe una presión uniforme q_1 en toda la cimentación. Si Q_t es la carga total se tiene.

$$q_1 = \frac{Q_t - Q_a}{aLB} = \frac{Q_1}{aLB}$$

Esta produce un momento respecto al punto central.

$$M_1 = \frac{Q_1 L}{8} \quad (3.21)$$

La presión q^* produce un momento M^* . La suma de los dos es el momento de alivio M_c .

$$M_c = M_1 + M^* = \frac{Q_1 L}{8} + \frac{Q_a(a)}{8} = \frac{Q_t L}{8} - \frac{Q_a(L - a)}{8} \quad (3.22)$$

Como se desconoce "a", para quedar del lado de la seguridad se debe encontrar el mínimo de M_c , o el máximo de $(Q_q(L - a))/8$.

$$M^* = \frac{Q_a(L - a)}{8} = \frac{aE_s\Delta(L - a)}{16(1 - \nu^2)I_a} = \frac{E_s\Delta}{16(1 - \nu^2)} B^2 \frac{\alpha(\lambda - \alpha)}{I_a}$$

$$= \frac{E_s\Delta}{16(1 - \nu^2)} B^2 J_\lambda \quad (3.23)$$

Al variar a , J_λ tiene un máximo, diferente según el valor de λ , la tabla 3.1 proporciona estos valores.

Tabla 3.1 de J_λ dependiendo de α y λ .

λ	5	10	15	20	25	30
J_λ (max)	2.499	7.778	15.502	25.493	37.649	51.895
a/λ (para J_λ max)	0.370	0.394	0.419	0.425	0.428	0.434

Cuando resulta $Q_t < Q_a$, el peso del edificio no es suficiente para suprimir la hinchazón. Entonces se pueden proponer tres hipótesis para calcular la longitud del área "a". La primera consiste en suponer que la presión es la rotura del suelo, en consecuencia se aplica el método de carga límite. Éste da el momento más grande y deja sin duda del lado de la seguridad.

En la segunda, se supone que en el área "a" actúa la presión de expansión u . Esta deja también del lado de la seguridad. Según este método.

$$Q = aB(u) \quad ; \quad a = \frac{Q}{Bu}$$

$$M_c = \frac{Q(a)}{8} = \frac{Q^2}{8Bu} = C \left(\frac{QL}{8} \right) \quad ; \quad \text{de donde } C = \frac{Q}{(B)(L)(u)} \quad (3.24)$$

Esto es, la razón de la carga media sobre la cimentación a la presión de expansión.

3.3.2 Diseño estructural de las cimentaciones sobre arcillas expansivas.

Con el momento obtenido se puede realizar el diseño de la cimentación según Cuevas y Villegas, (2005)

Cálculo del área de acero

Determinación del refuerzo mediante fórmula

$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'c} = \omega(1 - 0.59\omega) \quad (3.25)$$

Peralte mínimo

$$H = \frac{L}{16} = \frac{407.5}{16} = 26 \text{ cm} \quad (3.26)$$

Donde

M_u = Momento último

$\phi = 0.9$

b = Ancho

d = Peralte efectivo

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto

Con la ecuación 3.25 de ω se obtienen dos raíces de las cuales se seleccionara la de menor valor

$$\omega_1 = 0.041838$$

$$\omega_2 = 1.653077$$

Posteriormente se obtendrá ρ

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} = \quad (3.27)$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Limitaciones del refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.8\sqrt{200}}{4000} = 0.003 \quad (3.28)$$

$$\rho_{max} = 0.7\rho_b \quad (3.29)$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (3.30)$$

Donde $\beta_1 = 0.85$ si $f'c < 280 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto si $\rho < \rho_{min} = 0.003$ se usara ρ_{min} ya que asi lo marca el reglamento Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, (2004)

Segundo procedimiento para el diseño estructural de la cimentación Cuevas y Villegas, (2005).

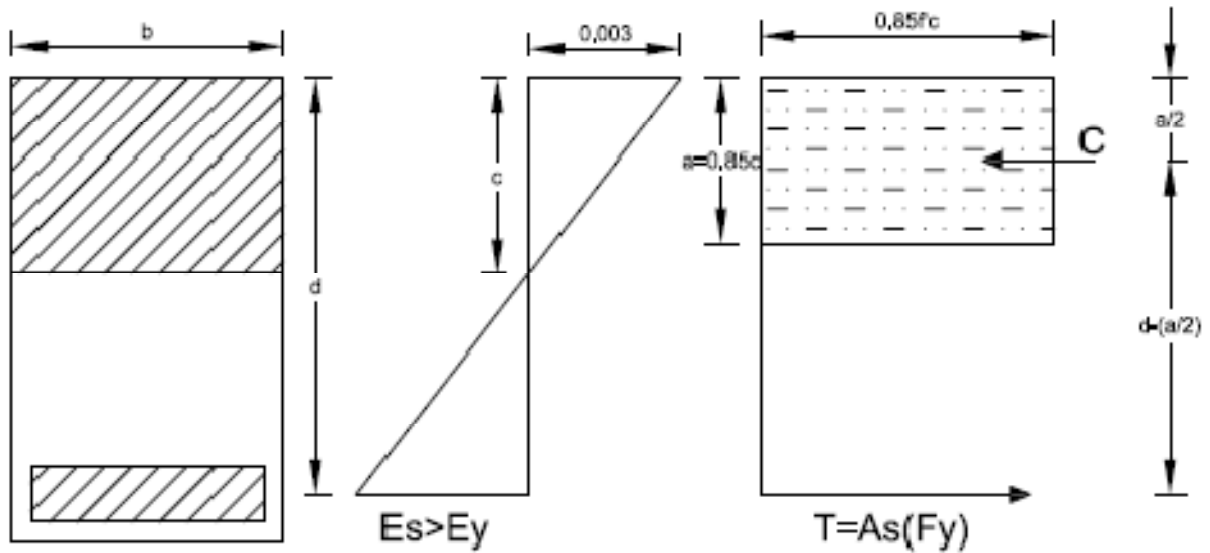


Figura 3.7 Determinación del refuerzo por tanteos

Donde:

$$C = 0.85f'c(a)(b) \quad ; \quad T = A_s f_y \quad (3.31)$$

$$C = T \quad (3.32)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)(b)} \quad (3.33)$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.34)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (3.35)$$

Como este método como es por tanteos se cambiara " a " en cada tanteo ya que dicho valor tiene que ser el mismo en la formula y en el valor propuesto posteriormente obtenido el valor de " a " es posible obtener A_s .

Tercer procedimiento para el diseño estructural de la cimentación Cuevas y Villegas, (2005).

Cálculo del acero mediante graficas

Usando el resultado de la ecuación 3.25 se procede a la figura 3.8 para poder obtener ω .

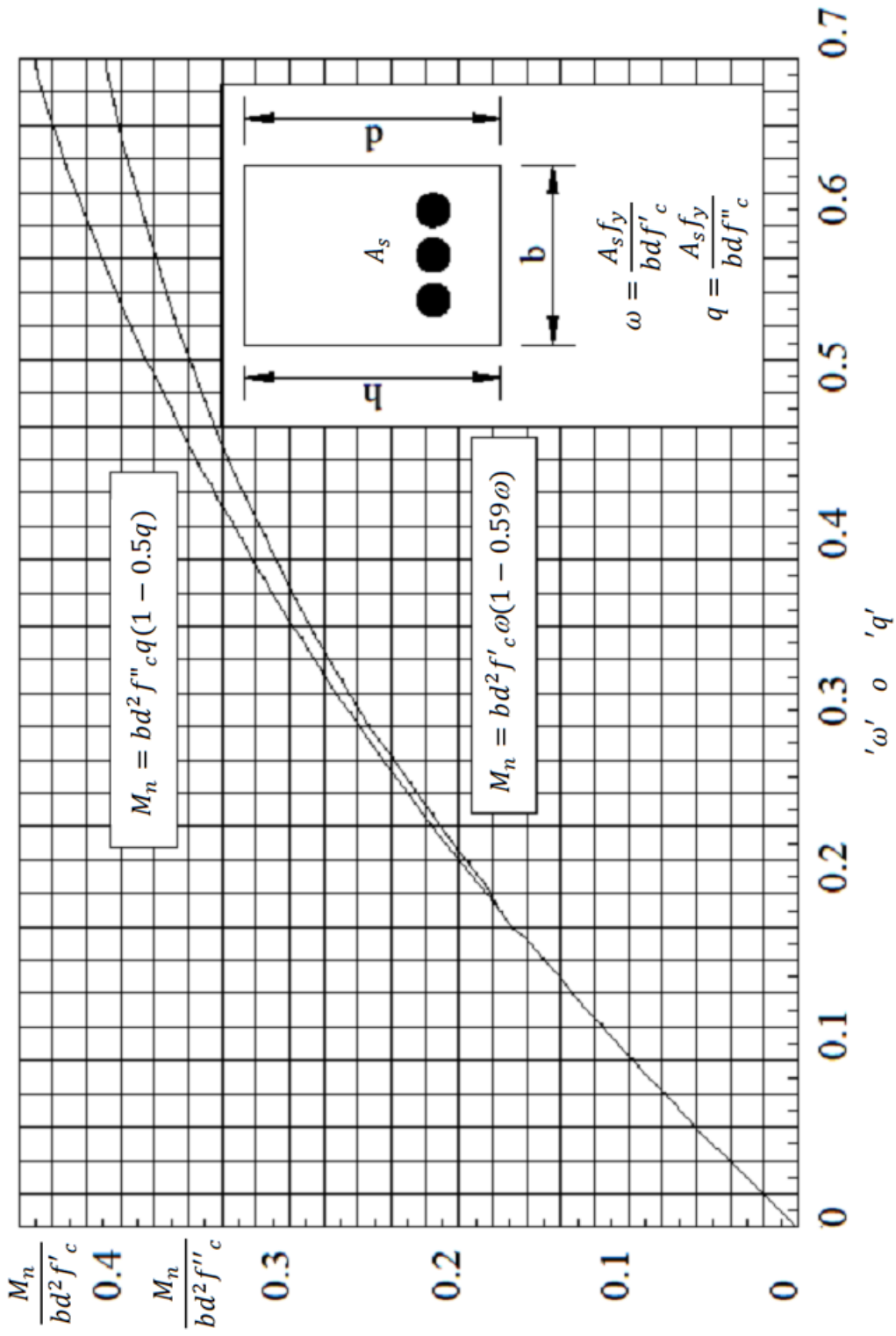


Figura 3.8 Grafica para diseño por flexión Cuevas y Villegas, (2005)

De la grafica anterior se puede obtener ω

Por lo tanto

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy}$$

Con el dato anterior se puede obtener al área de acero

$$A_s = \rho bd$$

Pero como se menciono antes si la cuantía de acero es menor que la mínima se tiene que utilizar la mínima por reglamento ($\rho_{min} = 0.003$), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, (2004).

CAPÍTULO IV METODOLOGÍA.

4.1 Elección de la zona de estudio y predicción de la zona activa.

Basándose en investigaciones realizadas anteriormente relacionadas con los suelos expansivos los cálculos se realizaron en una zona que se destaque por el potencial expansivo de sus suelos. En la región se tiene identificada unas zonas principalmente, en “Jurica” al Norte de la ciudad de Querétaro y “Santa Fe”, al poniente La profundidad de zona activa se obtuvo mediante perfiles de succión (que serán mostradas en el siguiente capítulo) las pruebas fueron hechas a la profundidad de 3.00 metros en ambos suelos.

4.2 Caracterización de sitio.

4.2.1 Pruebas de succión.

La succión total y la succión mátrica en el suelo se determinaron mediante la prueba de papel filtro.

La succión total fue medida con el papel filtro que no estuvo en contacto con la muestra de suelo. La humedad que se transfirió fue limitada por el vapor transferido debido al aire que se encontraba dentro del contenedor.

La succión mátrica fue medida con el papel filtro que se encontraba en contacto con el suelo, dicho papel adquirió humedad del suelo y posteriormente cuando han sido cumplidos los 7 días de prueba el papel filtro se retira del suelo este posteriormente se pesa para poder conocer el peso del agua que adquirió realizado esto se somete al secado 24 h. Obtenidos ambos pesos del papel (húmedo y seco) se obtiene la humedad del papel con la ecuación $w = (W_w/W_{ps})$ donde $W_w = W_{ph} - W_{ps}$ donde: W_{ph} es el peso del papel húmedo (cuando ha sido retirado del suelo) y W_{ps} el peso del papel seco (cuando el papel ha sido sometido al secado 24 Hrs.) obtenido el resultado de w (humedad) se procede a la figura 4.1 como se explica a continuación El contacto entre el suelo y el papel permitió la transferencia del fluido incluyendo las sales disueltas en el agua

Equilibrio de la succión: Se pusieron los papeles en el suelo y en el contenedor y posteriormente se selló el contenedor el cual se puso en un lugar con control térmico a 20°C donde la temperatura no varió de $\pm 3^\circ\text{C}$. El papel filtro y el espécimen estuvieron en equilibrio por un mínimo de 7 días.

Después del periodo de equilibrio se pesaron ambas piezas de papel y se determino la succión mátrica y la succión total. El peso se debe de aproximar hasta 0.0001gr (nota el

peso se tiene que tomar inmediatamente después de sacar el papel de la muestra debido a que el papel puede adquirir humedad en el transcurso del pesaje).

Después de realizado esto se secó el papel a una temperatura de 110°C durante 24 h. y posteriormente se pesó (este peso es necesario tomarlo inmediatamente después de sacarlo del horno). Posteriormente con la diferencia de pesos que se obtuvieron entre el papel húmedo y seco se obtuvo la humedad que adquirió el papel la cual es necesario para conocer la succión que tuvo el suelo utilizando la grafica 4.1 (Normas ASTM D 5298-03)

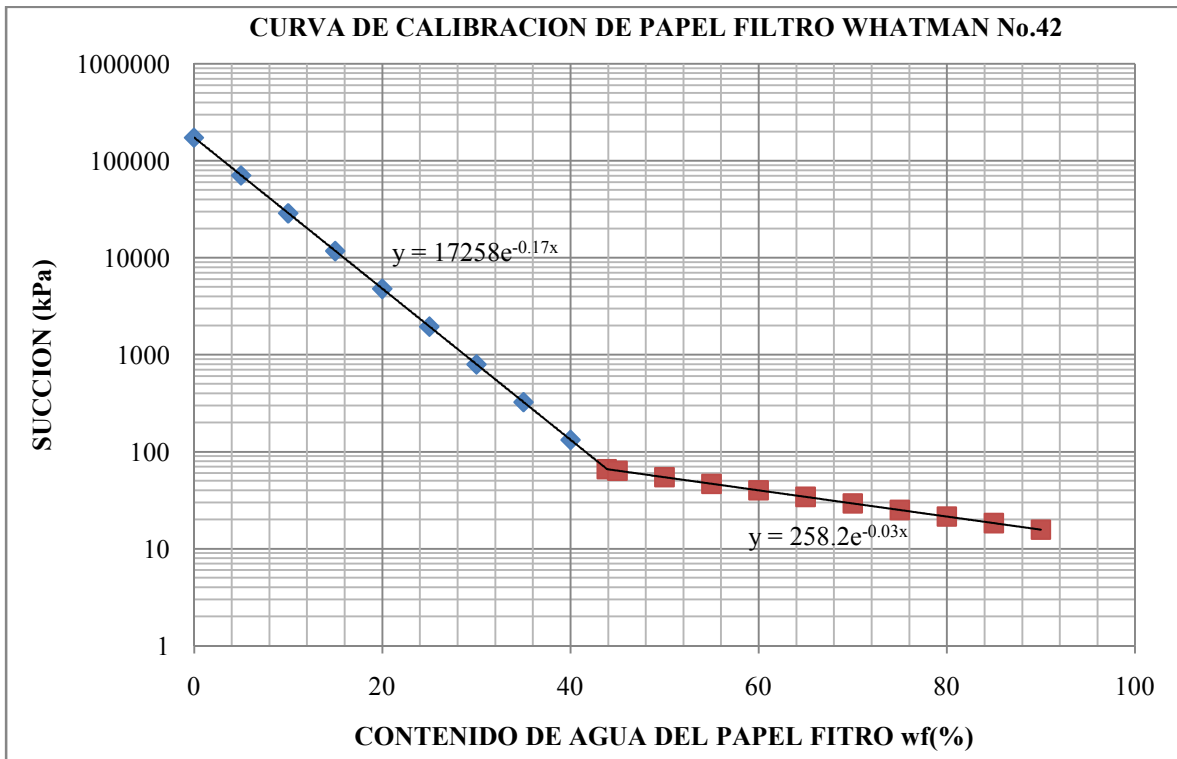


Figura 4.1 Curva de calibración para el papel filtro.

4.2.2 Pruebas de consolidación.

Procedimiento

Se puso el espécimen enrasado dentro del anillo, se usaron papeles filtro secos y piedras porosas al colocarlo en el dispositivo de carga. Se aplicó la presión de sitio de al menos 1 kPa (20 lb/ft²) dentro de 5 minutos. Después de que fue aplicada la carga de sitio se ajustó el micrómetro con una lectura de cero.

Método “B” ASTM, (2001) D2345-96

Después de tomar la lectura de la deformación inicial se inundó el espécimen y se tomaron lecturas en los siguientes tiempos 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 15.0, y 30.0 minutos y 1, 2, 4, 8, 24, 48, y 72 horas hasta completar la expansión.

Después se aplicaron presiones de aproximadamente 4, 10, 20, 40, 80, kPa. (Ver ejemplo en Figura 4.2).

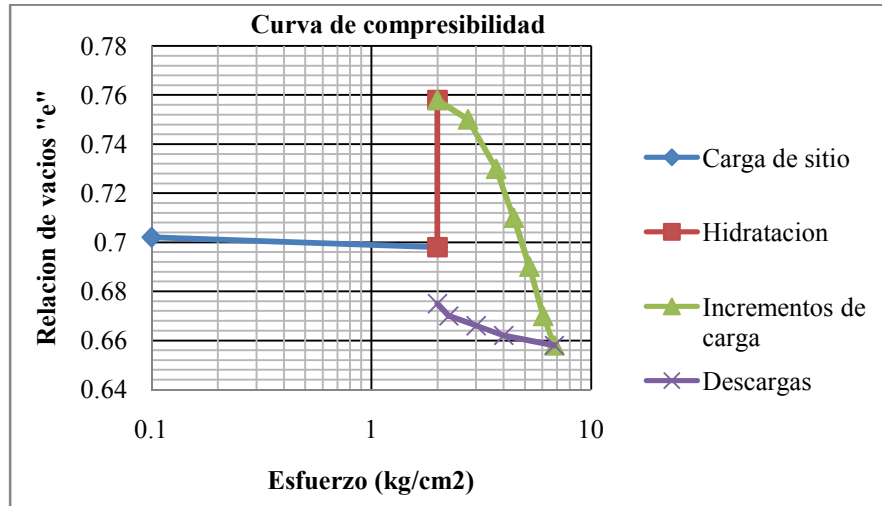


Figura 4.2 Curva de compresibilidad típica, por el método “B” norma ASTM, (2001) D2345-96.

4.2.3 Pruebas de compresión simple.

La prueba de compresión simple es necesaria para conocer el esfuerzo del suelo bajo carga y sin confinamiento. La prueba se realizó de la siguiente forma:

Se labraron tres probetas de un misma muestra con la misma orientación que como se tenía la muestra en el campo. Las medidas de las probetas fueron de alrededor de 9 a 10 cm de altura y de 3 a 4 cm de diámetro; posteriormente ya labradas la muestras se tomaron tres medidas de la altura en diferentes puntos de cada una de las muestras la y tres medidas del diámetro en diferentes puntos de la altura de cada muestra y se obtuvo un promedio. Ya obtenidas la medidas se ensayaron las probetas (las muestras se deben de probar en la misma forma que como se obtuvo la muestra del lugar). Se aplico carga en cada una de las probetas tomando lecturas de deformación con intervalos de de 10 o 20 en el micrómetro de deformación hasta llegar a la falla.

Para cada uno de los ensayos se elabora una grafica de carga vs deformación para identificar el esfuerzo máximo soportado por la probeta (falla), según se muestra la Figura 4.3 como ejemplo.

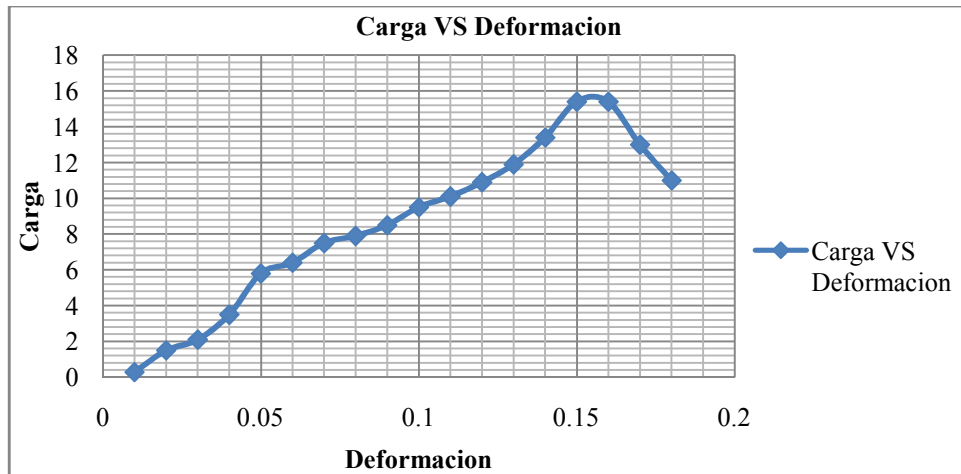


Figura 4.3 Ejemplo de Carga VS Deformación.

4.2.4 Presión de expansión y elección del tipo de cimentación.

La presión de expansión se obtuvo por medio del método propuesto por Lytton, (1994) que menciona que es necesario obtener la expansión para posteriormente calcular la presión de expansión, las cuales serán necesarias para el diseño de la cimentación.

4.2.5 Modelo Dr. Horta et al, (2011).

Este modelo sólido-poroso tiene como objetivos generales efectuar la distribución de granos sólidos y de poros de una estructura típica de suelo y simular consecuentemente los procesos de humedecimiento-secado.

La metodología establecida para programar el modelo se implementó en el ambiente ANSYS de elementos finitos de la siguiente manera:

- Frecuencias de tamaños de sólidos y de poros. Se determina el número correcto de sólidos y de poros de cada diferente tamaño para poder modelar el suelo hacia una estructura escalada.
- Distribución espacial de sólidos y poros en un volumen finito. Se ubica espacialmente y de manera aleatoria a cada poro y a cada grano sólido en una malla cuadrada de 100 por 100 pixeles hasta cubrir en su totalidad dicha malla con el número requerido de poros y de sólidos de acuerdo a las frecuencias y tamaños calculados en el inciso 1.
- Poros. Se identifican los poros y a partir de aquí el análisis se centra en la porosidad resultante.
- Enlaces entre poros. Se consigue conectar a los poros por medio de enlaces que modelan las gargantas.

Procesos de secado-humedecimiento del modelo. La simulación del humedecimiento y secado del modelo poroso final y la relación que guardan estos fenómenos con los estados de succión, se plantea de acuerdo a un modelo mecánico-estructural de cuerpo rígido que identifica los grados de saturación y los relaciona con los niveles de succión que paulatinamente se van presentando al activar los elementos tipo poro de acuerdo al llamado *efecto de cuello de botella* descrito más adelante. Las curvas de retención agua-suelo resultan de graficar los correspondientes pares de valores *grado de saturación-succión* y se cuenta con la posibilidad de invertir el proceso que en su caso se esté siguiendo (de secado o de humedecimiento) para obtener las curvas de histéresis (scanning curves en idioma inglés).

Este modelo se utilizó para modelar la curva característica del suelo y a partir de allí determinar los parámetros necesarios (S , γ_h , γ_σ , θ_r , θ_s , k_s , k_r) para el diseño de la cimentación.

CAPITULO V ANÁLISIS, RESULTADOS Y CÁLCULOS.

5.1 Zona de estudio.

Se eligieron dos sitios de estudio en Querétaro, Jurica y Santa Fe ya que en estudios previos se ha visto que el suelo tiene una gran expansión.

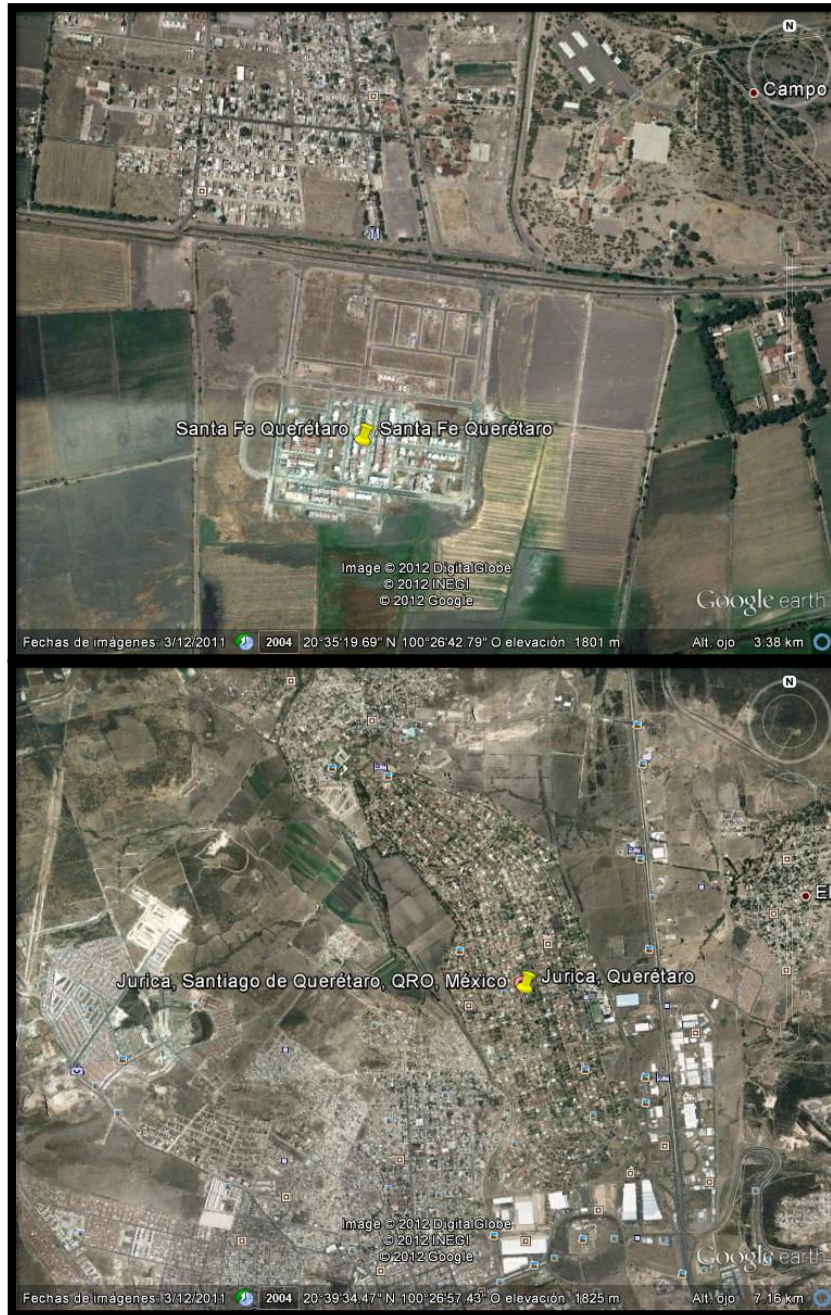


Figura 5.1 Lugares del sondeo según Google Earth (2012 versión 5).

5.2 Sondeo.

Se realizaron sondeos en los terrenos de Jurica a 1.00 y 1.50 m de profundidad y Santa Fe a 3.00 m de profundidad como se muestra en la figura 5.2



Figura 5.2 Sondeo y muestra.

5.3 Cálculos y resultados.

El análisis de resultados y el diseño de la cimentación se realizan en ambos lugares (Jurica Santa Fe) por separado.

5.3.1 Suelo de “Santa Fe”.

5.3.1.1 Determinación de la profundidad de la zona activa.

Para el suelo de Santa Fe por medio de las pruebas de succión se puede calcular la zona activa

Con los siguientes datos será posible obtener la succión y posteriormente obtener la grafica del perfil de zona activa

La succión matrica fue obtenida por medio la curva de calibración whatman42

Mediante la grafica de la figura 5.3 se muestra el perfil de zona activa

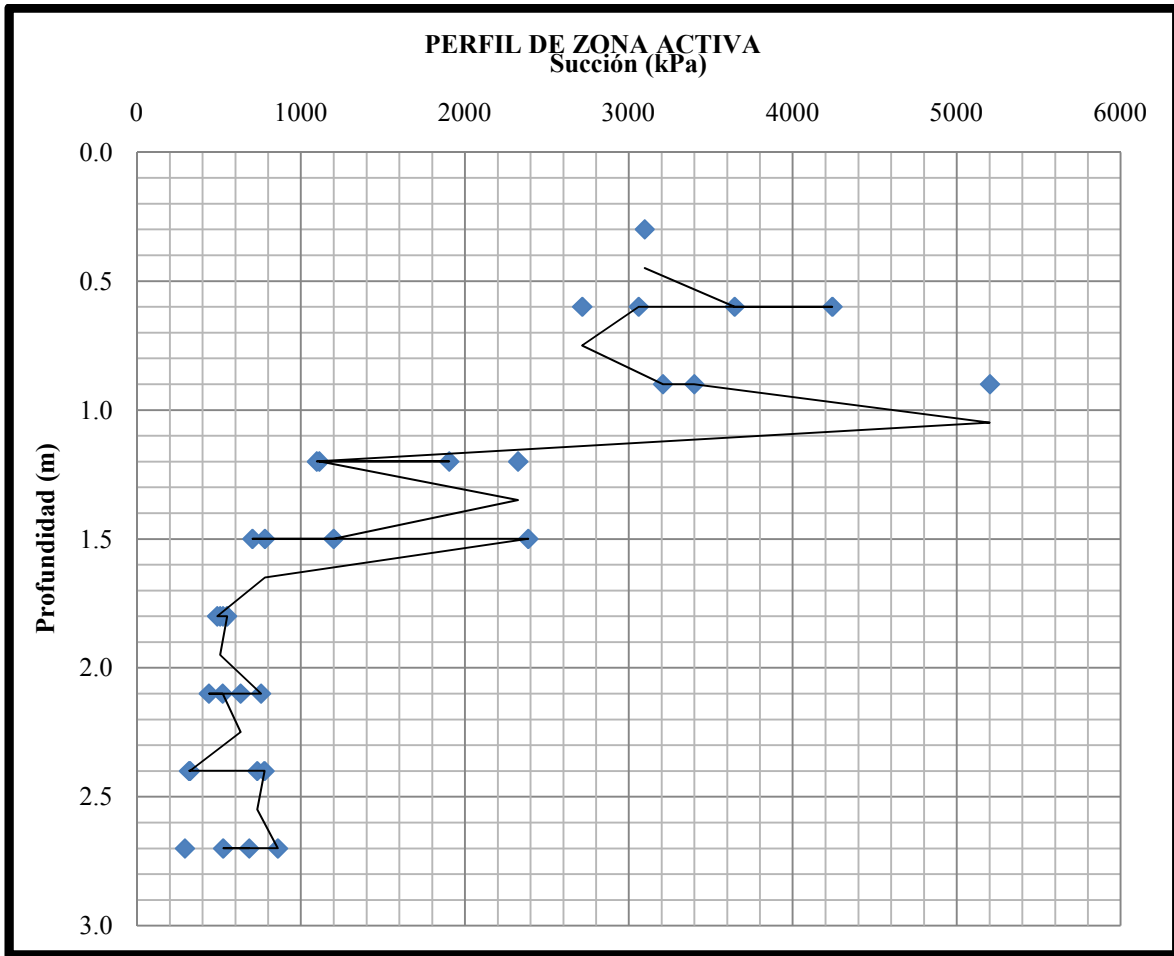


Figura 5.3 Gráfica de perfil de zona activa.

Como se puede observar en la figura 5.3 la zona activa se encuentra a una profundidad de 1.8 m. Debajo de esa profundidad se considera que la succión del suelo se comporta más o menos estable. (ANEXO I, I.I CÁLCULOS Y DATOS DE ZONA ACTIVA).

5.3.1.2 Ensayes de compresibilidad.

Los resultados de los ensayos de compresibilidad se muestran en el ANEXO I, I.II CÁLCULOS Y DATOS DEL ENSAYE DE COMPRESIBILIDAD.

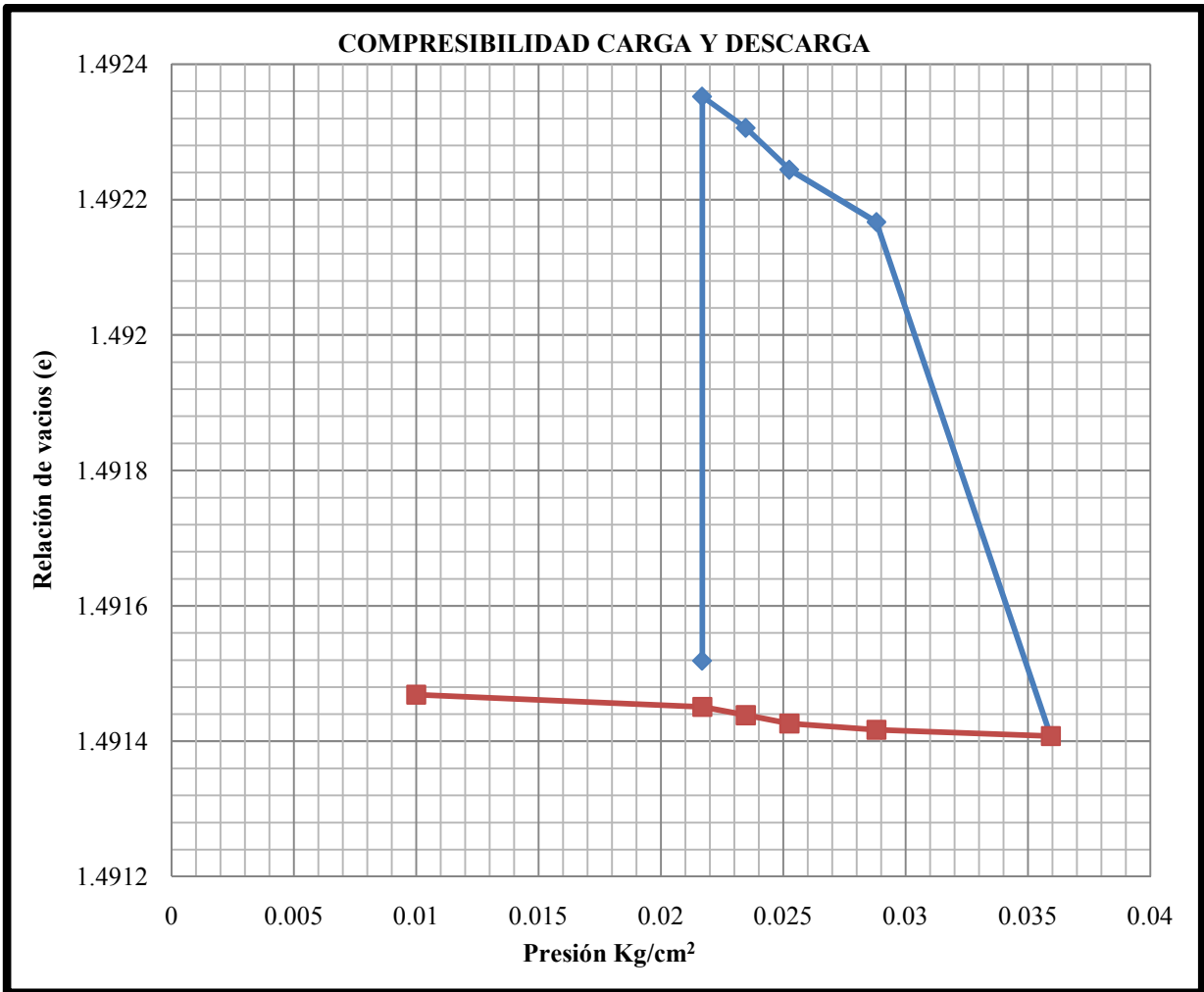


Figura 5.4 Curva de compresibilidad tramo de carga y descarga, para el suelo de Santa Fe, Querétaro (ANEXO I, I.II CÁLCULOS Y DATOS DEL ENSAYE DE COMPRESIBILIDAD).

5.3.1.3 Cálculo del esfuerzo del suelo (capacidad de carga).

El esfuerzo del suelo fue obtenido por medio de pruebas de compresión simple, (ANEXO I, I.III CÁLCULOS Y DATOS DEL ENSAYE DE COMPRESIÓN SIMPLE) por lo tanto el resultado se muestra en las figuras

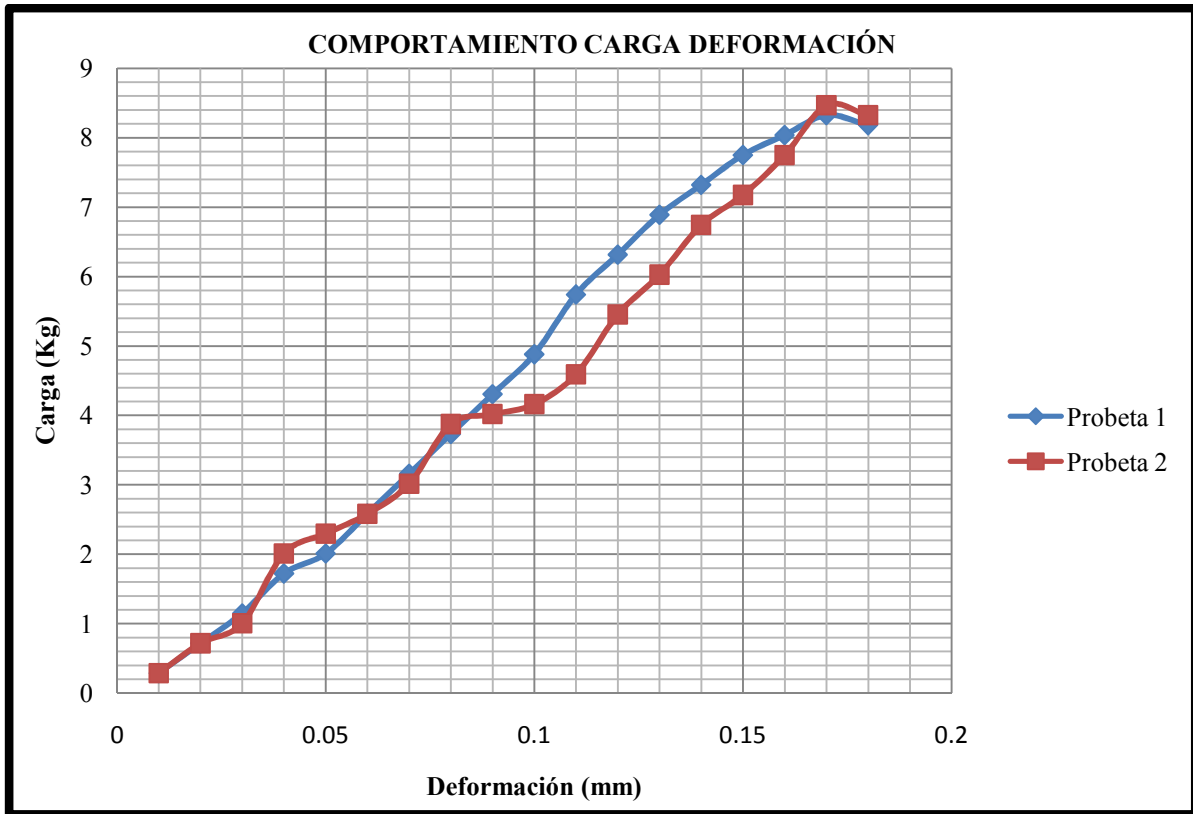


Figura 5.5 Grafica carga deformación probeta 1 y 2.

Observando las graficas y tablas anteriores se puede obtener el esfuerzo del suelo

$$\sigma = 1.3644397 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ --- probeta 1}$$

$$\sigma = 1.41840229 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ --- probeta 2}$$

Se tomará un esfuerzo promedio de los dos esfuerzos anteriores

$$\sigma_{promedio} = 1.391421 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

5.3.1.4 *Calculo de la presión de expansión según Nelson y Miller (1992).*

Nelson y Miller (1992), proponen una ecuación para el cálculo de del levantamiento total en el centro de una cimentación tomando en cuenta la succión mátrica: (ANEXO II, II.I CÁLCULOS PARA LA EXPANSIÓN SEGÚN LA ECUACIÓN PROPUESTA POR NELSON Y MILLER UTILIZANDO LA SUCCIÓN MÁTRICA).

Para el caso del suelo de Santa Fe, la expansión total debida únicamente a cambios en la succión resulta como sigue:

$$\rho = \frac{150}{(1 + 1.491518771)} \left[-0.2955 \log \left(\frac{12.791988}{57908.96269} \right) \right] = 65.03811252 \text{ cm}$$

$$\rho = 65.03811252 \text{ cm Expansión}$$

Además, Nelson Y Miller (1992), también proponen una ecuación para el cálculo de la expansión *utilizando la presión de expansión obtenida en una prueba en el oedómetro*, y las condiciones de esfuerzo aplicadas en el suelo;

Utilizando la ecuación vista (ANEXO II, II.II CÁLCULOS PARA LA EXPANSIÓN SEGÚN LA ECUACIÓN PROPUESTA POR NELSON Y MILLER UTILIZANDO LA PRUEBA DE COMPRESIBILIDAD), el resultado obtenido es el siguiente:

$$\rho = \left[\frac{(-0.002601496)(150)}{1 + 1.491518771} \right] \log \left(\frac{0.028805641}{0.034676664} \right) = 0.01261736 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.01261736 \text{ cm Expansión}$$

Conocidos los resultados anterior se observa que el resultado de 65 cm. no es confiable debido a que no presenta una cercanía el resultado de 0.012 cm.

Nelson y Miller mencionan una gran diferencia entre las ecuaciones (ANEXO II, II.I) y (ANEXO II, II.II). La condición para el esfuerzo final en la ecuación II.I de la prueba de compresibilidad asume que la succión es reducida hasta cero y como consecuencia representa una condición conservadora y en la ecuación II.II se asume que el primer termino $C_{mi} \Delta \log(u_a - u_w)$ representa una gran contribución para la expansión debido a cambios en la succión si el esfuerzo total no cambia por lo tanto solo el termino $C_{mi} \Delta \log(u_a - u_w)$ necesita ser evaluado.

5.3.1.5 Cálculo de la expansión según Lytton (1994).

Cálculo de la expansión utilizando (Lytton, 1994)

La formula de Lytton calcula la expansión con la ecuación 3.3. Nótese que para aplicar la ecuación 3.3 es necesario calcular γ_h el cual es calculado con la ecuación siguiente

$$\gamma_h = \frac{0.7C_s}{(1 + e_0)} \quad (5.1)$$

C_s =Pendiente de la curva de descarga= -0.002601496

e_0 =Relación de vacios inicial= 1.491518771

Por lo tanto obtenemos:

$$\gamma_h = \frac{0.7(-0.002601496)}{(1 + 1.491518771)} = -0.000730898$$

Posteriormente es necesario calcular γ_σ el cual se calcula con la ecuación 3.7 pero para que sea aplicable dicha ecuación es necesario aplicar la ecuación 3.12 (ANEXO II, II.III CÁLCULOS PARA LA EXPANSIÓN SEGÚN LA ECUACIÓN PROPUESTA POR ROBERT LYTTON).

$$\rho = 0.005695035 \text{ cm Expansion}$$

5.3.1.6 Expansión por medio de Lytton, Mualem, Mitchell y Fredlund.

A continuación se presenta el cálculo de la expansión por medio del método de Lytton, 1994 combinado el coeficiente de difusión calculado por medio de (Mualem, 1976), (Mitchell, 1980) y (Fredlund, 1994). Partimos de la suposición de que la relación de vacios estará restringida por medio de la grafica de relación de vacios que se construirá con los datos de consolidación: Se calcularon 3 contenidos de agua durante toda la prueba de consolidación que son las siguientes:

Contenido de agua terminada la prueba (muestra totalmente seca), Contenido de agua natural (carga de sitio), Contenido de agua cuando esta totalmente saturada la muestra (hidratado) (ANEXO II, II.IV CÁLCULOS PARA LA RELACIÓN DE VACIOS APLICANDO LA SUPOSICIÓN).

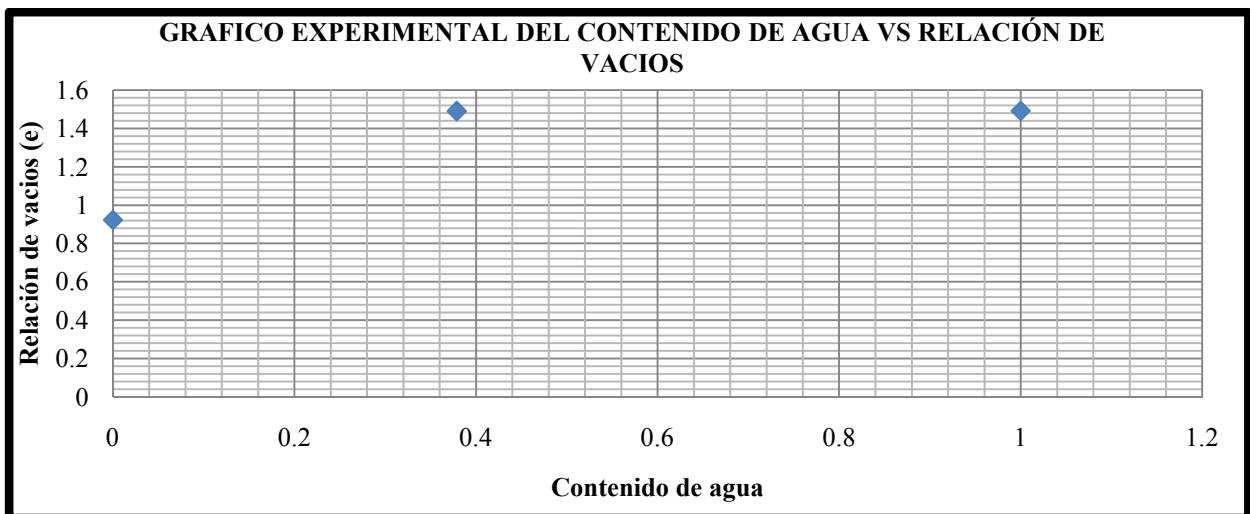


Figura 5.6 Grafica experimental del contenido de agua vs relación de vacíos.

A continuación se muestra la grafica con la ecuación para poder obtener la relación de vacios para cualquier contenido de agua

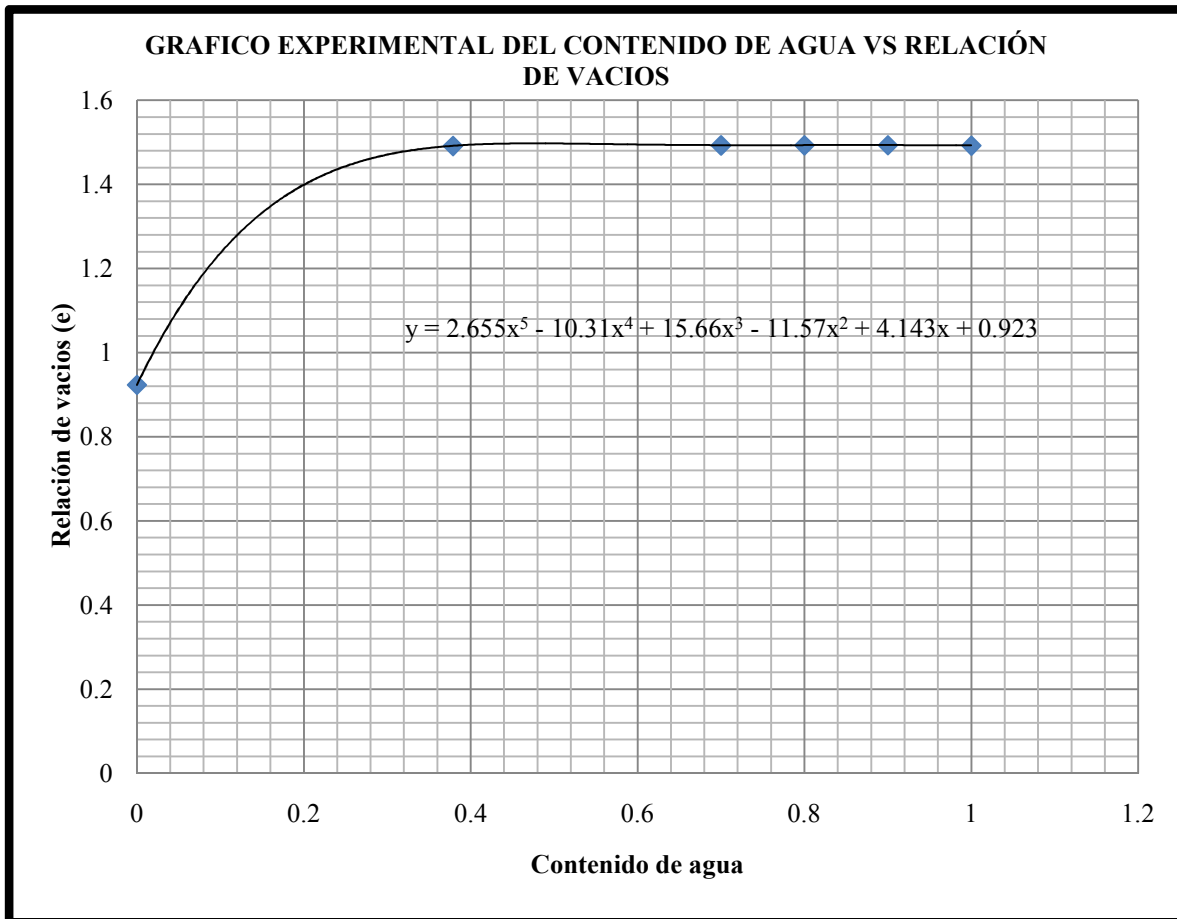


Figura 5.7 Grafica ecuación del contenido de agua vs relación vacios.

La ecuación para relación de vacios se muestra en el (ANEXO II, II.V ECUACIÓN HIPOTÉTICA PARA LA RELACIÓN DE VACIOS):

La siguiente figura muestra los resultados aplicando el experimento que se realizo con la figura 5.6 y 5.7, con las cuales se obtiene lo siguiente.

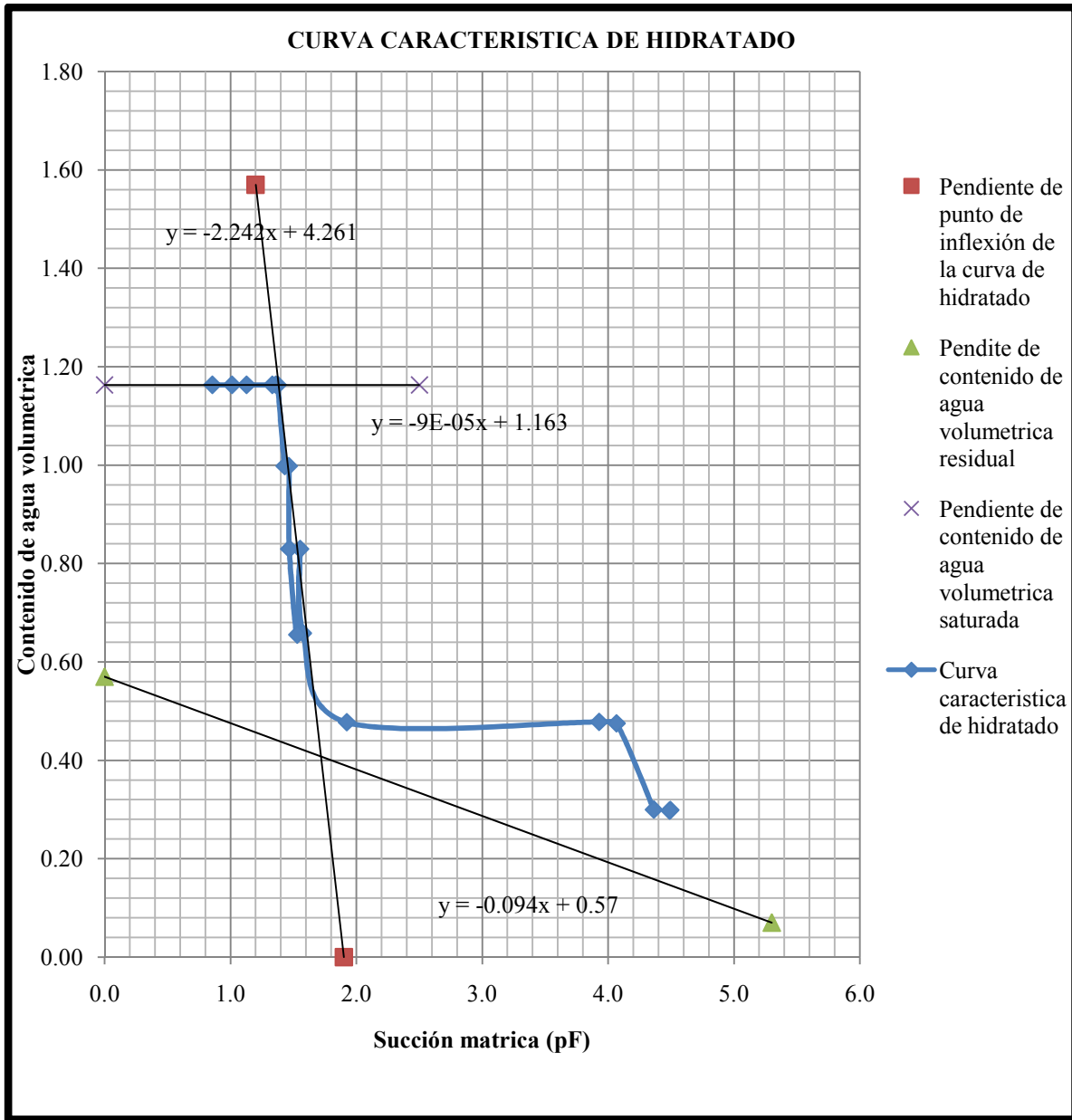


Figura 5.8 Grafica de curva característica de hidratado (experimental).

Con los datos de la grafica podemos aplicar los modelos propuestos por (Fredlund y Xing, 1994).

Aplicando la ecuación 2.17 (ANEXO II, II.VI CÁLCULOS PARA EL MODELO PROPUESTO POR FREDLUND Y XING 1994 (ECUACIÓN 2.17) CURVA DE HIDRATADO). Y aplicando la ecuación 2.21 y el modelo de (Fredlund y Xing, 1994), (ANEXO II, II.VII CÁLCULOS PARA EL MODELO PROPUESTO POR FREDLUND Y XING 1994 (ECUACIÓN 2.21) CURVA DE HIDRATADO), se obtiene el ajuste siguiente

Los resultados se pueden observar en la figura siguiente

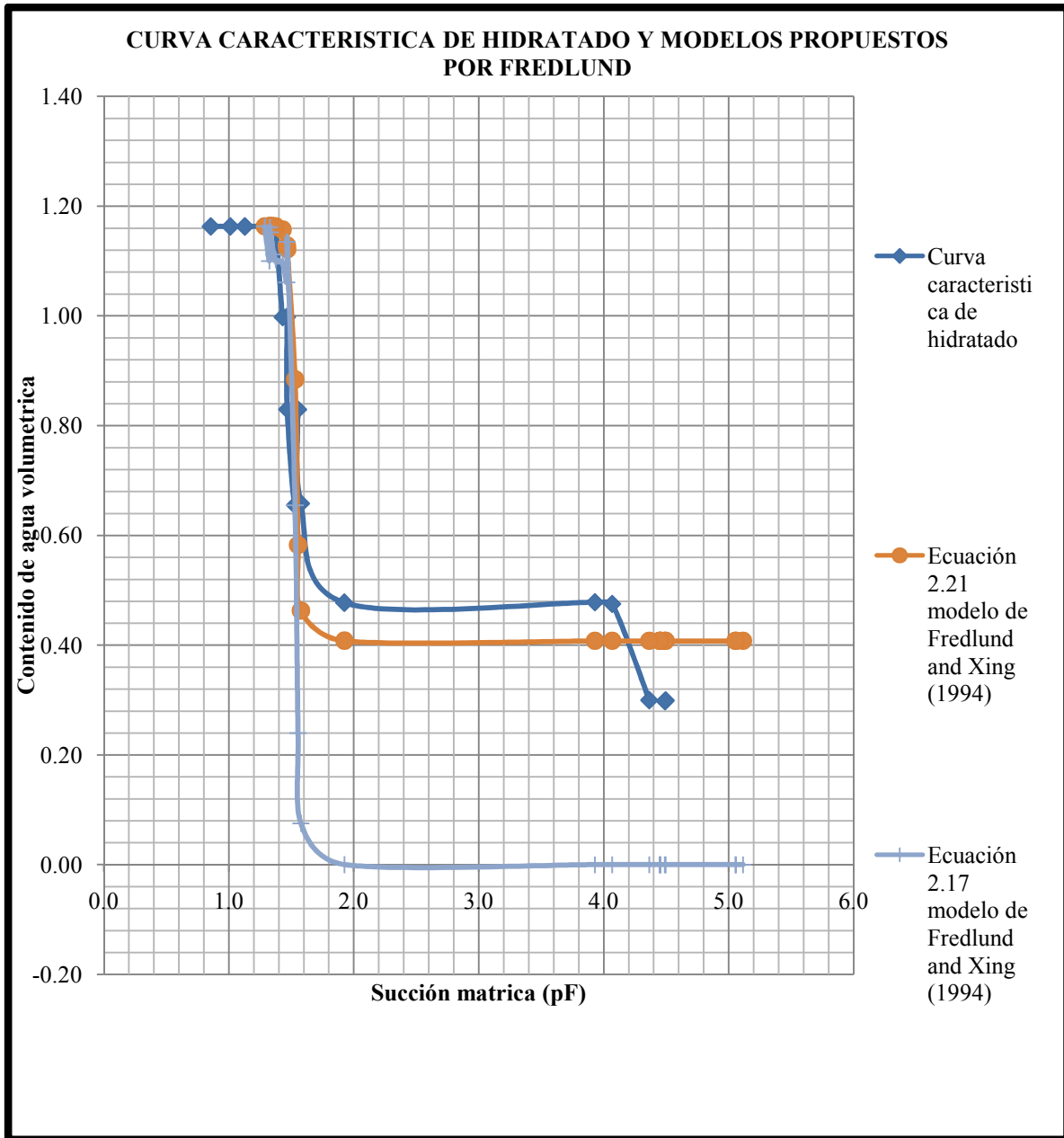


Figura 5.9 Grafica comportamientos de los modelos Propuestos por Fredlund and Xing (1994) ecuaciones 2.17 y 2.21 con respecto a los datos obtenidos de laboratorio.

Dichos modelos presentaron un ajuste diferente esto se debe a que en la ecuación 2.17 propuesta por Fredlund and Xing (1994) no está incluida la variable del contenido de agua volumétrico residual y en la ecuación 2.21 el contenido de agua volumétrico residual sí se incluye y dicha ecuación presenta un mejor ajuste

De igual forma obtenemos el resultado para la curva de secado (ANEXO II, II.VIII DATOS DE LA CURVA DE SECADO)

A continuación se muestran las graficas de las pruebas de granulometría por mallas y por hidrómetro los resultados para obtener dichas graficas se muestran el ANEXO I I.V CÁLCULOS Y DATOS DE LOS ENSAYES DE GRANULOMETRÍA POR MALLAS Y POR HIDROMETRO “SANTA FE”

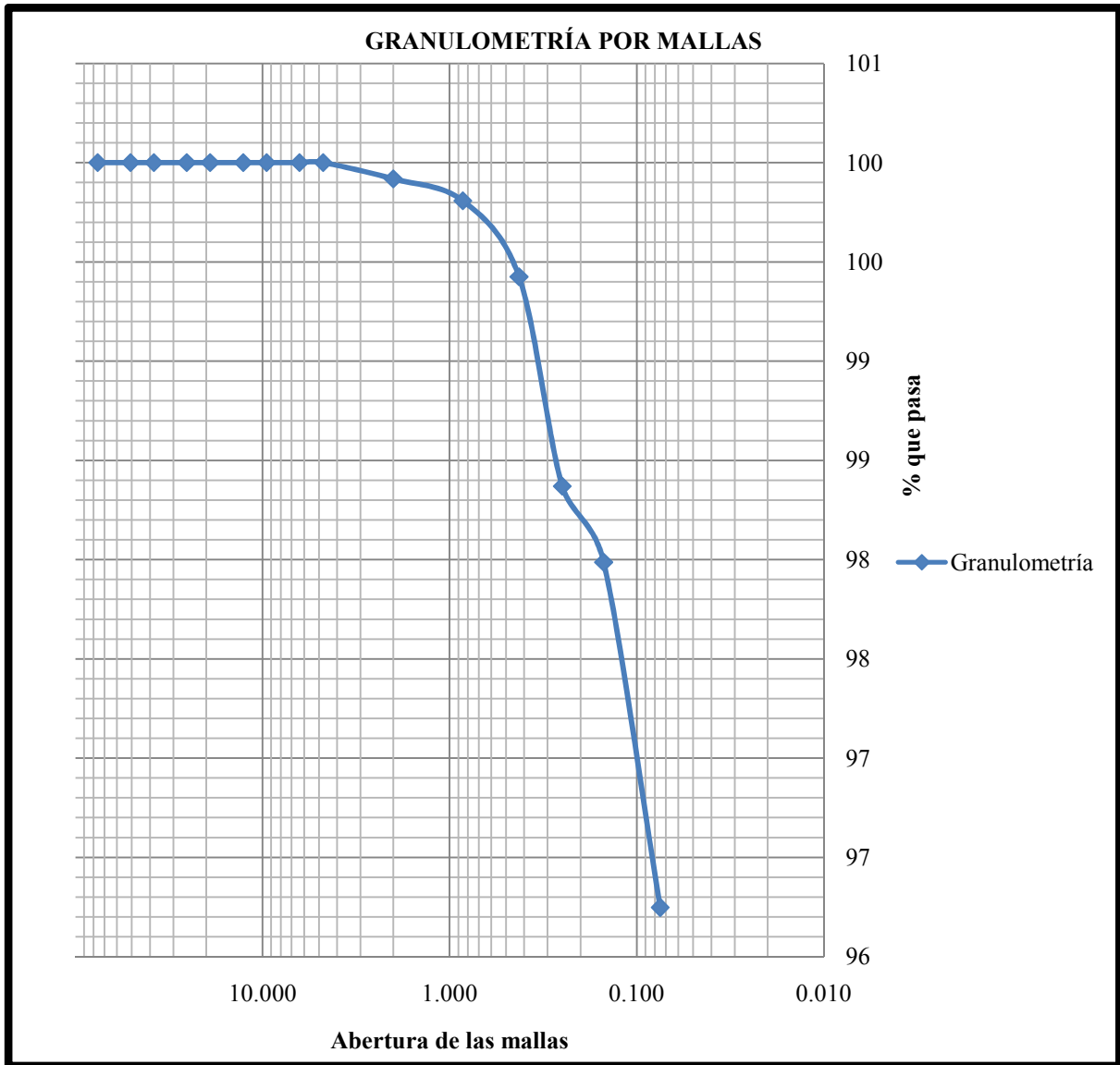


Figura 5.10 Grafica curva de granulometría por mallas suelo de Santa Fe.

Debido a que el suelo de Santa Fe se encontraba muy fino y en la granulometría por mallas no es posible separarlo debido a esto a continuación se muestra la grafica de la prueba del hidrómetro

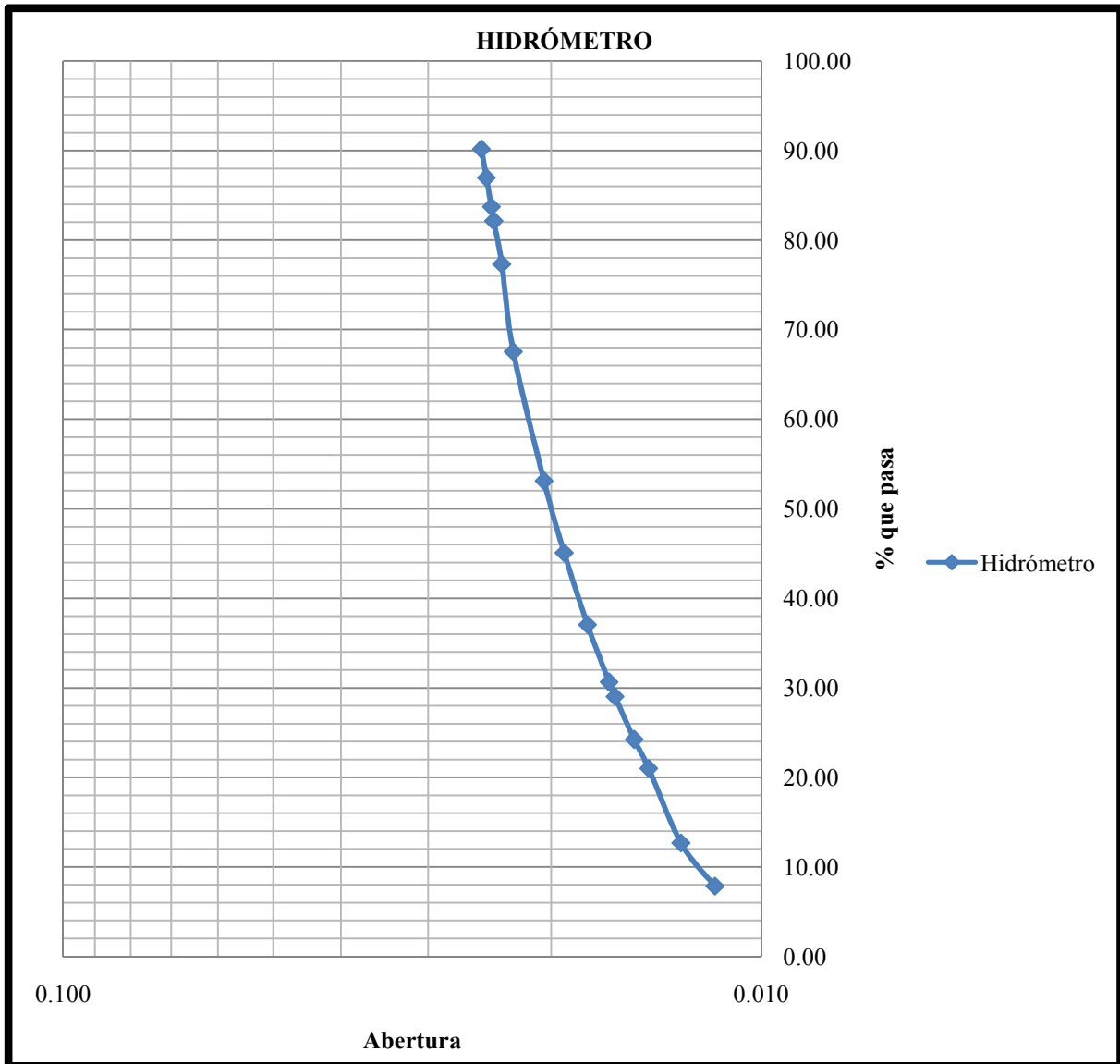
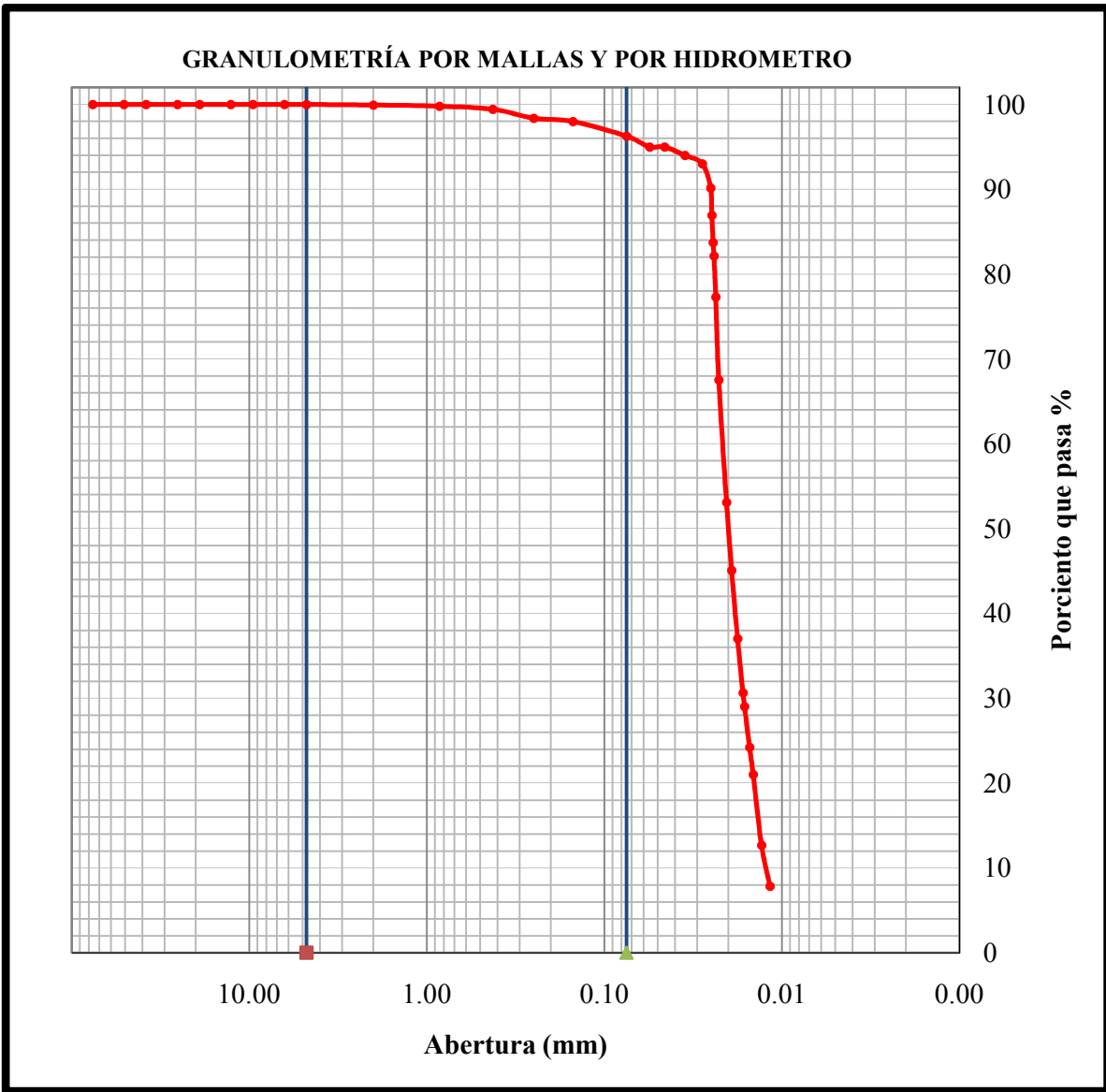


Figura 5.11 Grafica curva de granulometría por hidrómetro suelo de Santa Fe.

A continuación se presenta la unión de dichas graficas



5.12 Grafica curva de granulometría por mallas y por hidrómetro suelo de Santa Fe.

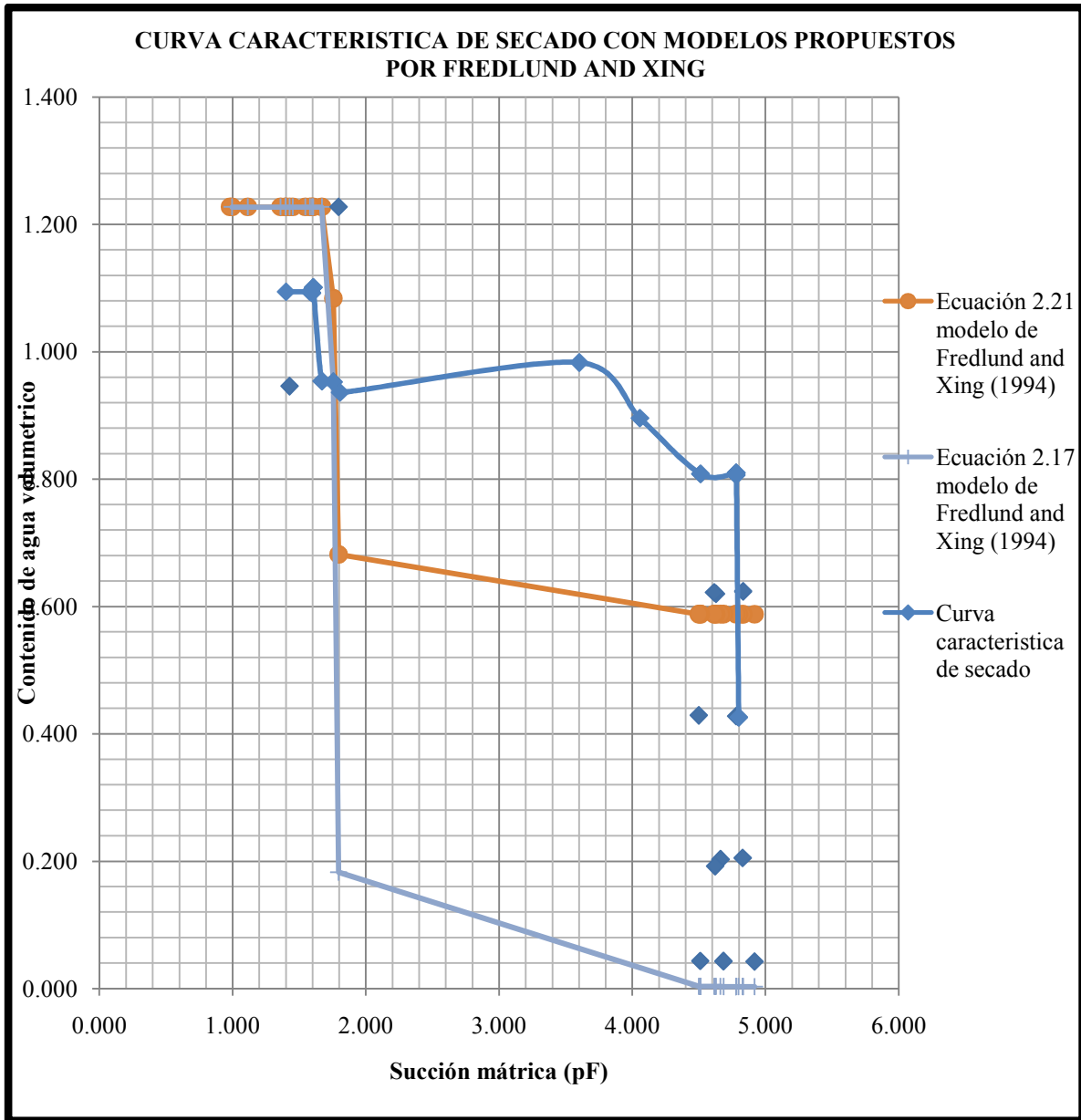


Figura 5.13 Grafica curva característica de secado (Experimental) y modelos propuestos por Fredlund and Xing (1994).

En la figura anterior se mostro el resultado de la diferencia entre los modelos propuestos por Fredlund and Xing (1994) mostrados en los anexos (ANEXO II, II.IX CÁLCULOS PARA EL MODELO PROPUESTO POR FREDLUND Y XING 1994 (ECUACIÓN 2.17) CURVA DE SECADO) y (ANEXO II, II.IX CÁLCULOS PARA EL MODELO PROPUESTO POR FREDLUND Y XING 1994 (ECUACIÓN 2.21) CURVA DE SECADO).

Con los datos y graficas anteriores podemos calcular los datos de conductividad hidráulica y construir su respectiva grafica (Fredlund, Xing, y Huang, 1993)

Aplicando las formulas 2.30, 2.31 y 2.32 (ANEXO II, II.X CÁLCULOS PARA LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA) se obtiene la figura siguiente

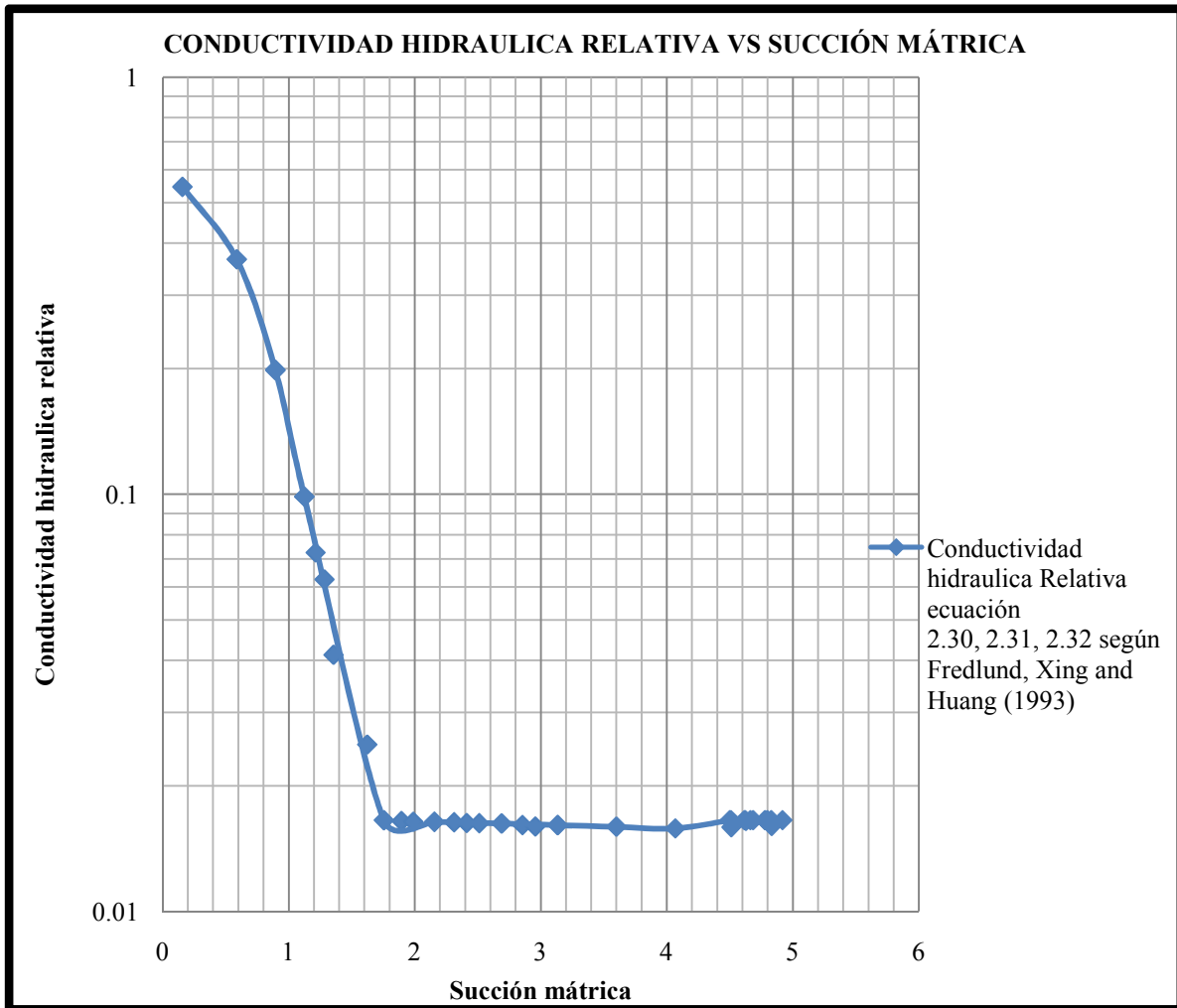


Figura 5.14 Grafica conductividad hidráulica contra succión mátrica con las ecuaciones 2.30, 2.31 y 2.32 según Fredlund, Xing and Huang que se muestran a continuación.

$$K_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{aev})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$$

Donde:

$$k_r(\psi) = \frac{\left(\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta(\psi)}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \right)}{\left(\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) - \theta_s}{e^{\bar{y}_i}} \theta'(e^{\bar{y}_i}) \right)} = \frac{\left\{ \left[\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) \theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta(\psi) \sum_{i=j}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\}}{\left\{ \left[\sum_{i=1}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) \theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta_s \sum_{i=1}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\}}$$

Donde:

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m}$$

$$\theta(e^{\bar{y}_i}) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^n \right] \right\}^m}$$

$$\theta'(e^{\bar{y}_i}) = \frac{1}{a} m \frac{n}{\left(\ln^{m+1} \left(e + \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^n \right) \right) \left(e + \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^n \right)} \left(\frac{e^{\bar{y}_i}}{a} \right)^{n-1} (\theta_r - \theta_s)$$

$$A = \ln(\psi_{aev})$$

Donde:

ψ_{aev} = Succión cuando el valor de aire entra en los poros más grandes

$$b = \ln(1000000)$$

$$\Delta y = \frac{A - b}{N}$$

N = Número de subintervalos del mismo tamaño

$$A = y_1$$

$$b = y_{N+1}$$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y$$

$$\bar{y}_i = \frac{y_i - y_{i+1}}{2}$$

Con los contenidos de agua saturada y residual es posible obtener sus respectivas conductividades hidráulicas.

$$k(\theta) = -0.0436\theta^3 + 0.3368\theta^2 - 0.8435\theta + 0.6976 \quad (5.2)$$

Introduciendo el contenido de agua residual y el contenido de agua saturada en la ecuación 5.2 se obtiene lo siguiente.

$$\theta_r = \text{Contenido de agua volumétrico residual} = 0.407970$$

$$\theta_s = \text{Contenido de agua volumétrico saturada} = 1.227378$$

$$k_r = -0.0436(0.407970)^3 + 0.3368(0.407970)^2 - 0.8435(0.407970) + 0.6976 \\ = 0.406573594$$

$$k_s = -0.0436(1.227378)^3 + 0.3368(1.227378)^2 - 0.8435(1.227378) + 0.6976 \\ = 0.089065246$$

Con los datos anteriores y la conductividad hidráulica saturada y residual obtenemos de coeficiente de difusión propuesta por Genuchten, 1980

El coeficiente de difusión esta dado con la ecuación 2.41 (Genuchten, 1980)

Donde:

$$k_s = \text{Conductividad hidráulica saturada} = 0.089065246$$

$\alpha = \frac{1}{h_i} \left(\theta \left(\frac{-1}{m} \right) - 1 \right)^{\frac{1}{n}}$ Parametro que depende del punto de inflexión de la curva característica (hidratado o secado) en este caso es

$$\text{hidratado. } \alpha = \frac{1}{33.894947} \left(0.301969226 \left(\frac{1}{0.95682131} \right) - 1 \right)^{\frac{1}{23.15957231}} = 0.030269117$$

$h_i = \text{Succión que corresponde al punto de inflexión de la curva característica (hidratado o secado) en este caso es hidratado.} = 1.530134958 \text{ pF} = 33.894947 \text{ kPa}$

$$\theta = \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \text{ Contenido normalizado de agua para el caso del punto de inflexión } \theta = \\ \frac{0.655406 - 0.407970}{1.227378 - 0.407970} = 0.301969226$$

$$\theta_i = \text{Contenido de agua volumétrico para el punto de inflexión} = 0.655406$$

$$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \text{ Contenido normalizado de agua para el caso del coeficiente de difusión (este dato estará cambiando para cada humedad volumétrica). } \theta = \frac{\text{diferentes humedades volumetricas} - 0.407970}{1.227378 - 0.407970}$$

$$\theta_s = \text{Contenido de agua volumétrico saturada} = 1.227378$$

$\theta_r = \text{Contenido de agua volumétrico residual} = 0.407970$

$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72s\psi_i = \text{Controla la pendiente de la curva característica} = 23.15957231$

En el caso de m , Mualem menciona que debe de estar en función de n por lo que esta variable cambiará de la siguiente forma:

$$m = 1 - \frac{1}{n} = 1 - \frac{1}{23.15957231} = 0.95682131$$

Sustituyendo a continuación en la ecuación 2.41 (ANEXO II, II.XI CÁLCULOS PARA EL COEFICIENTE DE DIFUSIÓN)

$$D(\theta) = \frac{(1 - 0.95682131)(0.089065246)}{(0.030269117)(0.95682131)(1.227378 - 0.407970)} \theta^{\frac{1}{2} - \frac{1}{0.95682131}} \left[\left(1 - \theta^{\left(\frac{1}{0.95682131}\right)} \right)^{-0.95682131} + \left(1 - \theta^{\left(\frac{1}{0.95682131}\right)} \right)^{0.95682131} - 2 \right] =$$

Por lo tanto se obtiene la figura siguiente

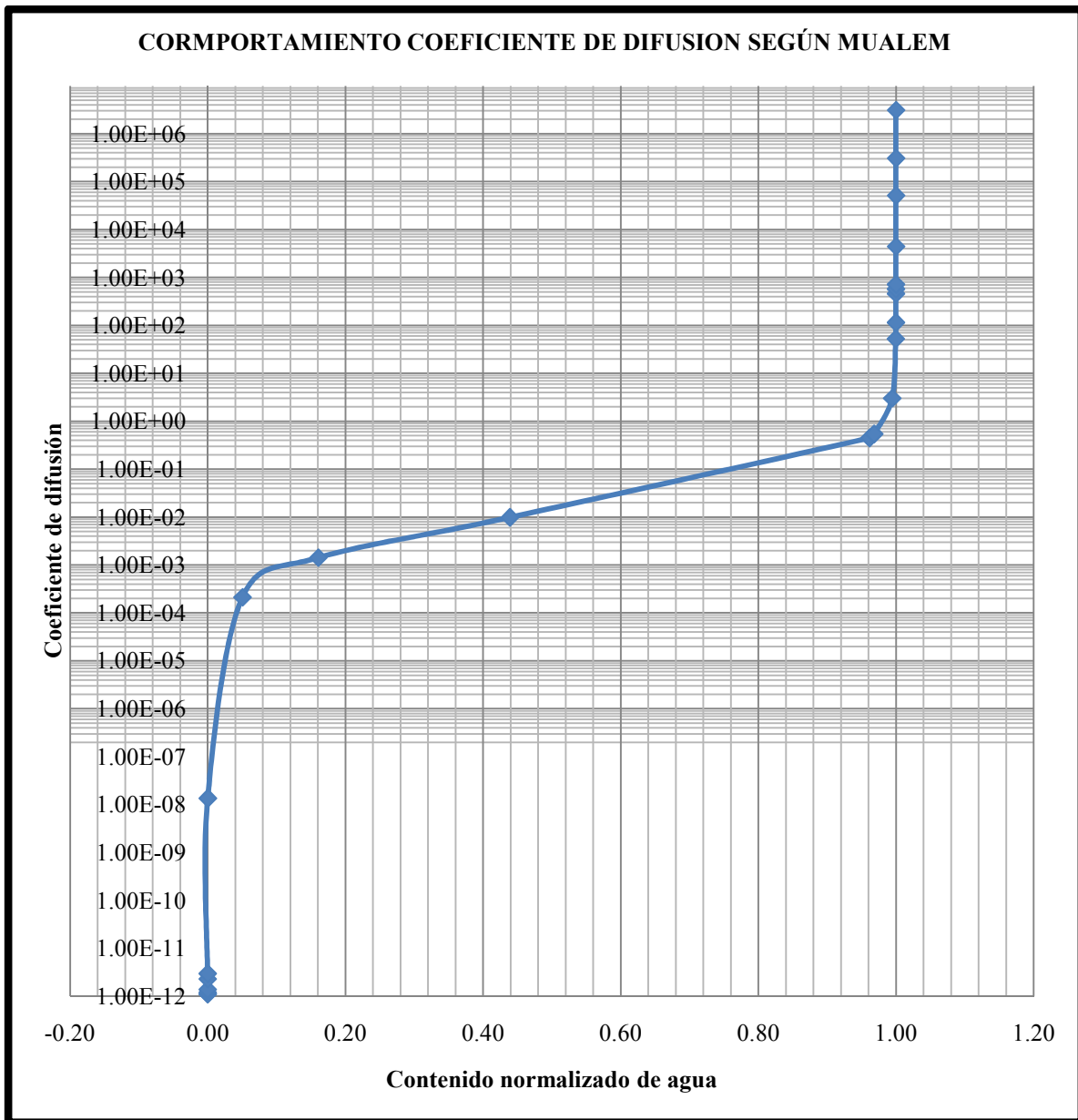


Figura 5.15 Grafica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido normalizado de agua.

Las graficas 5.14 son importantes puesto que con esos datos será posible poder obtener la expansión.

Con los datos anteriores se obtiene el coeficiente de difusión para el contenido normalizado de agua deseado. En este caso el coeficiente de difusión importante es:

$$D(\theta) = 0.003822375 \text{ para un contenido normalizado de agua de } \theta = 0.3$$

Posteriormente según (Mitchell, 1980) y aplicando la ecuación 3.10 (ANEXO II, II.XII CÁLCULOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN).

$$\rho = 0.75846621 \text{ cm Expansion}$$

Con el resultado anterior es posible comprobar que el resultado de 65 cm es un resultado erróneo debido a que el resultado 0.7584 cm se encuentra cercano al resultado 0.012cm

Hasta aquí, se emplearon cuatro métodos para calcular la expansión:

1. $\rho = 0.005695035 \text{ cm}$ Expansión (cálculo por medio de la succión según Robert L. Lytton)
2. $\rho = 0.75846621 \text{ cm}$ Expansión (cálculo por medio de la succión (curva característica coeficiente de difusión Robert L. Lytton, Mualem, Y. Mitchell, P. W., M. TH. Van Genuchten, D.G. Fredlund, Anqing Xing, and Shangyan Huang).

Comparando los resultados obtenidos con estos dos métodos, se puede observar que el primer método arroja valores exageradamente altos que son alrededor de 65 cm de expansión por lo tanto se puede observar que dicho valor no se aproxima a los valores obtenidos por los otros métodos que arrojan valores de 0.005 y 0.7 cm, lo cual se debe a la sensibilidad del método a las variaciones de la succión. Este valor queda automáticamente descartado.

Los dos resultados anteriores serán usados posteriormente para poder predecir la presión de expansión.

5.3.1.7 Predicción de la presión de expansión según Lytton.

Primero se analizará el resultado del punto 1.

Lytton propone calcular la presión de expansión en la zona activa con las ecuaciones 3.3, 3.13, 3.14 y 3.15, (ANEXO II, II.XIII CÁLCULOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN).

Nuestra presión de expansión promedio con los datos anteriores nos da.

$$\sigma_v = 0.643475615 \text{ Ton}/m^2$$

Ahora se analizara el caso 2, (ANEXO II, II.XIII CÁLCULOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN).

Nuestra presión de expansión promedio con los datos anteriores nos da. $\sigma_v = 0.65253913 \text{ Ton}/m^2$ por lo tanto se puede observar que dicha presión de expansión no afectara la construccion

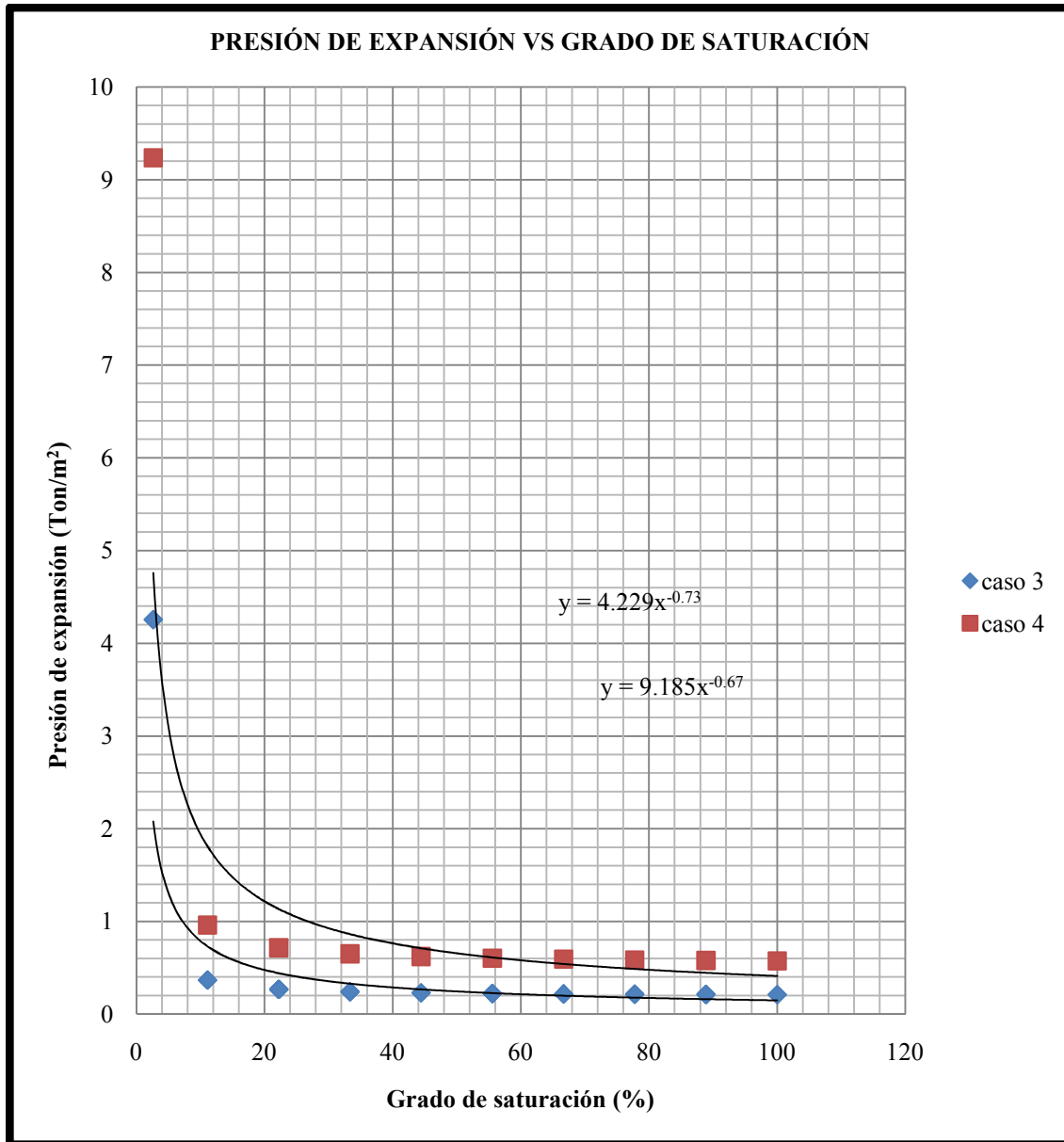


Figura 5.16 Grafica que muestra el comportamiento de la presión de expansión con el grado de saturación de los modelos de Lytton, Mitchell, Mualem, Fredlund, Xing, Van Genuchten.

5.3.1.8 Diseño de las cimentaciones (Galaviz, 1991).

Ya conocida la presión de expansión del suelo se procede al diseño de la cimentación para lo cual es necesario conocer las cargas que soportara la dicha cimentación. Como ejemplo, se considera un edificio típico de una planta cuya estructura de cimentación estará constituida de zapatas corridas, de acuerdo a lo mostrado en la figura 5.15.

5.3.1.8.1 Bajada de cargas del edificio.

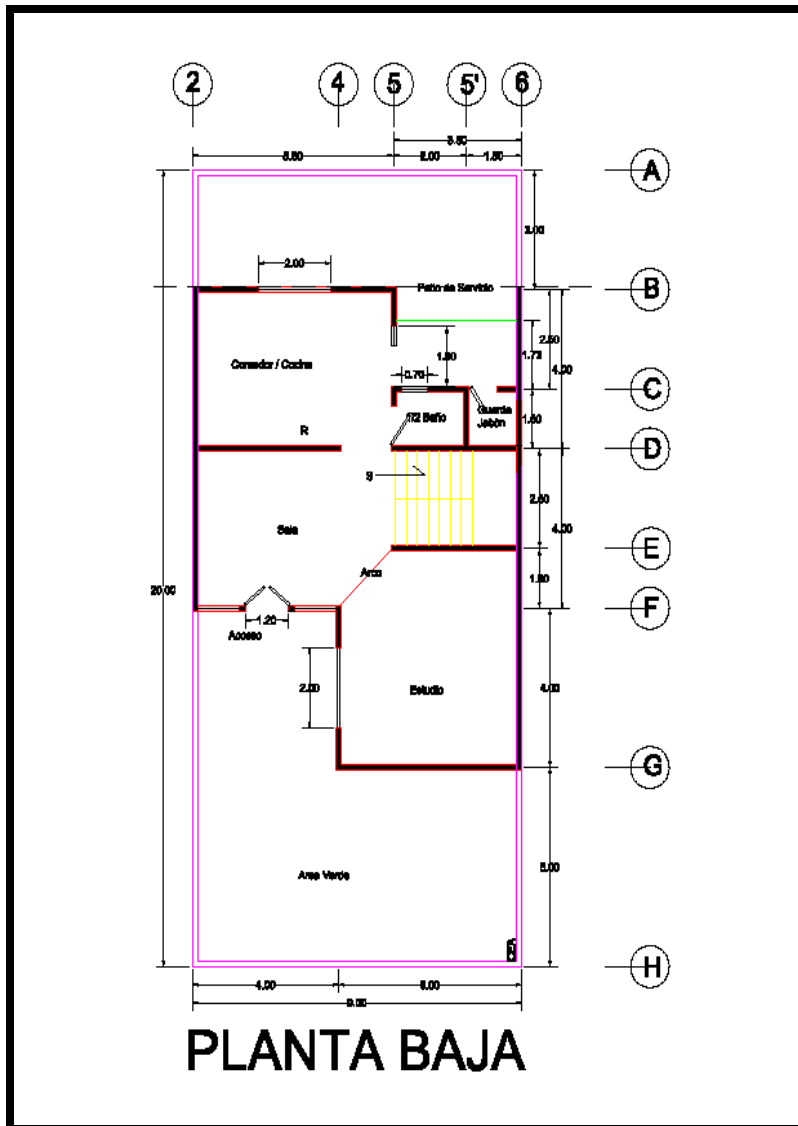


Figura 5.17 Planta de donde se obtienen las cargas.

Bajada de cargas

Considerando los datos mostrados en la tabla 5.1 y el (ANEXO II, II.XIV CÁLCULOS PARA LA BAJADA DE CARGAS DEL EDIFICIO), se hizo el análisis de las descargas en la cimentación.

Tabla 5.1 Peso que carga la zapatas por muro y por losa.

Peso que carga la zapata total (Ton/m)
0.96
1.18
1.14
1.52
0.96
1.35
1.31
1.33
1.06
0.52
0.96
0.36

Con las cargas obtenidas se procede a calcular el diseño de la cimentación como se muestra a continuación

5.3.1.8.2 Análisis y diseño de cimentaciones.

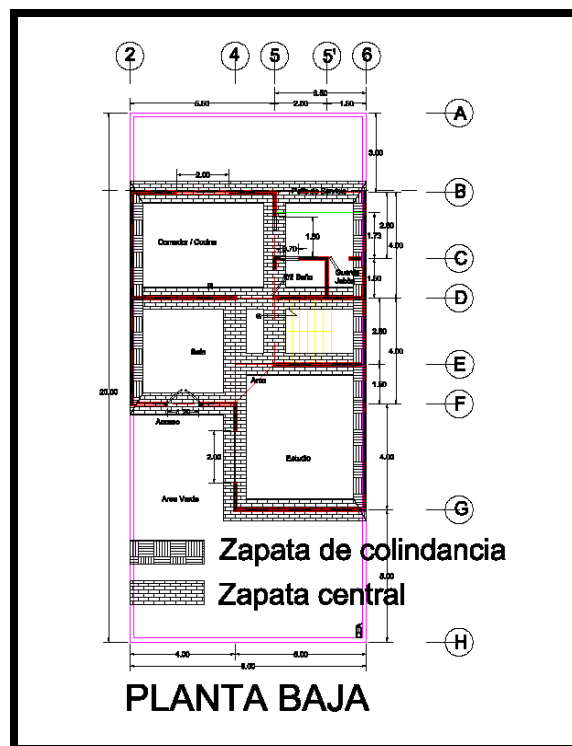


Figura 5.18 Planta donde se diseñaran las cimentaciones.

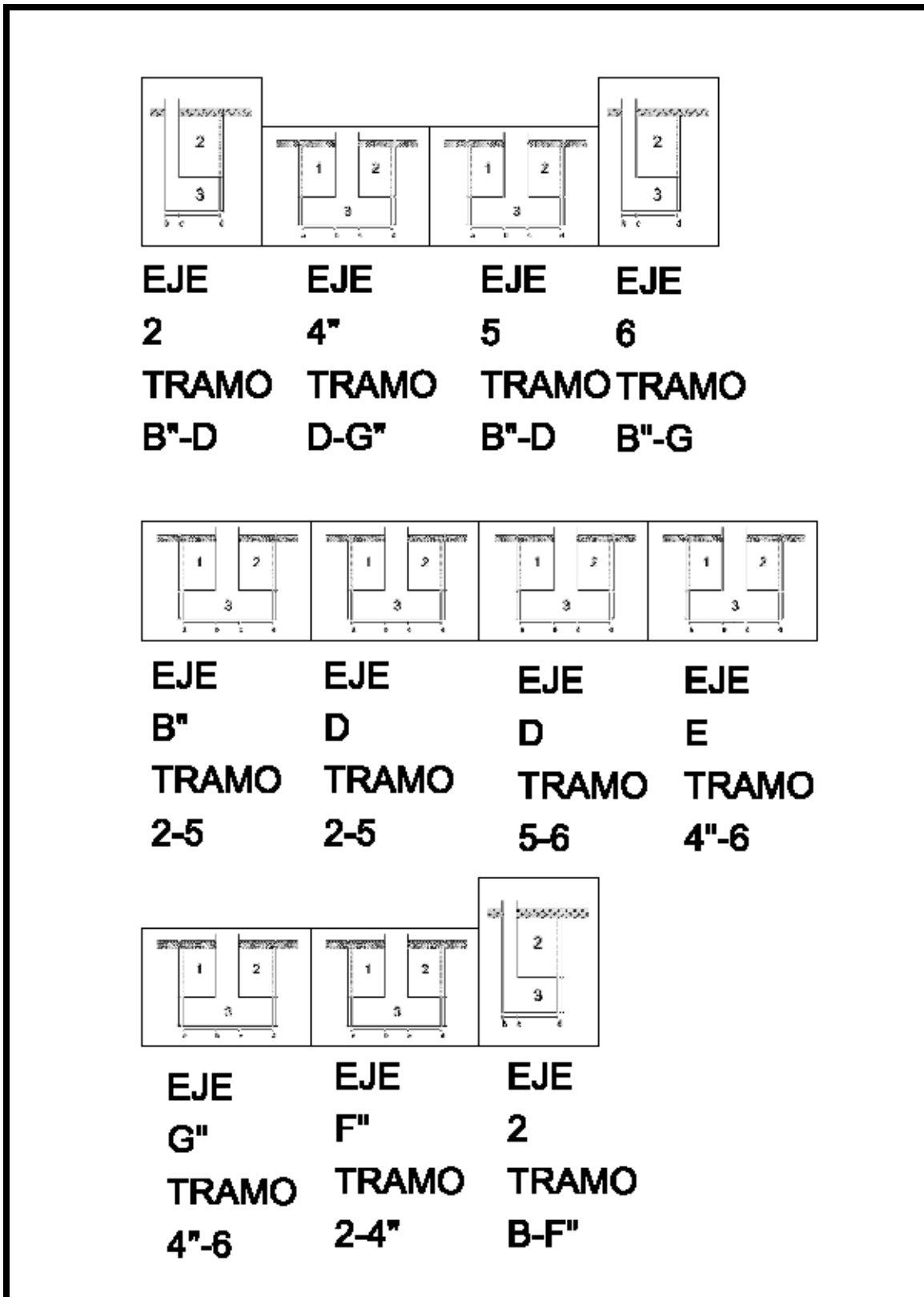


Figura 5.19 Tipos de zapatas a diseñar.

Zapata con problemas de lindero

Se tomara como ejemplo las zapatas comprendidas, en el eje 2 tramo B''-D y eje 4'' tramo D-G'' el reglamento tomado será el del ACI, (ACI 318SR-05)

Tabla 5.2 Datos del eje 2 y tramo B''—D.

EJE 2	
Tramo B''-D (m) =	4.075
Datos	
Peso volumétrico del suelo (W_t) (Ton/m^3) =	2.65
Esfuerzo del suelo σ_t (Ton/m^2) =	13.9142097
Profundidad H_t (m) =	0.3
Carga W_{zapata} (carga) (Ton/m) =	0.96081952
$f'c$ (Kg/m^2) =	200
fy (Kg/m^2) =	4000
ϕ (corte)=	0.85
ϕ (flexión)=	0.9
(u) =	2
recubrimiento (r)(cm) =	5
distancia de(b – c) (m) =	0.7
distancia de(c – d) (m) =	0.7
altura de bloque (3) =	0.2
altura de bloque (2) =	0.2

Con las dimensiones propuestas se determinará el punto donde se aplicara la resultante y el momento flexionante

Peso del terreno

$$P_2 = (V_{terreno})(W_t) \quad (5.3)$$

$$(V_{terreno}) = (distancia\ de\ (c - d))(altura\ del\ bloque\ (2))(1.00) = (0.7)(0.2)(1.00) \\ = 0.14\ m^3$$

$$P_2 = (0.14)(2.65) = 0.371\ Ton$$

Peso de la cimentación

$$P_3 = (V_{cimentacion})(W_{concreto}) \quad (5.4)$$

$$\begin{aligned}
 (V_{cimentacion}) &= ((\text{distancia de } (b - c)) \\
 &+ (\text{distancia}(c - d))) (\text{altura del bloque } (3))(1.00) \\
 &= (0.7 + 0.7)(0.2)(1.00) = 0.28 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$P_3 = (0.28)(2.40) = 0.672 \text{ Ton}$$

Peso del muro más la losa

$$P_4 = W_{zapata (carga)}(b) = (0.96081952)(1.00) = 0.960819523 \text{ Ton}$$

Suma total de todas las cargas

$$\sum P = P_2 + P_3 + P_4 = 0.371 + 0.672 + 0.960819523 = 2.003819523 \text{ Ton}$$

Momento flexionante

Suma de momentos con respecto al punto "d"

$$M_2 = P_2 \left(\frac{\text{distancia}(c - d)}{2} \right) = 0.371 \left(\frac{0.7}{2} \right) = 0.12958 \text{ Ton} - m$$

$$\begin{aligned}
 M_3 &= P_3 \left(\frac{\text{distancia}(c - d) + \text{distancia de } (b - c)}{2} \right) = 0.672 \left(\frac{0.7 + 0.7}{2} \right) \\
 &= 0.4704 \text{ Ton} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_4 &= P_4 \left(\frac{\text{distancia de } (b - c)}{2} + \text{distancia}(c - d) \right) = 0.960819523 \left(\frac{0.7}{2} + 0.7 \right) \\
 &= 1.008860499 \text{ Ton} - m
 \end{aligned}$$

Suma total de todos los momentos

$$\begin{aligned}
 \sum M &= M_2 + M_3 + M_4 = 0.12958 + 0.4704 + 1.008860499 \\
 &= 1.609110499 \text{ Ton} - m
 \end{aligned}$$

Punto de aplicación de la resultante a partir del punto "d"

$$x = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{1.609110499}{2.003819523} = 0.80302167 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = x - \left(\frac{\text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d)}{2} \right) = 0.80302167 - 0.7$$

$$= 0.10302167 \text{ m}$$

Revisión de las presiones de contacto

$$\sigma_{max} = \frac{\sum P}{bL} + \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum P}{bL} - \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L} \quad (5.6)$$

Donde:

$b = 1.00 \text{ m}$ Zapata corrida

$L = \text{Ancho de la zapata} = \text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d)$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum P}{bL} + \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L} = \frac{2.003819523}{(1.00)(0.7 + 0.7)} + \frac{6(2.003819523)(0.10302167)}{(1^2)(0.7 + 0.7)}$$

$$= 2.063249148 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum P}{bL} - \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L} = \frac{2.003819523}{(1.00)(0.7 + 0.7)} - \frac{6(2.003819523)(0.10302167)}{(1^2)(0.7 + 0.7)}$$

$$= 0.79935017 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} = 1.263899 \text{ Ton/m}^2$$

Como $\sigma_t > \sigma_{max}$ son correctas las dimensiones

Distribución de las presiones de contacto

$$\sigma_{f2} = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))}{\text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d)} + \sigma_{min}$$

$$= \frac{(1.263899)(0.7)}{0.7 + 0.7} + 0.79935017 = 1.431299659 \text{ Ton/m}^2$$

Determinación de los elementos mecánicos

Cortante

$$\begin{aligned}
 V_2 &= \sigma_{min}(\text{distancia de } (c - d)) + \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))}{2} \\
 &= (0.79935017)(0.7) + \frac{(1.431299659 - 0.79935017)(0.7)}{2} \\
 &= 0.78072744 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Momento

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{(\sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))^2}{2} + \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))^2}{(2)(3)} \\
 &= \frac{(0.79935017)(0.7)^2}{2} + \frac{(1.431299659 - 0.79935017)(0.7)^2}{(2)(3)} \\
 &= 0.24745 \text{ Ton} - m
 \end{aligned}$$

Revisión del cortante

Verificando el tramo c-d

$$V_T = 0.78072744 \text{ Ton}$$

Corte en la sección crítica

$$\begin{aligned}
 \sigma_d &= \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{altura del bloque } (3) - r)}{\text{distancia de } (c - d)} + \sigma_{min} \\
 &= \frac{(1.431299659 - 0.79935017)((0.2)(0.05))}{0.7} + 0.79935017 \\
 &= 0.934767918 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_d &= \sigma_{min}(\text{altura del bloque } (3) - r) + \frac{(\sigma_d - \sigma_{min})(\text{altura del bloque } (3) - r)}{2} \\
 &= (0.79935017)(0.2 - 0.05) \\
 &+ \frac{(0.934767918 - 0.79935017)(0.2 - 0.05)}{2} = 0.157142406 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$V_{du} = (u)(V_d) = (2)(0.157142406) = 0.314284812 \text{ Ton}$$

Fuerza de corte que resiste el concreto

$$\phi V_c = v_c b d \phi = (7.5)(100)(0.2 - 0.05)(0.85) = 9.5625 \text{ Ton}$$

Como $\phi V_c > V_{du}$ el peralte es suficiente

Diseño por flexión

$$M = 0.24745 \text{ Ton} - m = 24745 \text{ Kg/cm}$$

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{(24745)(2)}{(0.9)(100)(20 - 5)^2} = 2.443950617$$

De la grafica de porcentaje de acero obtenemos ρ

Por lo tanto ρ se obtiene por medio de $\frac{Mu}{\phi bd^2}$

Como $\frac{Mu}{\phi bd^2} = 2.443950617$ es menor que 11.576 se tomara la cuantía de acero mínima
 $\rho = 0.0033$

Por lo tanto podemos calcular el área de acero

$$A_s = \rho bd = (0.0033)(100)(20 - 5) = 4.95 \text{ cm}^2$$

Separación del refuerzo

Tomando en cuenta varillas de $1/2" = 1.27 \text{ cm} = A_v$

$$S = \frac{(A_v)(b)}{A_s} = \frac{(1.27)(100)}{4.95} = 25.656565 \text{ cm}$$

Tomar 1 varilla de $\phi = 1/2"$ a cada 25.6 cm

Acero por temperatura

La cuantía de acero por temperatura se considera $\rho = 0.002$

Área de acero

$$A_s = \rho bd = (0.002)(100)(20 - 5) = 3 \text{ cm}^2$$

Separación del refuerzo

Tomando en cuenta varillas de $3/8" = 0.9525 \text{ cm} = A_v$

$$S = \frac{(A_v)(b)}{A_s} = \frac{(0.9525)(100)}{3} = 31.75 \text{ cm}$$

Tomar 1 varilla de $\phi = 3/8"$ a cada 31.7 cm

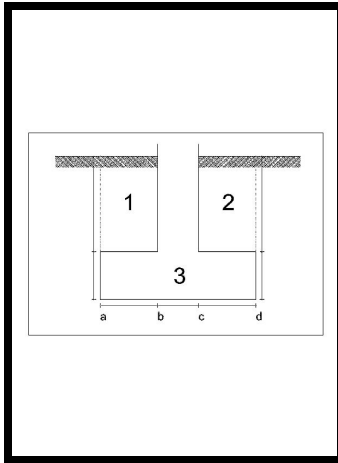


Figura 5.20 Tipo de zapata a diseñar.

Tabla 5.3 Datos del eje 4'' y tramo D-G''.

La siguiente zapata se diseñará sin problemas de lindero

EJE 4''	
Tramo D-G''	8.075
Datos	
Peso volumétrico del suelo (W_t) (Ton/m^3) =	2.65
Esfuerzo del suelo σ_t (Ton/m^2) =	13.9142097
Profundidad H_t (m) =	0.4
Carga W_{zapata} (carga) (Ton/m) =	1.189041
$f'c$ (Kg/m^2) =	200
fy (Kg/m^2) =	4000
ϕ (corte)=	0.85
ϕ (flexión)=	0.9
(u) =	2
recubrimiento (r)(cm) =	5
distancia de(a - b) (m) =	0.7
distancia de(b - c) (m) =	0.7
distancia de(c - d) (m) =	0.7
altura de bloque (3) =	0.2
altura de bloque (1) =	0.2
altura de bloque (2) =	0.2

Con las dimensiones propuestas se determinara el paso de la resultante y el momento flexionante

Peso del terreno

$$P_1 = (V_{\text{terreno}})(W_t)$$

$$(V_{\text{terreno}}) = (\text{distancia de } (c - d))(\text{altura del bloque } (2))(1.00) = (0.7)(0.2)(1.00) \\ = 0.14 \text{ m}^3$$

$$P_1 = (0.14)(2.65) = 0.371 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (0.14)(2.65) = 0.371 \text{ Ton}$$

Peso de la cimentación

$$P_3 = (V_{\text{cimentacion}})(W_{\text{concreto}})$$

$$(V_{\text{cimentacion}}) = \left((\text{distancia de } (b - c)) \right. \\ \left. + (\text{distancia } (c - d)) \right) (\text{altura del bloque } (3))(1.00) \\ = (0.7 + 0.7 + 0.7)(0.2)(1.00) = 0.42 \text{ m}^3$$

$$P_3 = (0.42)(2.40) = 1.008 \text{ Ton}$$

Peso del muro mas la losa

$$P_4 = W_{\text{zapata (carga)}}(b) = (1.189041)(1.00) = 1.189040997 \text{ Ton}$$

Suma total de todas las cargas

$$\sum P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 0.371 + 0.371 + 1.008 + 1.189040997 \\ = 2.939040997 \text{ Ton}$$

Momento flexionante

Suma de momentos con respecto al punto "d"

$$M_1 = P_1 \left(\frac{\text{distancia}(a - b)}{2} + \text{distancia}(b - c) + \text{distancia}(c - d) \right) \\ = 0.371 \left(\frac{0.7}{2} + 0.7 + 0.7 \right) = 0.64925 \text{ Ton} - m$$

$$M_2 = P_2 \left(\frac{\text{distancia}(c - d)}{2} \right) = 0.371 \left(\frac{0.7}{2} \right) = 0.12985 \text{ Ton} - m$$

$$M_3 = P_3 \left(\frac{\text{distancia}(c - d) + \text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (a - b)}{2} \right)$$

$$= 1.008 \left(\frac{0.7 + 0.7 + 0.7}{2} \right) = 1.0584 \text{ Ton} - m$$

$$M_4 = P_4 \left(\frac{\text{distancia de } (b - c)}{2} + \text{distancia}(c - d) \right) = 1.189040997 \left(\frac{0.7}{2} + 0.7 \right)$$

$$= 1.248493047 \text{ Ton} - m$$

Suma total de todos los momentos

$$\sum M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 0.64925 + 0.12985 + 1.0584 + 1.248493047$$

$$= 3.085993047 \text{ Ton} - m$$

Punto de aplicación de la resultante a partir del punto "d"

$$x = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{3.085993047}{2.939040997} = 1.05 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = x - \left(\frac{\text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d) + \text{distancia de } (a - b)}{2} \right)$$

$$= 1.05 - 1.05 = 0 \text{ m}$$

Revisión de las presiones de contacto

$$\sigma_{max} = \frac{\sum P}{bL} + \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L}$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum P}{bL} - \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L}$$

Donde:

$b = 1.00 \text{ m}$ Zapata corrida

$L =$ Ancho de la zapata

$=$ distancia de $(b - c) +$ distancia de $(c - d)$ distancia de $(a - b)$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum P}{bL} + \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L} = \frac{2.939040997}{(1.00)(0.7 + 0.7 + 0.7)} + \frac{6(2.939040997)(0)}{(1^2)(0.7 + 0.7 + 0.7)}$$

$$= 1.399543332 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum P}{bL} + \frac{6(\sum P)(e)}{b^2L} = \frac{2.939040997}{(1.00)(0.7 + 0.7 + 0.7)} - \frac{6(2.939040997)(0)}{(1^2)(0.7 + 0.7 + 0.7)}$$

$$= 1.399543332 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} = 0 \text{ Ton/m}^2$$

Como $\sigma_t > \sigma_{max}$ son correctas las dimensiones

Distribución de las presiones de contacto

$$\sigma_{f1} = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d) + \text{distancia de } (b - c))}{\text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d) + \text{distancia de } (a - b)} + \sigma_{min}$$

$$= \frac{(0)(0.7 + 0.7)}{0.7 + 0.7 + 0.7} + 1.399543332 = 1.399543332 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{f2} = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))}{\text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d) + \text{distancia de } (a - b)} + \sigma_{min}$$

$$= \frac{(0)(0.7)}{0.7 + 0.7 + 0.7} + 1.399543332 = 1.399543332 \text{ Ton/m}^2$$

Determinación de los elementos mecánicos

Cortante

$$V_1 = \sigma_{f1}(\text{distancia de } (a - b)) + \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{f1})(\text{distancia de } (a - b))}{2}$$

$$= (1.399543332)(0.7) + \frac{(1.399543332 - 1.399543332)(0.7)}{2}$$

$$= 0.979680332 \text{ Ton}$$

$$V_2 = \sigma_{min}(\text{distancia de } (c - d)) + \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))}{2}$$

$$= (1.399543332)(0.7) + \frac{(1.399543332 - 1.399543332)(0.7)}{2}$$

$$= 0.979680332 \text{ Ton}$$

Momento

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{(\sigma_{f1})(\text{distancia de } (a - b))^2}{2} + \frac{2(\sigma_{max} - \sigma_{f1})(\text{distancia de } (a - b))^2}{(2)(3)} \\
 &= \frac{(1.399543332)(0.7)^2}{2} + \frac{(1.399543332 - 1.399543332)(0.7)^2}{(2)(3)} \\
 &= 0.342888116 \text{ Ton} - m
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= \frac{(\sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))^2}{2} + \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))^2}{(2)(3)} \\
 &= \frac{(1.399543332)(0.7)^2}{2} + \frac{(1.399543332 - 1.399543332)(0.7)^2}{(2)(3)} \\
 &= 0.342888116 \text{ Ton} - m
 \end{aligned}$$

Revisión del cortante

Verificando el tramo c-d

$$V_T = 0.836139094 \text{ Ton}$$

Corte en la sección crítica

$$\begin{aligned}
 \sigma_d &= \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{altura del bloque } (3) - r)}{\text{distancia de } (c - d)} + \sigma_{min} \\
 &= \frac{(1.399543332 - 1.399543332)((0.2)(0.05))}{0.7} + 1.399543332 \\
 &= 1.399543332 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_d &= \sigma_{min}(\text{altura del bloque } (3) - r) + \frac{(\sigma_d - \sigma_{min})(\text{altura del bloque } (3) - r)}{2} \\
 &= (1.399543332)(0.2 - 0.05) \\
 &\quad + \frac{(1.399543332 - 1.399543332)(0.2 - 0.05)}{2} = 0.2099315 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$V_{du} = (u)(V_d) = (2)(0.2099315) = 0.419863 \text{ Ton}$$

Fuerza de corte que resiste el concreto

$$\phi V_c = v_c b d \phi = (7.5)(100)(0.2 - 0.05)(0.85) = 9.5625 \text{ Ton}$$

Como $\phi V_c > V_{du}$ el peralte es suficiente

Diseño por flexión

$$M = 0.342888116 \text{ Ton} - m = 34288.812 \text{ Kg/cm}$$

$$\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{(34288.812)(2)}{(0.9)(100)(20 - 5)^2} = 3.386549297$$

De la grafica de porcentaje de acero obtenemos ρ

Por lo tanto ρ se obtiene por medio de $\frac{Mu}{\phi bd^2}$

Como $\frac{Mu}{\phi bd^2} = 3.386549297$ es menor que 11.576 se tomara la cuantía de acero mínima
 $\rho = 0.0033$

Por lo tanto podemos calcular el área de acero

$$A_s = \rho bd = (0.0033)(100)(20 - 5) = 4.95 \text{ cm}^2$$

Separación del refuerzo

Tomando en cuenta varillas de $1/2" = 1.27 \text{ cm} = A_v$

$$S = \frac{(A_v)(b)}{A_s} = \frac{(1.27)(100)}{4.95} = 25.656565 \text{ cm}$$

Tomar 1 varilla de $\phi = 1/2"$ a cada 25.6 cm

Acero por temperatura

La cuantía de acero por temperatura se considera $\rho = 0.002$

Área de acero

$$A_s = \rho bd = (0.002)(100)(20 - 5) = 3 \text{ cm}^2$$

Separación del refuerzo

Tomando en cuenta varillas de $3/8" = 0.9525 \text{ cm} = A_v$

$$S = \frac{(A_v)(b)}{A_s} = \frac{(0.9525)(100)}{3} = 31.75 \text{ cm}$$

Tomar 1 varilla de $\phi = 3/8"$ a cada 31.7 cm

En la tabla 5.4 se muestran las dimensiones de las zapatas

Tabla 5.4 Dimensiones y acero de las zapatas.

Eje	2	4''	5	6	B''	D	D	E	G''	F''	2
Tramo	B''-D	D-G''	B''-D	B''-G''	2-5	2-5	5-6	4''-6	4''-6	2-4''	D-F''
Largo (m)	4.075	8.075	4.075	12.15	5.5	5.5	3.5	5.075	5.075	3.825	4.075
Profundidad H_t (m) =	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Carga W_{zapata} (carga) (Ton/m) =	0.96	1.18	1.14	1.52	0.96	1.35	1.31	1.33	1.06	0.52	0.96
Recubrimiento (r)(cm) =	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Distancia de(a - b) (m) =	-	0.7	0.7	-	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	-
Distancia de(b - c) (m) =	0.7	0.7	0.7	0.85	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
distancia de(c - d) (m) =	0.7	0.7	0.7	0.85	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
altura de bloque (3) =	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
altura de bloque (1) =	-	0.2	0.2	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	-
altura de bloque (2) =	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Área de acero (A_s)(cm²)=	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
Área de acero por temperatura (A_s)(cm²)=	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Ancho	1.4	2.1	2.1	1.7	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	1.4

Obtenido el diseño se puede calcular la presión que ejerce la construcción hacia el suelo a fin de verificar la capacidad de carga como se muestra en la tabla 5.5

Tabla 5.5 Datos para la presión que ejerce la construcción hacia el suelo.

Eje	Tramo	Longitud (m)	Peso por cada metro (Kg/m)	Peso que carga la zapata por losa (Kg/m)	Peso que carga la zapata total (Kg/m)	Peso que carga la zapata total (Ton/m)	Peso total (Ton)	Peso de la zapata (Ton)	Peso total mas zapata (Ton)	Área de la zapata (m ²)	Presión (Ton/m ²)
2	B"-D	4.075	540.00	420.82	960.82	0.96	3915.34	4.11	8.02	5.71	1.41
4"	D-G"	8.075	197.69	991.35	1189.04	1.19	9601.51	10.85	20.45	16.96	1.21
5	B"-D	4.075	308.10	833.26	1141.35	1.14	4651.02	5.48	10.13	8.56	1.18
6	B"-G"	12.15	540.00	983.53	1523.53	1.52	18510.91	14.87	33.38	20.66	1.62
B"	2-5	5.5	433.90	529.85	963.75	0.96	5300.62	7.39	12.69	11.55	1.10
D	2-5	5.5	424.02	935.18	1359.20	1.36	7475.60	7.39	14.87	11.55	1.29
D	5-6	3.5	540.00	774.52	1314.52	1.31	4600.80	4.70	9.30	7.35	1.27
E	4"-6	5.075	400.34	937.16	1337.51	1.34	6787.85	6.82	13.61	10.66	1.28
G"	4"-6	5.075	540.00	524.09	1064.09	1.06	5400.25	3.84	9.24	10.66	0.87
F"	2-4"	3.925	121.67	405.33	527.00	0.53	2068.48	5.28	7.34	8.24	0.89
2	D-F"	4.075	540.00	420.25	960.25	0.96	3913.03	4.11	8.02	5.71	1.41

El peso total se calcula de la siguiente forma:

$$W_{total (carga)} = (W_{zapata (carga)})(L_z)$$

$$W_{total (carga)} = \text{Peso total (Kg)}$$

$$w_{(zapata)} = V_{zapata} \cdot 2.4$$

$$V_{zapata} = \left((distancia\ de\ (b - c)) + (distancia(c - d)) \right) (altura\ del\ bloque\ (3)) + \left((distancia\ de\ (b - c)) (altura\ del\ bloque\ (2)) \right) = \text{Caso zapata de colindancia}$$

$$V_{zapata} = \left((distancia\ de\ (a - b)) + (distancia\ de\ (b - c)) + (distancia(c - d)) \right) (altura\ del\ bloque\ (3)) + \left((distancia\ de\ (b - c)) (altura\ del\ bloque\ (2)) \right) = \text{Caso zapata central}$$

$$W_{(total+zapata)} = W_{total\ (carga)} + W_{(zapata)}$$

$W_{(total+zapata)}$ = Peso soportara el suelo por parte de la construcción

$$Area_{(zapata)} = L_z \left((distancia\ de\ (b - c)) + (distancia(c - d)) \right) = \text{Caso de zapata colindante}$$

$$Area_{(zapata)} = L_z \left((distancia\ de\ (a - b)) + (distancia\ de\ (b - c)) + (distancia(c - d)) \right) = \text{Caso de zapata central}$$

Por lo tanto con los datos anteriores se puede calcular la presión de la siguiente forma

$$P = \frac{W_{(total+zapata)}}{Area_{(zapata)}}$$

La presión total se obtiene de la siguiente forma

$$\left(\sum_{i=1}^n P_i \right) = P_t$$

i =Contador

n =Numero de zapatas

P_i =Presion para la zapata i

P_t =Presion total

$$P_t = 1.25 \text{ (Ton/m}^2\text{)}$$

La presión que ejerce la construcción es grande por lo tanto es necesario revisar si esta presión no excede el esfuerzo del suelo

$$\sigma_{suelo} = 13.9142097 \text{ (Ton/m}^2\text{)}$$

El esfuerzo de suelo se obtuvo por medio de la prueba de compresión simple

Realizando la comparación entre el esfuerzo del suelo y la presión que ejerce la construcción se puede observar que la presión que ejerce la construcción es menor que el esfuerzo del suelo por lo tanto no habrá asentamiento

Ya revisado el problema de asentamiento es necesario analizar la presión de expansión del suelo

$$\text{Caso 3 } \sigma_v = 0.643475615 \text{ Ton/m}^2 \text{ y Caso 4 } \sigma_v = 0.65253913 \text{ Ton/m}^2$$

Se puede observar que con todo el análisis anterior la presión de expansión que ejerce el suelo no se puede comparar con la presión que ejerce la construcción por lo tanto la presión de expansión quedara abatida, la presión de expansión es un valor muy bajo debido a que el suelo se encontraba con un grado de saturación de: $Gw=67\%$

5.3.2 Suelo de “Jurica”.

De la misma forma obtendremos la presión de expansión para el suelo de Jurica

Para poder obtener la expansión y el diseño de la cimentación de igual forma como en el suelo de Santa Fe es necesario obtener pruebas de consolidación y succión

5.3.2.1 Determinación de la profundidad de la zona activa.

Para el suelo de “Jurica” el perfil de zona activa fue determinado con anterioridad (Pérez Rea, 1993).

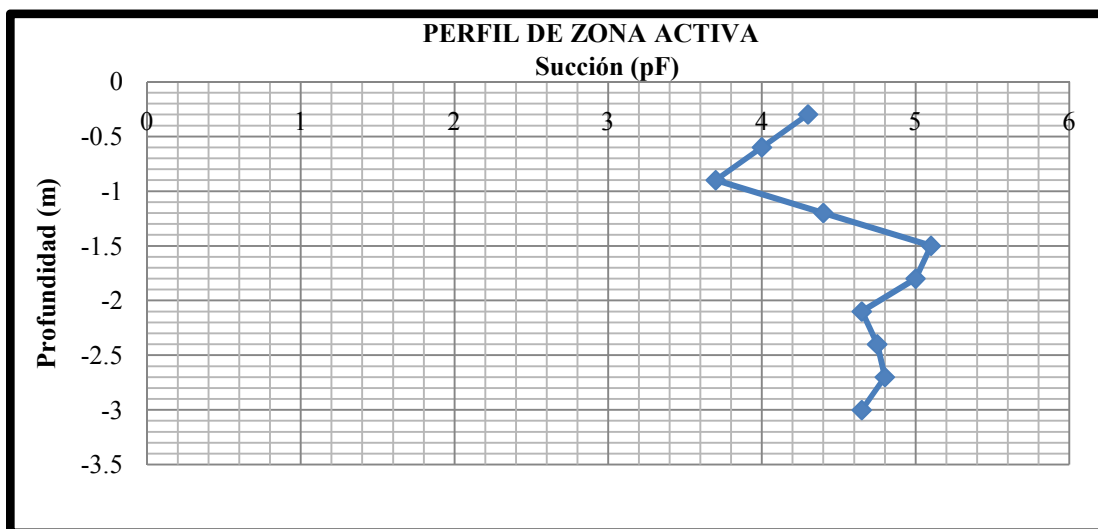


Figura 5.21 Grafica de la zona activa del suelo de “Jurica”, (Pérez Rea, 1993).

5.3.2.2 Consolidación.

A continuación se muestra la grafica de consolidación (ANEXO II, I.IV CÁLCULOS Y DATOS DEL ENSAYE DE COMPRESIBILIDAD SUELO DE “JURICA”)

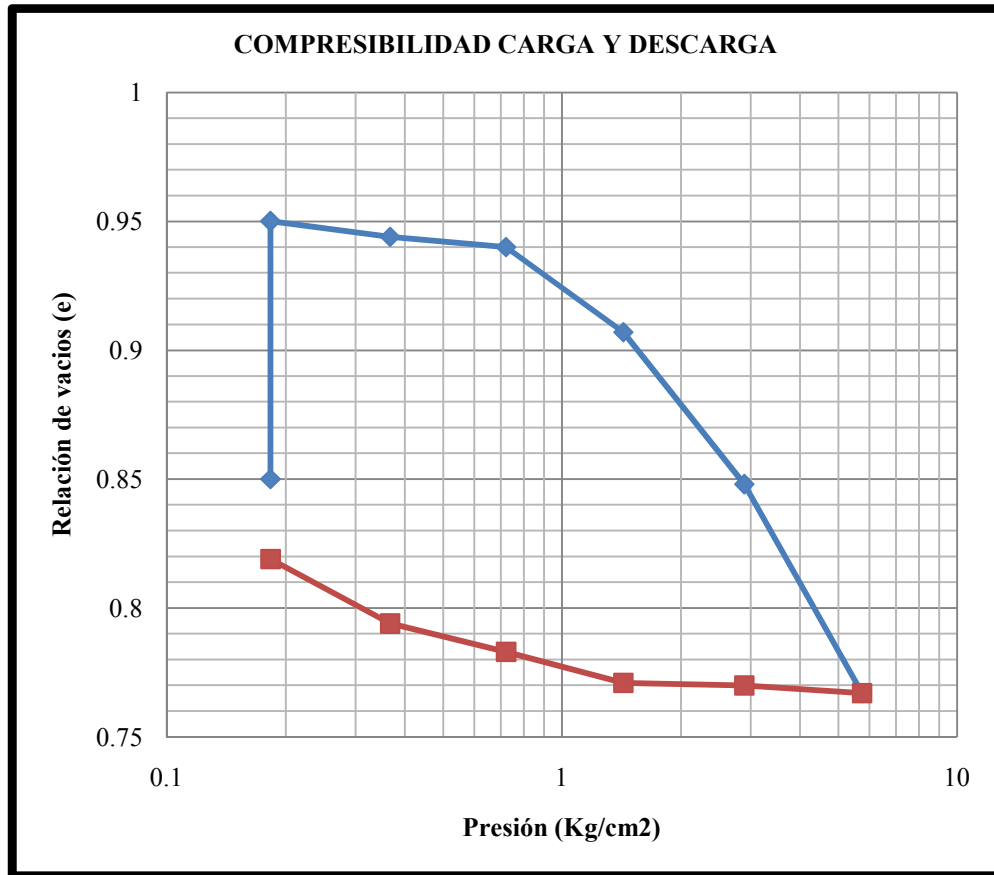


Figura 5.22 Grafica de consolidación carga y descarga “Jurica”.

Partimos del experimento de que la relación de vacíos estará restringida por medio de la grafica de relación de vacíos que se construirá con los datos de consolidación:

Se calcularon 3 contenidos de agua principales durante toda la prueba de consolidación que son las siguientes:

Contenido de agua terminada la prueba (muestra totalmente seca), contenido de agua natural (carga de sitio), contenido de agua cuando está saturada la muestra (hidratado) (ANEXO II, II.XV CÁLCULOS PARA LA ECUACIÓN HIPOTÉTICA DE LA RELACIÓN DE VACIOS “JURICA”)

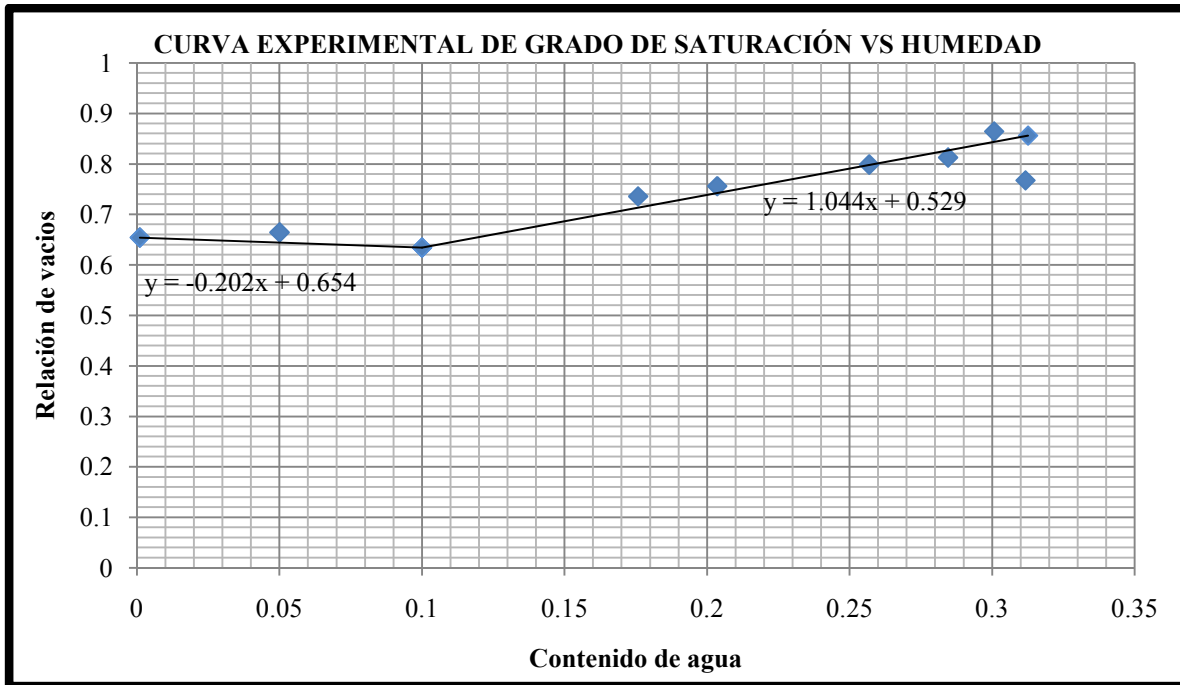


Figura 5.23 Grafica experimental del contenido de agua vs relación de vacíos (ANEXO II, II.XVI ECUACIÓN PARA LA RELACIÓN DE VACIOS PARA CUALQUIER HUMEDAD “JURICA”).

5.3.2.3 Expansión por medio de Lytton, Mualem y Fredlund.

Con las graficas anteriores podemos obtener el contenido de agua volumétrico y así poder tener la curva característica con la figura 5.23

La siguiente grafica muestra el resultado del modelo propuesto por Fredlund and Xing (1994) con los la grafica y datos anteriores podemos aplicar las ecuaciones 2.17 y 2.21. Como se observo en los datos anteriores (suelo Santa Fe) el ajuste con la ecuación 2.17 no fue un buen ajuste por lo tanto en este suelo no se aplicara dicho ajuste (Fredlund y Xing, 1994).

El resultado de la ecuación 2.21 se muestra en el ANEXO II, II.XVII DATOS Y CÁLCULOS PARA EL MODELO PROPUESTO POR FREDLUND Y XING ECUACIÓN 2.21 CURVA DE HIDRATADO “JURICA” dicha ecuación presenta una pequeña diferencia con respecto a la ecuación 2.17 esta diferencia es que el contenido de agua volumétrico residual es incrementado en la ecuación 2.21 (Fredlund y Xing, 1994). A hora se obtiene la siguiente grafica

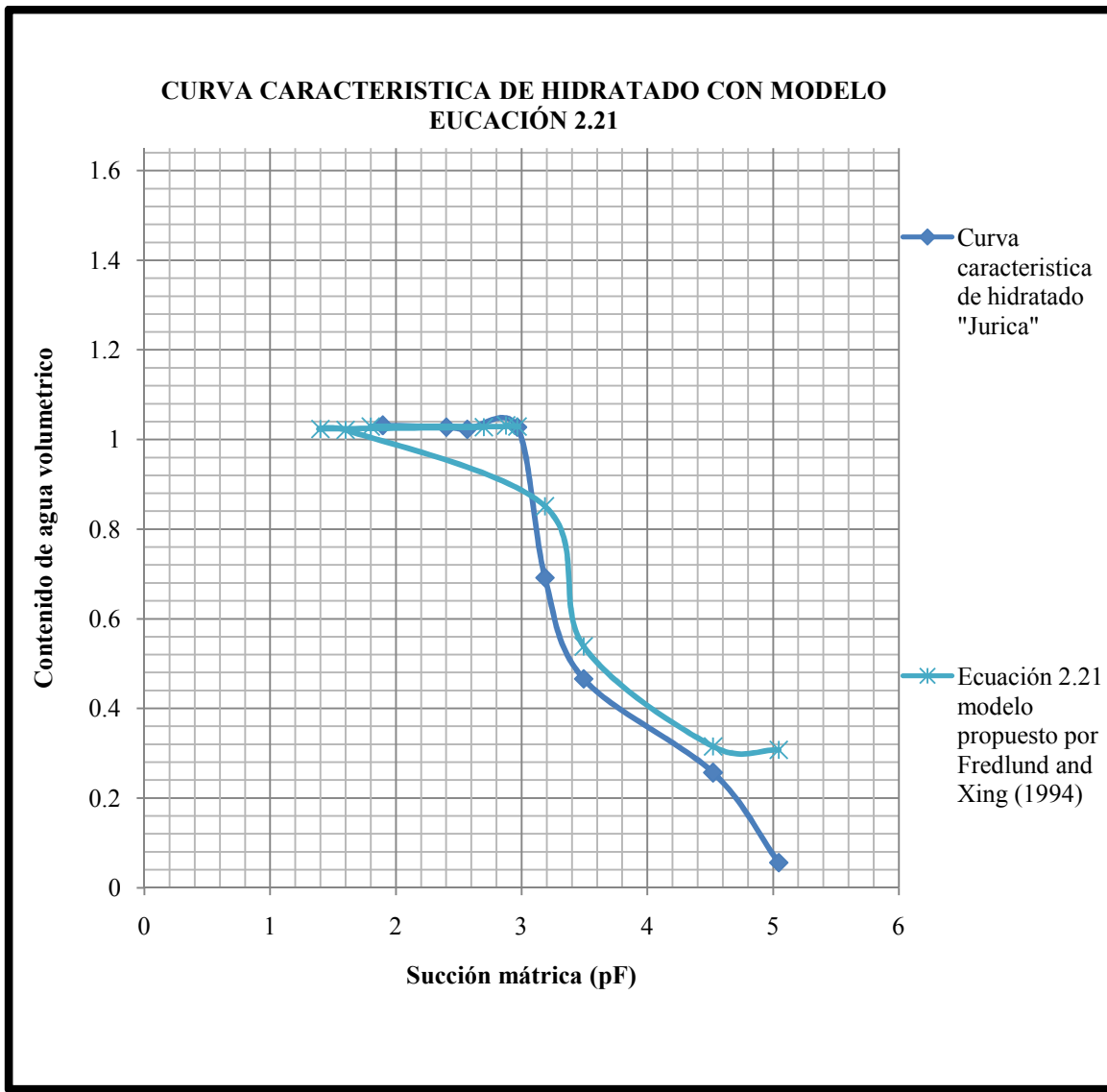


Figura 5.24 Gráfica comportamiento del modelo de la ecuación con respecto a los datos anteriores (curva de hidratación).

De igual forma obtenemos el resultado para la curva de secado (ANEXO II, II.XVIII DATOS Y CÁLCULOS PARA EL MODELO PROPUESTO POR FREDLUND Y XING ECUACIÓN 2.21 CURVA DE SECADO “JURICA”)

A continuación se muestra la gráfica con el resultado de la ecuación 2.21 propuesta por Fredlund and Xing (1994).

A hora con estos datos se obtiene la siguiente gráfica

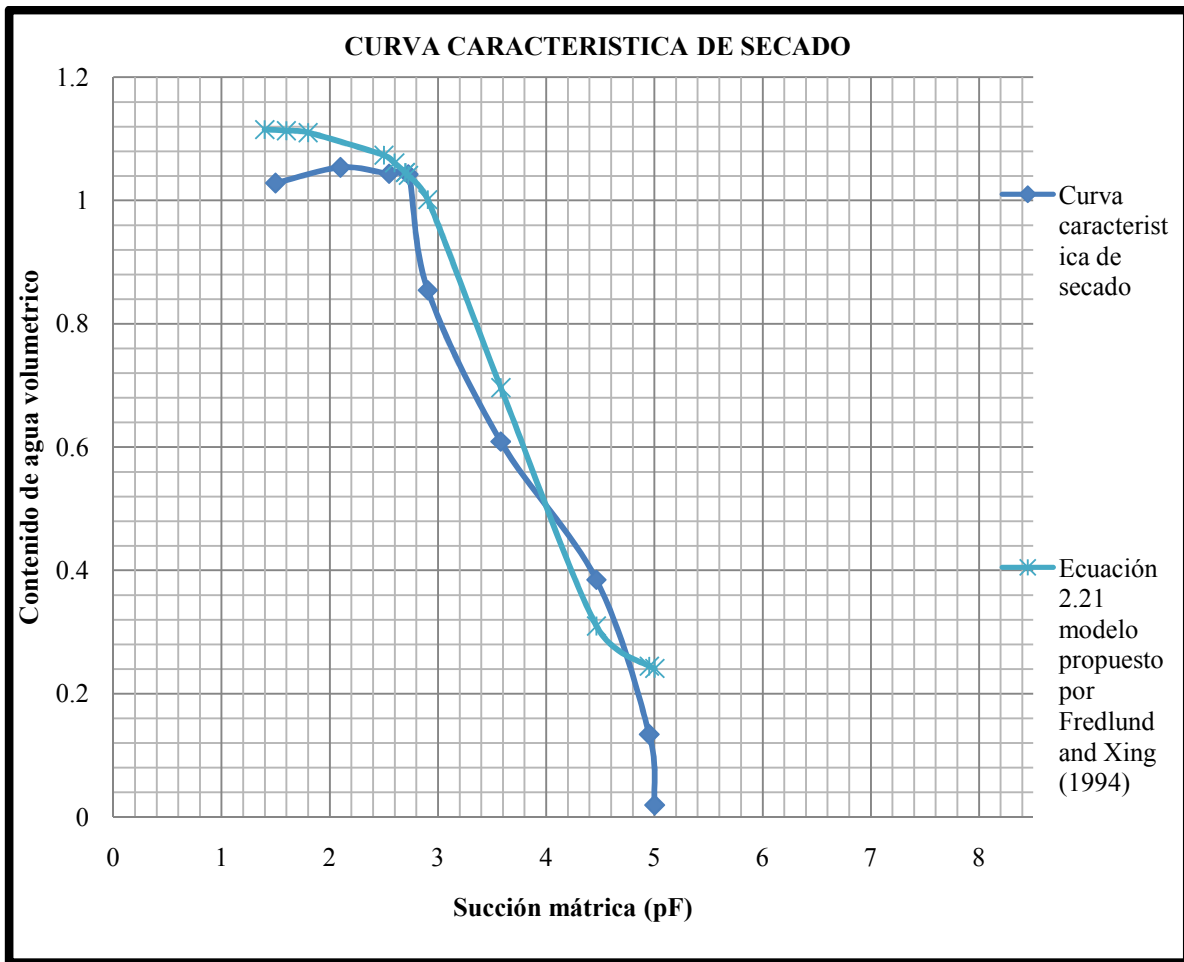


Figura 5.25 Grafica comportamiento del modelo de la ecuación 2.21 propuesta por Fredlund and Xing (1994) con respecto a los datos anteriores (curva de secado).

Con los datos y graficas anteriores podemos calcular los datos de conductividad hidráulica y construir su respectiva grafica.

Con los modelos anteriores se crea la grafica de conductividad hidráulica con las formulas 2.30, 2.31 y 2.32, (Fredlund, Xing, Y Huang, 1993). (ANEXO II, II.XIX DATOS Y CÁLCULOS PARA LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA “JURICA”)

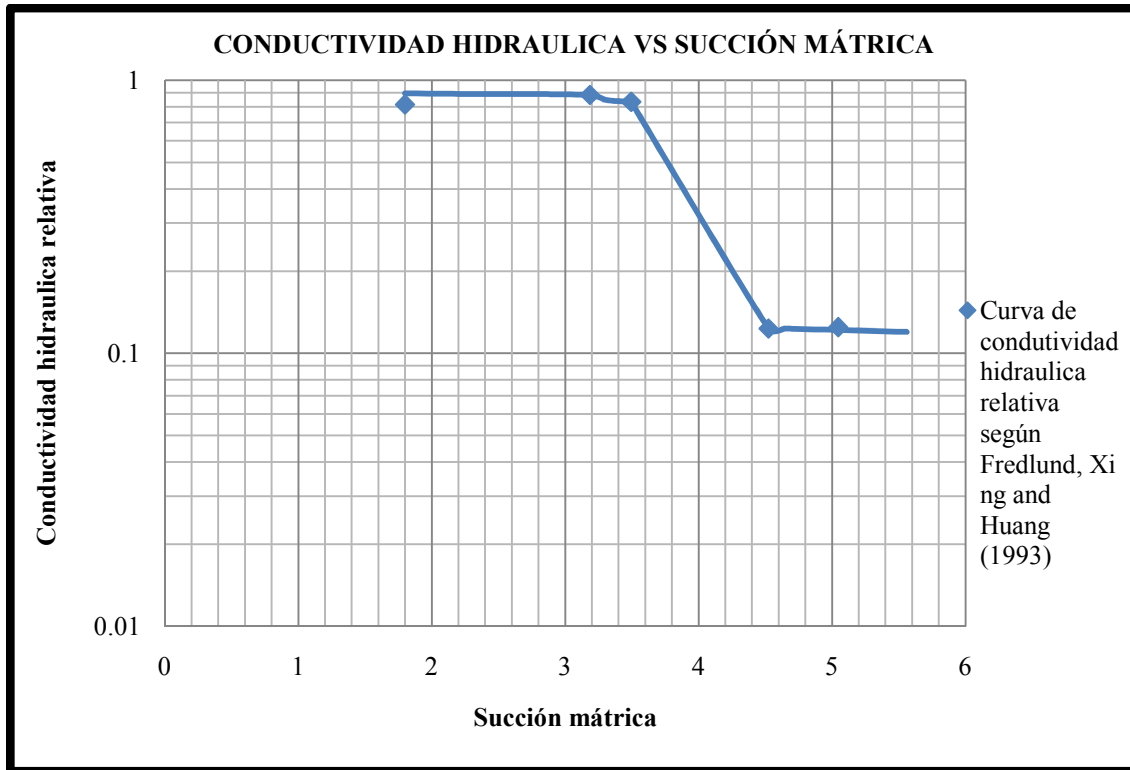


Figura 5.26 Grafica conductividad hidráulica contra succión matrica según Fredlund, Xing and Huang (1993).

Con la grafica anterior es posible obtener la conductividad hidráulica saturada y residual con las respectivas humedades.

Por lo tanto

$$\theta_r = \text{Contenido de agua volumétrico residual} = 0.307418625$$

$$\theta_s = \text{Contenido de agua volumétrico saturada} = 1.031246756$$

$$k_r = 0.194334699$$

$$k_s = 0.97268723$$

Con los datos anteriores y la conductividad hidráulica saturada y residual obtenemos de coeficiente de difusión propuesta por Mualem, 1976

El coeficiente de difusión esta dado con la ecuación 2.41 (Van genuchten, 1980)

Donde:

$$k_s = \text{Conductividad hidráulica saturada} = 0.97268723$$

$\alpha = \frac{1}{h_i} \left(\theta \left(-\frac{1}{m} \right) - 1 \right)^{\frac{1}{n}}$ Parámetro que depende del punto de inflexión de la curva característica (hidratado o secado) en este caso es hidratado. $\alpha = \frac{1}{1532.71323} \left(0.530684938 \left(-\frac{1}{0.395142931} \right) - 1 \right)^{\frac{1}{1.65328315}} = 0.001502198$

h_i = Succion que corresponde al punto de inflexión de la curva característica (hidratado o secado) en este caso es hidratado. = 3.185460906 pF = 1532.71323 kPa

$\theta = \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ Contenido normalizado de agua para el caso del punto de inflexión $\theta = 0.530684938$

θ_i = Contenido de agua volumétrico para el punto de inflexión = 0.691543312

$\theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ Contenido normalizado de agua para el caso del coeficiente de difusión (este dato estará cambiando para cada humedad volumétrica).

θ_s = Contenido de agua volumétrico saturada = 1.031246756

θ_r = Contenido de agua volumétrico residual = 0.307418625

$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72s\psi_i$ = Controla la pendiente de la curva característica = 1.65328315

En el caso de m Mualem nos menciona que m debe de estar en función de n por lo que esta variable cambiara de la siguiente forma:

$$m = 1 - \frac{1}{n} = 1 - \frac{1}{1.65328315} = 0.395142931$$

A hora sustituyendo todo en la ecuación 2.41 de coeficiente de difusión obtenemos las siguientes graficas (ANEXO II, II.XX DATOS Y CÁLCULOS PARA EL COEFICIENTE DE DIFUSIÓN “JURICA”)

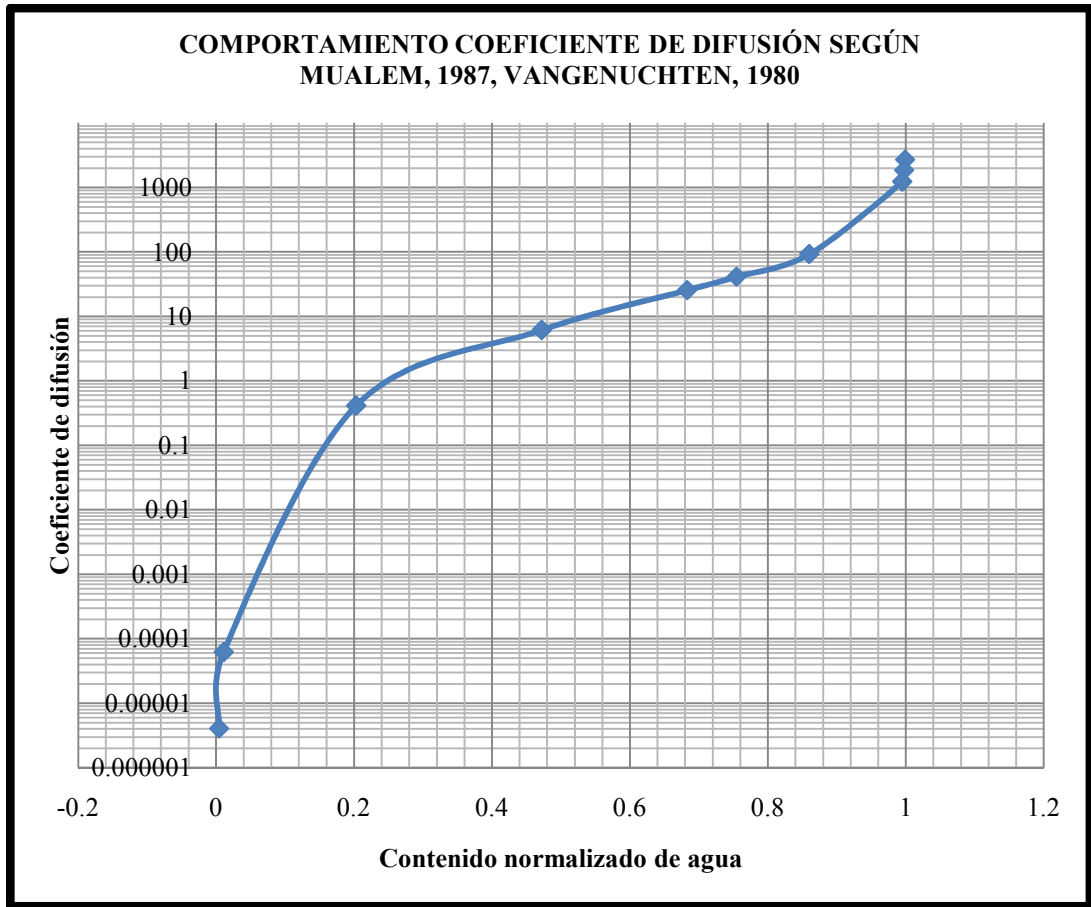


Figura 5.27 Grafica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido normalizado de agua.

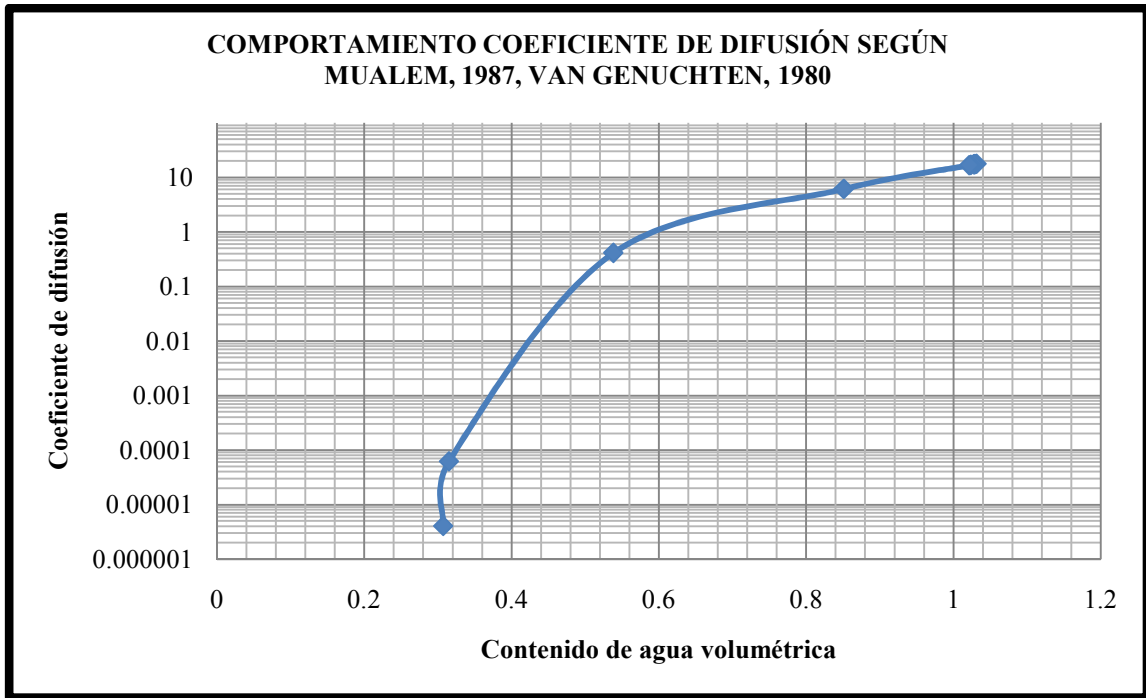


Figura 5.28 Grafica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido de agua volumétrico.

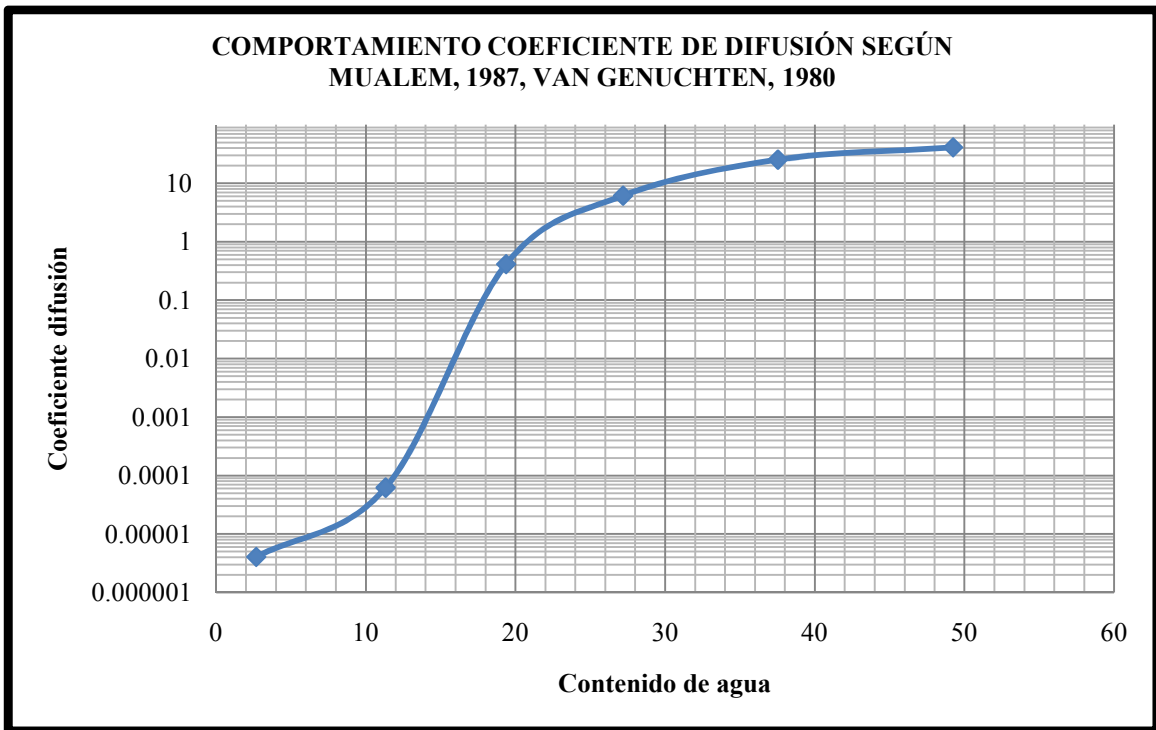


Figura 5.29 Grafica comportamiento del coeficiente de difusión contra contenido de agua.

Las graficas 5.27, 5.28, 5.29 son importantes puesto que con esos datos será posible poder obtener la expansión de la siguiente forma.

Con los datos anteriores se obtiene el coeficiente de difusión para el contenido de agua deseado. En este caso el coeficiente de difusión importante es:

$$D(\theta) = 13.56343409$$

Posteriormente según Mitchell, 1980, aplicando la ecuación 3.10 y despejando γ_h (ANEXO II, II.XXI DATOS Y CÁLCULOS PARA LA EXPANSIÓN SEGÚN LYTTON "JURICA")

Por lo tanto con la ecuación 3.15 obtenemos el resultado siguiente

$$\sigma_v = 57.67923437 \text{ Ton}/m^2$$

5.3.2.4 Cálculo del momento para diseño de las cimentaciones sobre arcillas expansivas.

Con la presión de expansión obtenida anteriormente es posible calcular la cimentación adecuada

Según Hugo Castañeda Alvarez, Jiménez, (1980), para realizar el diseño de la cimentación sobre un suelo expansivo es necesario conocer el momento que actuará sobre la cimentación el cual se calcula de la siguiente forma:

Es necesario realizar tres hipótesis para poder calcular el momento

(Las hipótesis son para todas la cimentaciones del edificio)

La primera consiste en suponer que la presión es la de rotura del suelo, en consecuencia se aplica el método de la carga límite. Este da el momento más grande y deja sin duda del lado de seguridad. La segunda, se supone que en el área "a" actua la presión de expansión "u". Este deja también del lado de la seguridad (Jiménez, 1980). Según este método.

$$Q = (a)(B)(u)$$

Despejado "a"

$$a = \frac{Q}{(B)(u)}$$

$$u = \text{Presion de expansión} = 5.767923 \text{ Kg}/cm^2$$

B =Ancho de la cimentación $0.4 m$

Q =Carga del edificio= $3915.34 Kg$

$$a = \frac{3915.34}{(0.40)(5.767923)} = 1697.031695 \text{ cm}$$

Por lo tanto podemos obtener el momento de alivio con la ecuación 3.24

Por lo tanto

$$M_c = \frac{(3915.34)(1697.031695)}{8} = 830556.9 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Carga por centímetro que transmite el edificio

$$w = 9.608195227 \text{ Kg/cm}$$

Longitud

$$L = 407.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento inicial es:

$$M_0 = \frac{(w)(L^2)}{8} = \frac{(9.608195227)(407.5^2)}{8} = 199437.6086 \text{ Kg} - \text{cm}$$

El momento que se aplica a la cimentación por parte del edificio y del suelo se obtiene con la ecuación 3.18

$$M = M_c - M_0 = 830556.9 - 199437.6086 = 631119.2914 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M = 631119.401 \text{ Kg} - \text{cm}$$

5.3.2.5 Diseño de las cimentaciones sobre arcillas expansivas “Jurica”.

Con el momento obtenido se puede realizar el diseño de la cimentación según Cuevas y Villegas, (2005).

Calculo del área de acero

Determinación del refuerzo mediante formula (ecuación 3.25).

Peralte mínimo (ecuación 3.26)

Donde

$M_u = \text{Momento último} = 631119.2914 \text{ Kg} - \text{cm}$

$\phi = 0.9$

$b = \text{Ancho} = 40 \text{ cm}$

$d = \text{Peralte efectivo} = 26 \text{ cm}$

$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Por lo tanto

$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'c} = \frac{631119.2914}{(0.9)(40)(26^2)(200)} = 0.1296678$$

$$0.1296678 = \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$\omega_1 = 0.141477$$

$$\omega_2 = 1.553438$$

Como se explico en el capítulo III en la ecuación 3.25 se obtienen dos raíces para la variable ω de las cuales se seleccionará la de menor valor

$$\omega_1 = 0.141477 = \omega$$

Posteriormente se obtiene ρ con la ecuación 3.27

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} = 0.141477 \frac{200}{4000} = 0.00707385$$

Limitaciones del refuerzo (ecuación 3.28 para acero mínimo, 3.29 para acero máximo y 3.30 para acero balanceado)

$$\rho_b = \frac{(0.85)0.85(200)}{4000} \frac{6000}{6000 + 4000} = 0.021675$$

$$\rho_{max} = 0.7(0.021675) = 0.0151725$$

Por lo tanto como $\rho = 0.00707385 > \rho_{min} = 0.003$ ocuparemos ρ ya que así lo marca el reglamento

$$A_s = \rho b d = (0.0070738)(40)(26) = 7.356804 \text{ cm}^2$$

Segundo procedimiento

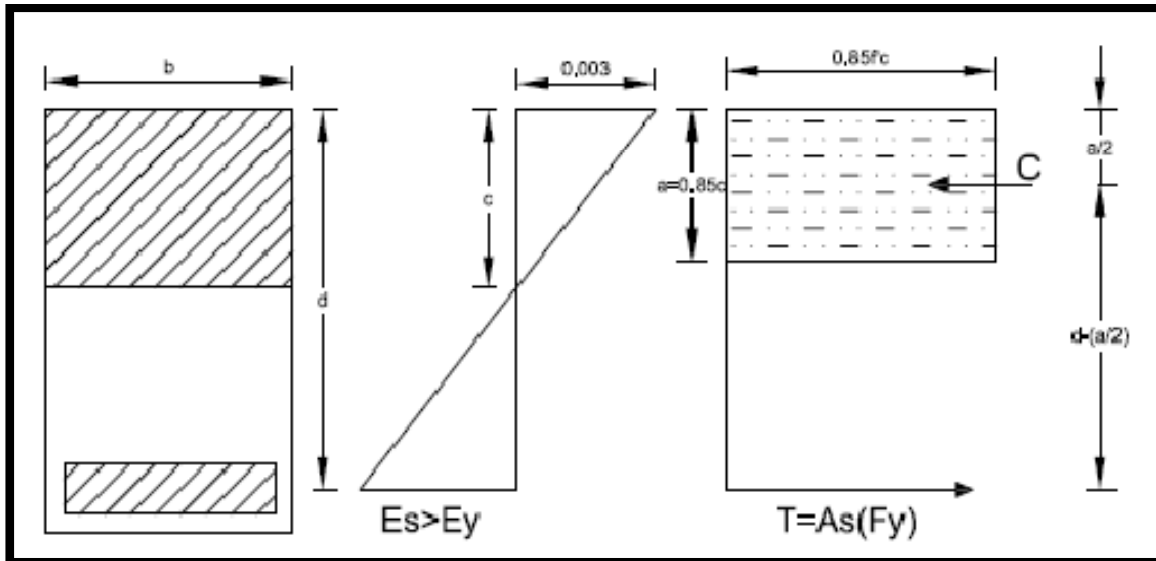


Figura 5.30 Determinación del refuerzo por taneos.

Como este método como es por tanteos se cambiar "a" a en cada tanteo para poder obtener A_s aplicando las ecuaciones 3.31, 3.32, 3.33, 3.34, 3.35.

Primer tanteo proponiendo "a" de 6 cm.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{631119.2914}{(0.9)(4000) \left((26) - \left(\frac{6}{2} \right) \right)} = 7.622213 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)(b)} = \frac{(7.622213)(4000)}{(0.85)(200)(40)} = 4.48365 \text{ cm}$$

El valor propuesto de "a" no es cercano al valor de "a" que arroja la formula por lo tanto será necesario realizar un segundo tanteo.

Segundo tanteo proponiendo "a" de 4.7 cm.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{631119.2914}{(0.9)(4000) \left((26) - \left(\frac{4.7}{2} \right) \right)} = 7.4127236 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)(b)} = \frac{(7.4127236)(4000)}{(0.85)(200)(40)} = 4.3604 \text{ cm}$$

El valor propuesto de "a" no es cercano al valor de "a" que arroja la formula por lo tanto será necesario realizar un segundo tanteo.

Tercer tanteo proponiendo "a" de 4.1 cm.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{631119.2914}{(0.9)(4000) \left(26 - \left(\frac{4.1}{2}\right)\right)} = 7.31987 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'c)(b)} = \frac{(7.31987)(4000)}{(0.85)(200)(40)} = 4.305805882 \text{ cm}$$

Como se observa el valor de "a" es cercano al valor propuesto, por lo tanto el area de acero por fórmula es la correcta según el reglamento del (ACI 3 18-02) y el procedimiento anterior. Por lo tanto el área de acero requerida es de:

$$A_s = 7.3058 \text{ cm}^2$$

Tercer procedimiento

Cálculo del acero mediante gráficas. Usando el resultado que arroja la ecuación 3.25 procedemos a la figura 3.8

$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'c} = \frac{631119.2914}{(0.9)(40)(26^2)(200)} = 0.1296678$$

De la figura 3.8 se puede obtener omega

$$\omega = 0.141477$$

Por lo tanto

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} = 0.141477 \frac{200}{4000} = 0.00707$$

Con el dato anterior se puede obtener al área de acero

$$A_s = \rho b d = (0.00707)(40)(26) = 7.356804 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero requerida es

$$A_s = 7.356804 \text{ cm}^2$$

Revisión

Deformación unitaria del acero a tensión

Del método de tanteos

"a" A la falla = 4.305 cm.

$$c = \frac{a}{0.85} = 5.0647 \text{ cm}$$

Por triángulos semejantes

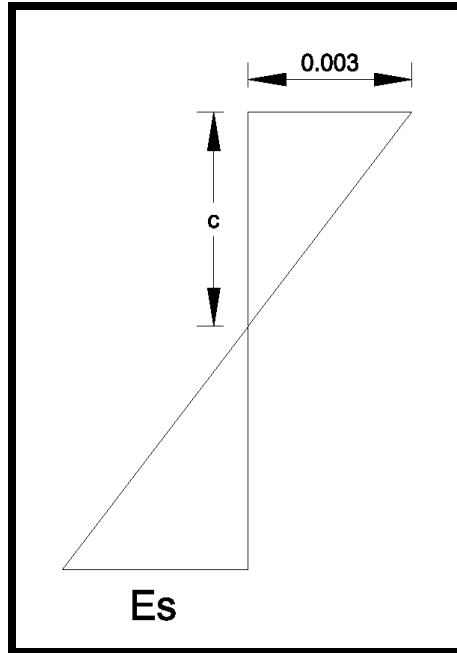


Figura 5.31 Figura relación de triángulos semejantes.

$$\varepsilon_s = \frac{(d - c)0.003}{c} = \frac{(26 - 5.0647)(0.003)}{1.522941176} = 0.04 > 0.004$$

Proponiendo estribos del No. 3

Diámetro de la varilla del numero 3 = 0.9525 cm

Proponiendo varillas del numero 4

Área de la varilla del numero= 1.266768434 cm²

Numero de varillas= 6

Diámetro de la varilla del numero 4= 1.27 cm

Área de acero de todas la varillas del numero 4= 7.6002 cm²

Centro del acero desde el paño del concreto= 10.635 cm

Peralte $d = 24.365 \text{ cm}$

$$\rho = 0.008$$

$$(\rho_{min} = 0.003) < (\rho = 0.008) < (\rho_{max} = 0.0151725)$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c} = (0.008) \frac{4000}{200} = 0.16$$

De la figura 3.8

$$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'c} = 0.15$$

Por lo tanto

$$M_u = 0.15(\phi b d^2 f'c) = (0.15)(0.9)(40)(24.365^2)(200) = 641145.483 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Por lo tanto

$$M = 631119.2914 \text{ kg} - \text{cm} < M_u = 641145.483 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como se observa en el resultado anterior el momento que resiste la cimentación es mucho mayor que el momento que aplica el suelo por lo tanto la cimentación es adecuada para el suelo de "Jurica" a continuación se muestra la tabla 5.6 de las cimentaciones en la cual se resumen los cálculos de la cimentación de la construcción.

Tabla 5.6 Diseño de la cimentaciones.

Eje	Tramo	Q (Kg)	w (Kg/cm)	L (m)	B, b (cm)	u (Kg/cm ²)	M (Kg - cm)	r (cm)	A _s (cm ²)	Estribos						Refuerzo				
										No.	D (cm)	No.	No. va.	A _s v.p. (cm ²)	C.A _s v.p. (cm)	H - C.A _s v.p. (cm)	ρ	ω	$\frac{M_u}{\phi b d^2 f'c}$	M _u (Kg - cm)
2	B"-D	3915.3	9.6	4.08	40.0	57.68	631119.291	6.00	7.3	3	1.0	4	10	7.6	10.64	21.36	0.00707	0.14	0.15	641145.483
4"	D-G"	9601.5	11.8	8.08	40.0	57.68	221458.25	6.00	1.5	3	1.0	4	5	12.66	12.42	44.58	0.00693	0.139	0.14	2281967.25
5	B"-D	4651.0	11.4	4.08	40.0	57.68	700982.12	6.00	7.3	3	1.0	5	8	7.92	10.79	21.21	0.0084	0.168	0.17	717415.898
6	F"-G"	8524.3	12.2	5.08	40.0	57.68	1002356.23	6.00	7.7	3	1.0	4	8	10.14	10.64	32	0.00819	0.164	0.165	1216512
B"	2-5	5300.6	9.6	5.50	40.0	57.68	1102543.52	6.00	8.0	3	1.0	4	8	10.14	10.64	30.36	0.00777	0.155	0.16	1282817.55
D	2-5	7475.6	13.5	5.50	40.0	57.68	1015478.71	6.00	7.7	3	1.0	4	8	10.14	10.64	30.36	0.00798	0.160	0.155	1242729.5
D	5-6	4600.8	13.1	3.50	40.0	57.68	401256.015	6.00	4.9	3	1.0	4	6	6.6	10.48	17.52	0.00714	0.143	0.14	424438.963
E	4"-6	6787.8	13.3	5.08	40.0	57.68	824567.456	6.00	6.9	3	1.0	5	4	7.92	10.79	27.21	0.00672	0.134	0.13	854234.878
G"	4"-6	5400.2	10.6	5.08	40.0	57.68	860145.052	6.00	7.3	3	1.0	5	6	7.92	10.79	27.21	0.00693	0.139	0.135	887090.065
F"	2-4"	2068.4	5.2	3.93	40.0	57.68	601245.147	6.00	6.5	3	1.0	4	6	7.6	10.64	20.36	0.0084	0.168	0.16	629172.749
2	D-F"	3913.0	9.6	4.08	40.0	57.68	612845.012	6.00	7.3	3	1.0	4	8	7.6	10.64	21.36	0.00798	0.160	0.15	641408.652
B"	5-6	1265.0	3.6	3.50	40.0	57.68	400584.45	6.00	4.9	3	1.0	4	6	6.6	10.48	17.52	0.00735	0.147	0.14	424438.963
6	B"-D	5623.1	12.1	4.08	40	57.68	901485.124	6.0	7.4	3	1.0	4	8	10.14	10.64	31.2	0.00714	0.143	0.13	911139.84
6	D-E	4013.1	12.9	2.5	40	57.68	812454.11	6.0	6.9	3	1.0	4	6	6.6	10.48	30.1	0.00672	0.134	0.13	848025.36

Nota: los significados de cada columna se presentan en la siguiente página. El plano de los resultados se presentan en la siguiente página

Donde:

Q =Carga del edificio (Kg)

L =Longitud de la cimentación (m)

B, b =Ancho de la cimentación (m)

u =Presion de expansión (Kg/cm^2)

M =Momento producido por la cimentación y la presión de expansión ($Kg - cm$)

r =Recubrimiento del acero por el concreto (cm)

A_s =Area de acero calculada (cm^2)

$No.$ =Numero de la varilla para refuerzo o estribo.

D =Diametro (cm)

$No. va.$ =Numero de varillas de refuerzo

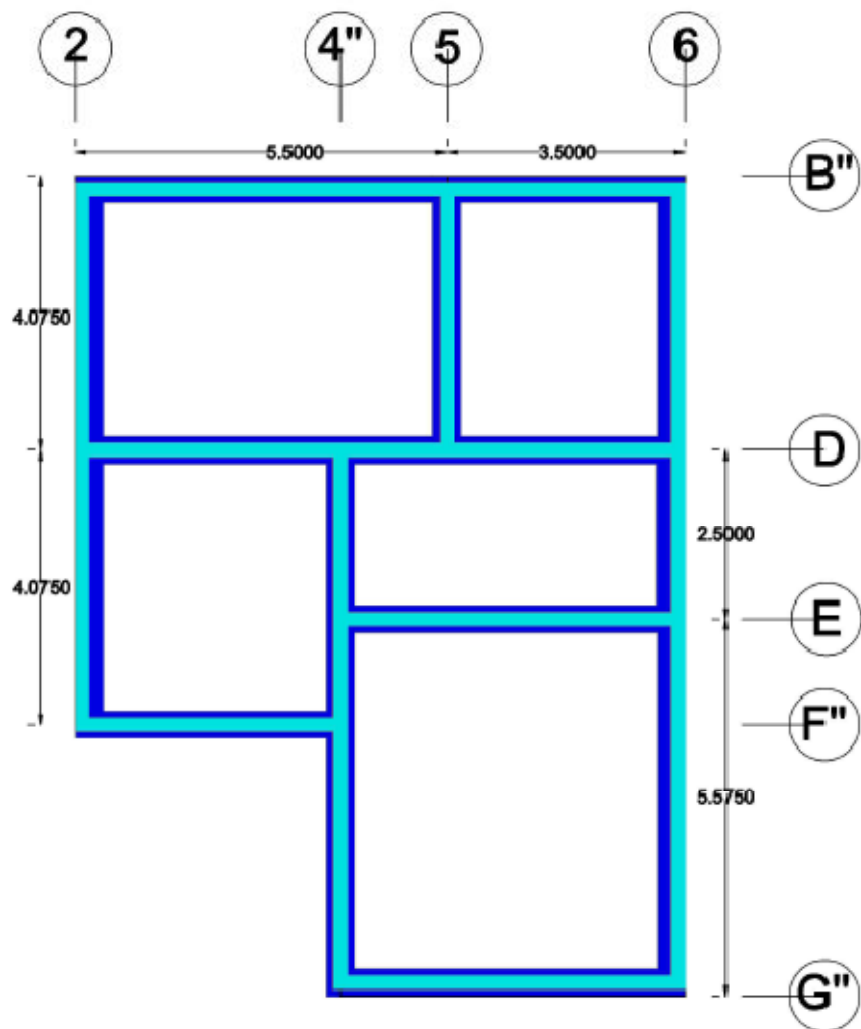
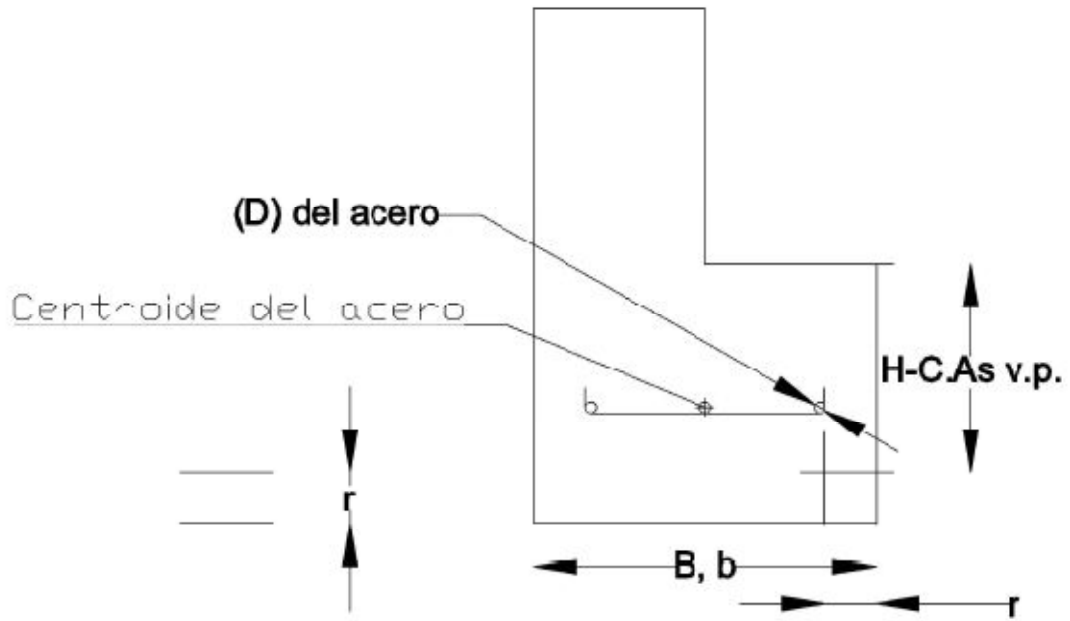
$A_s v. p.$ =Area de acero de varillas propuestas (cm^2)

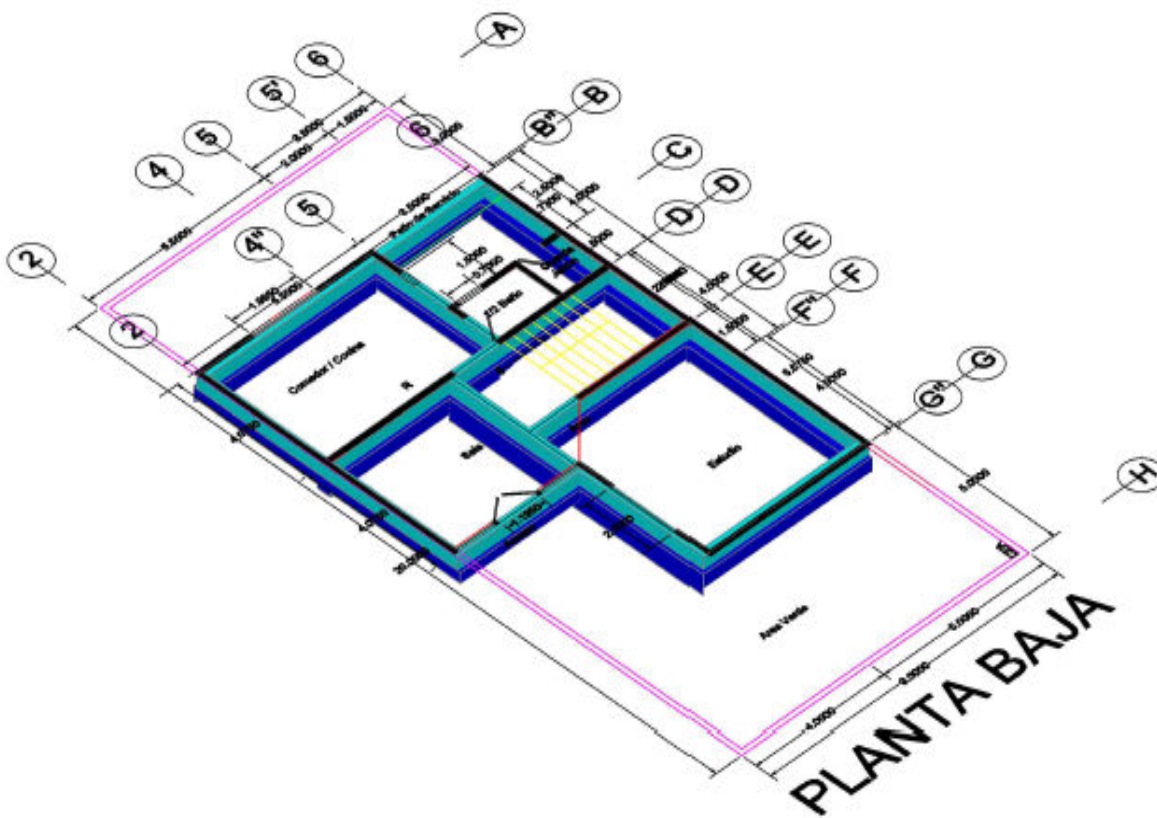
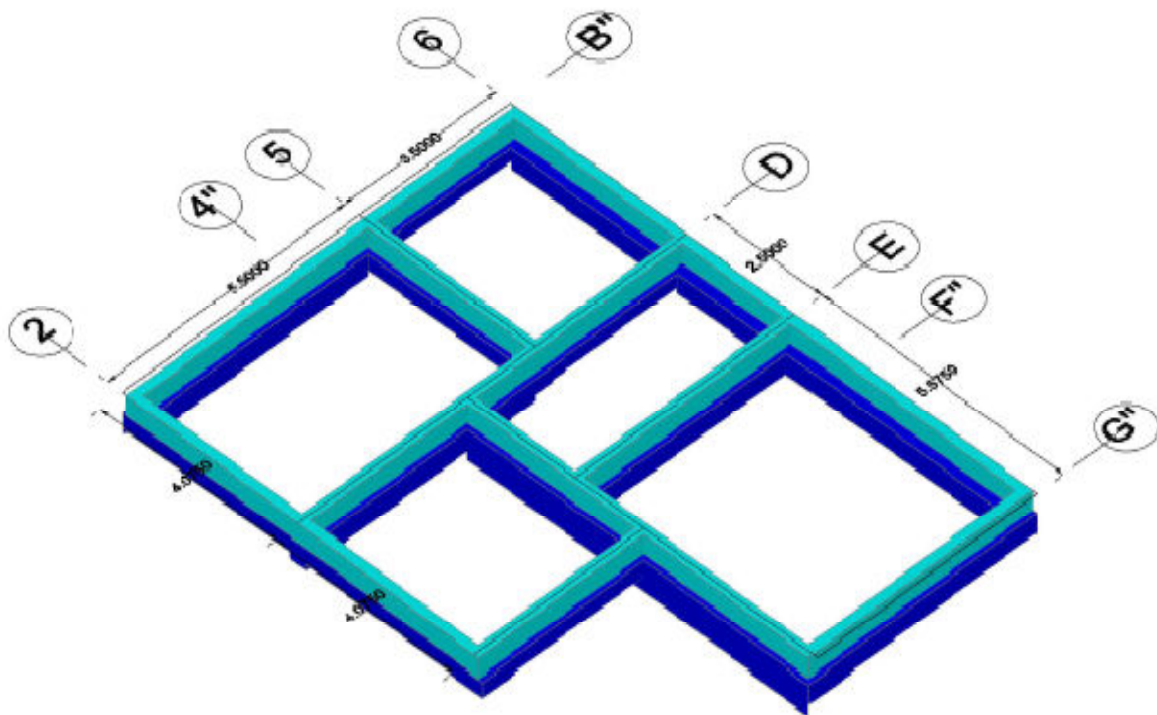
$C. A_s v. p.$ =Centro de acero de varillas propuestas (cm)

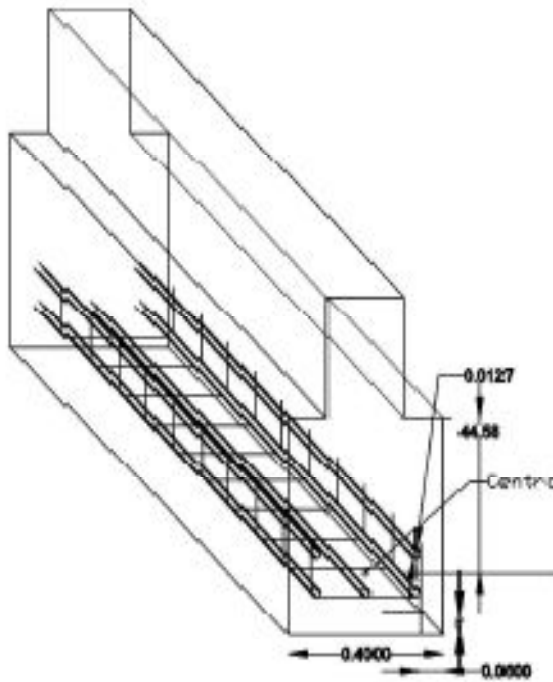
$H - C. A_s v. p.$ =Peralte efectivo para el acero propuesto (cm)

M_u =Momento resistente calculado con acero propuesto ($Kg - cm$)

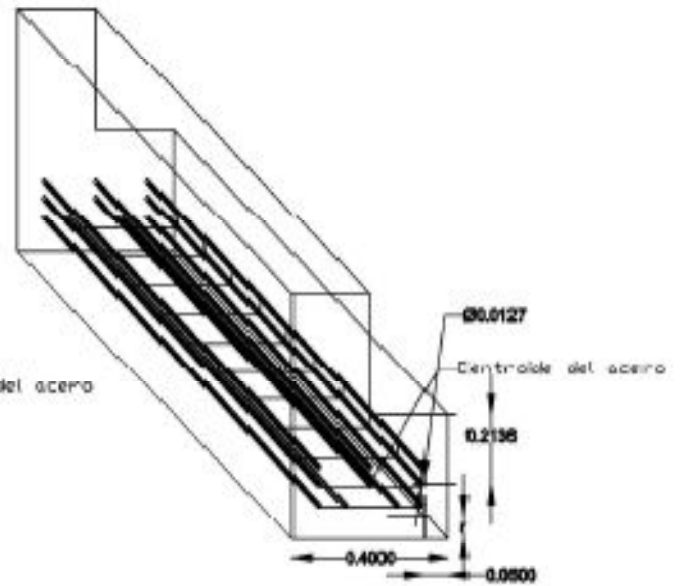
A continuación se muestran los planos de los resultados de la tabla anterior con sus respectivas propuestas de acero para cada cimentación







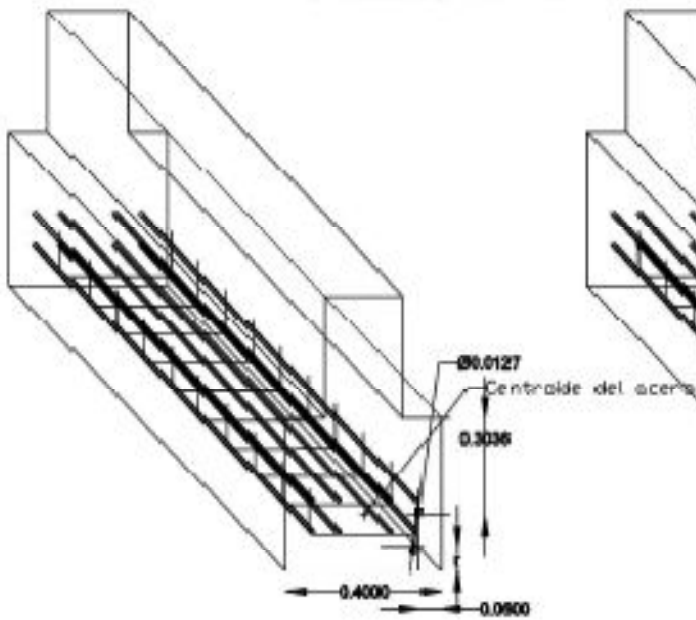
Eje 4"



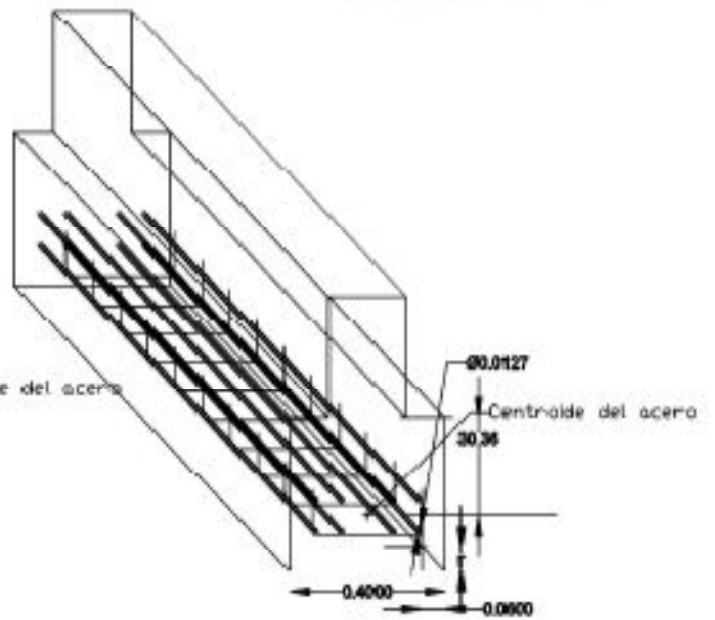
Eje 2

Tramo D-G"

Tramo B"-D



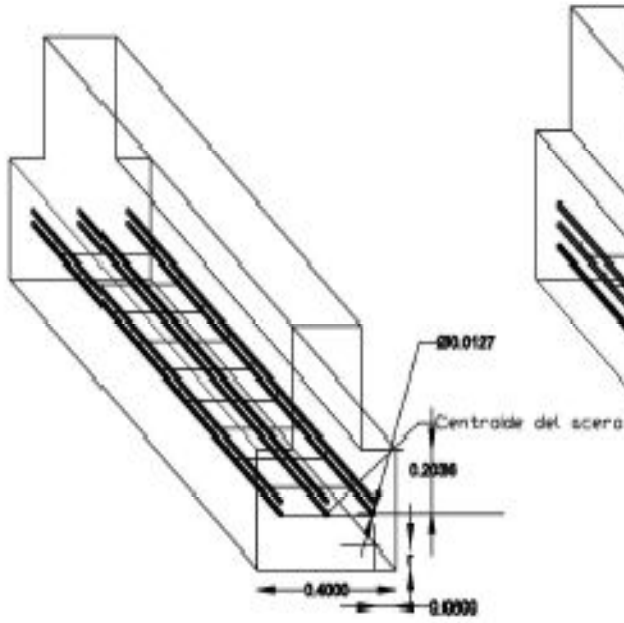
Eje D



Eje B"

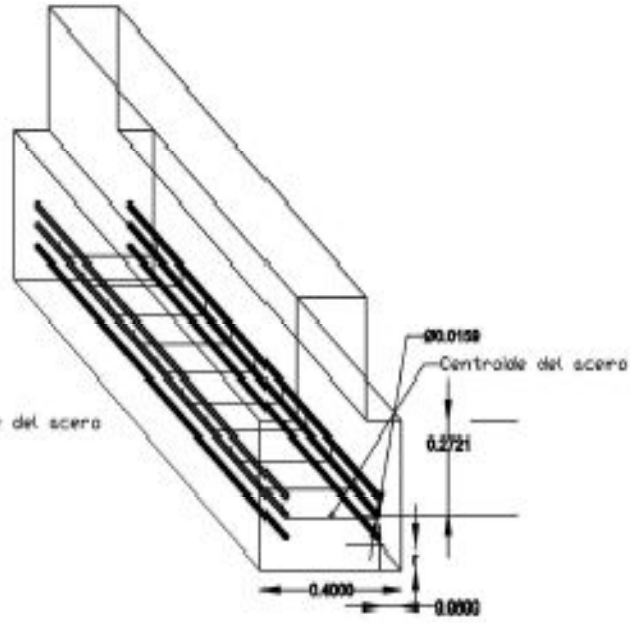
Tramo 2-5

Tramo 2-5



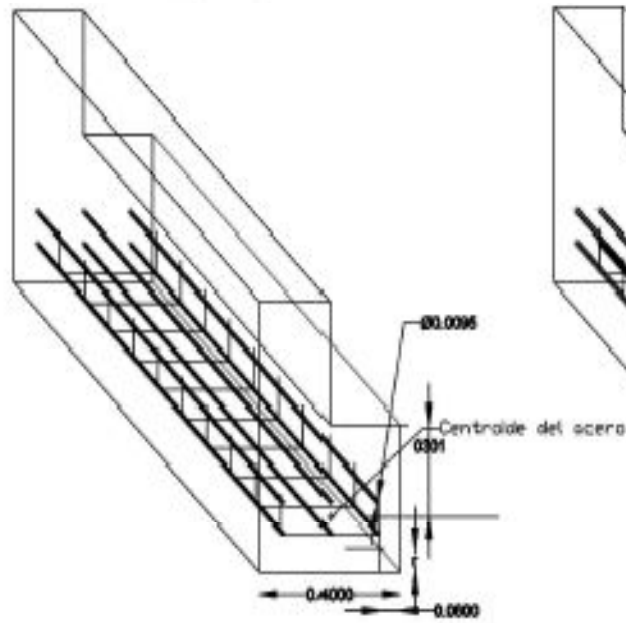
Eje F''

Tramo 2-4''



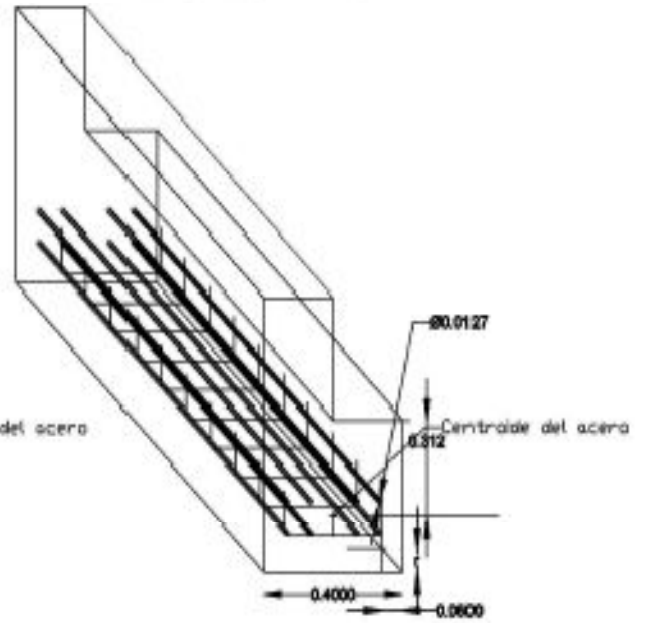
Eje G''

Tramo 4''-6



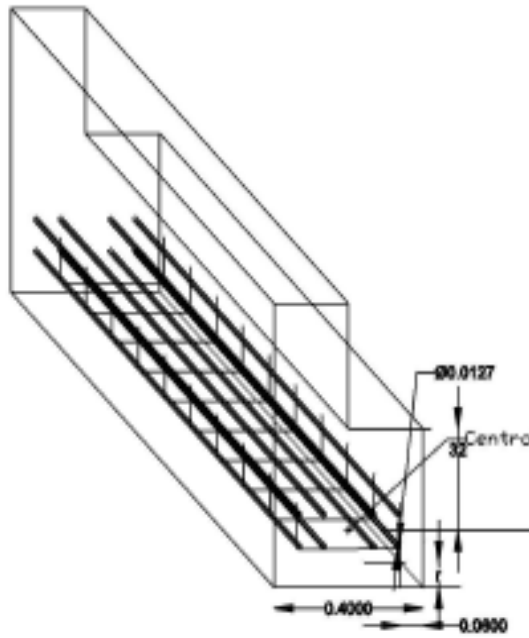
Eje 6

Tramo D-E

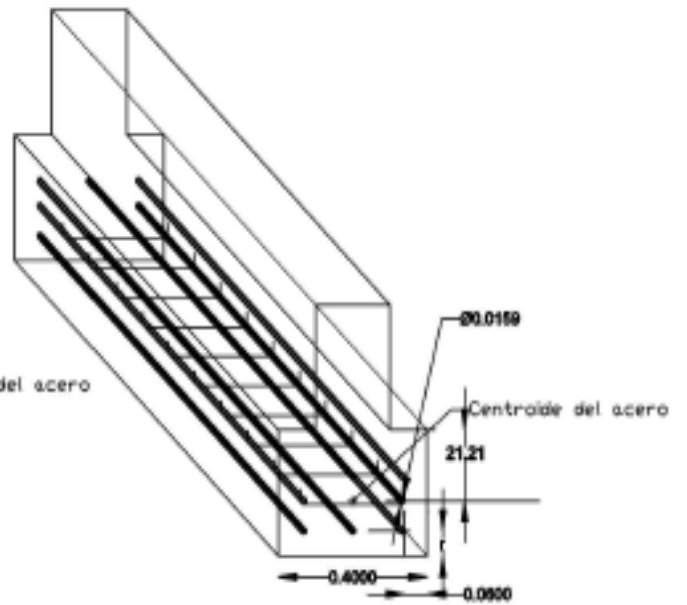


Eje 6

Tramo B''-D

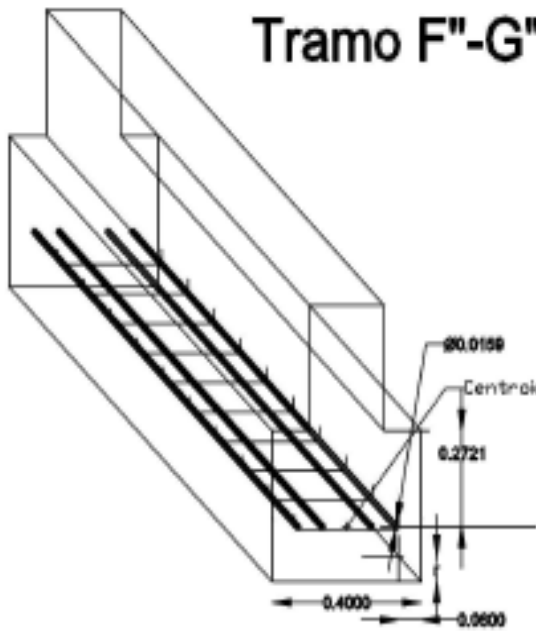


Eje 6



Eje 5

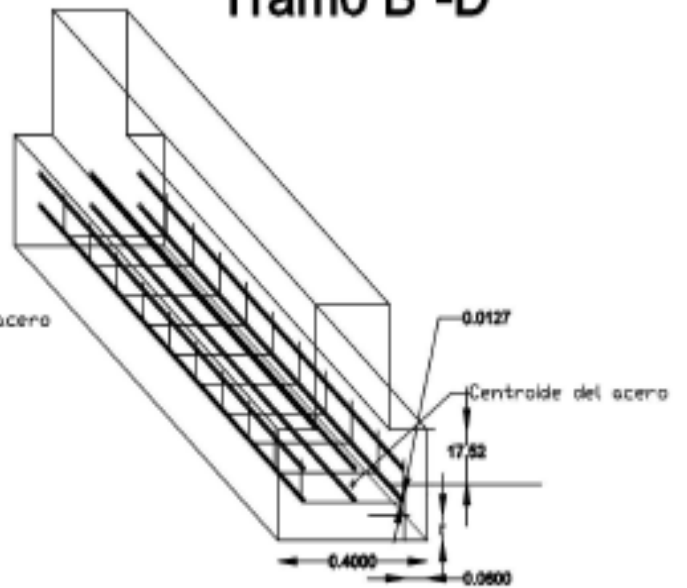
Tramo F"-G"



Eje E

Tramo 4"-6

Tramo B"-D



Eje D

Tramo 5-6

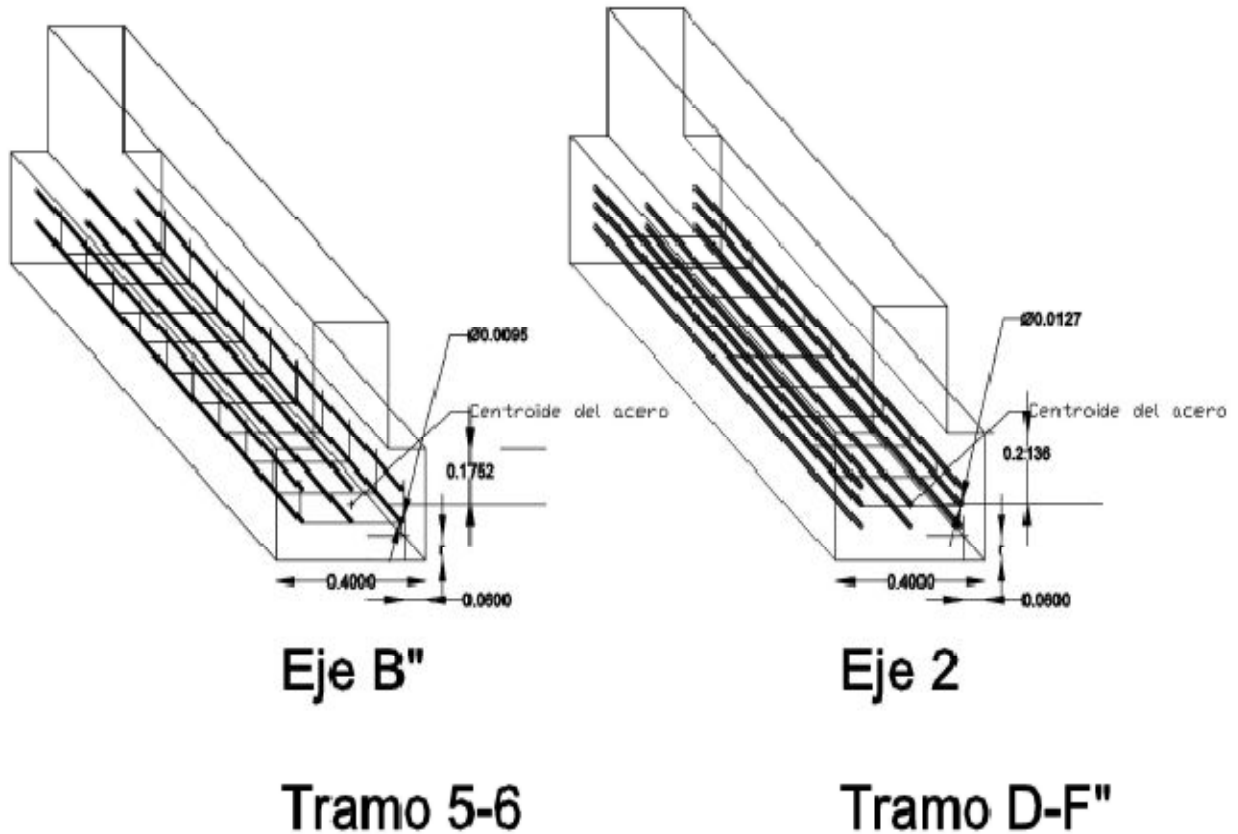


Figura 5.32 Resultados de la cimentación diseñada.

5.3.1 Consideraciones acerca de la curva característica.

Como se mencionó en los capítulos II, III y IV es necesario conocer la curva característica del suelo para poder realizar el diseño de la cimentación. Sin embargo, cuando esta no se conoce se puede simular a partir de algunas formulaciones. Para este trabajo, se realizó el ejercicio de simulación de la curva característica mediante el modelo propuesto por Rojas (2009) el cual fue realizado mediante el programa ANSYS 10.0.

En la siguiente tabla se observan los datos generados con el modelo de Rojas de forma comparativa con respecto a los datos experimentales realizados para esta tesis.

Tabla 5.7 Datos proporcionados por ANSYS 10.0 para la curva característica contra datos experimentales.

Datos de ANSYS 10.0					Datos experimentales		
succión (pF)	Grado de sat (secado)	Grado de sat (hidratado)	*Grado de sat (modificada) (secado)	*Grado de sat (modificada) (hidratado)	succión (pF)	Grado de sat (secado)	Grado de sat (hidratado)
3.08391808	1	0.98830789	1	0.892148987	1.89	1.12	1.08
3.10956504	0.9652088	0.86856854	0.96598513	0.784060532	2.40	1.11	1.078
3.14907124	0.9447195	0.6460335	0.94595304	0.583178628	2.567	1.09	1.076
3.28824922	0.9447195	0.43475644	0.94595304	0.392459278	2.96	1.05	1.05
3.35734777	0.9239145	0.34718503	0.92561229	0.313408754	3.18	0.78	0.87
3.42989917	0.9082639	0.31379272	0.91031085	0.283265587	3.49	0.52	0.62
3.48949301	0.8973595	0.23109819	0.89964979	0.208617412	4.52	0.19	0.36
3.56820172	0.8900267	0.16930671	0.89248057	0.152838375	5.04	0.08	0.08
3.6583787	0.8061865	0.1191072	0.81051119	0.107523385			
3.70632084	0.7907429	0.0666887	0.79541214	0.060205317			
3.89030865	0.7636049	0.04474246	0.76887966	0.040394493			
3.92722352	0.5541860	0.00779827	0.56413364	0.007045052			
3.97993014	0.1917912	0.00475975	0.20922657	0.004302186			
3.99417060	0.1301551	0.00347695	0.14956425	0.003144205			
4.02413373	0.1110884	0.0029784	0.130923	0.002694165			
4.1288695	0.0902853	0.00275303	0.11058411	0.002490724			
4.17026171	0.0117818	0.00003195	0.03383219	3.44112E-05			
4.21601908	0.0116921	0.00001037	0.0337445	1.4931E-05			

*Se realizo un ajuste en los datos de ANSYS con la ecuación

$$S_r (ajustado) = S_r (real) (S_r (sat) - S_r (res)) + S_r (res)$$

Donde:

$S_r (real)$: Grados de saturación que se desean ajustar (Datos ANSYS 10.0).

$S_r (sat)$: Grado de saturación máximo (Máximo valor de ANSYS 10.0).

$S_r (res)$: Grado de saturación mínimo (Minio valor de ANSYS 10.0).

A continuación se presentan las curvas características proporcionadas por ANSYS 10.0.

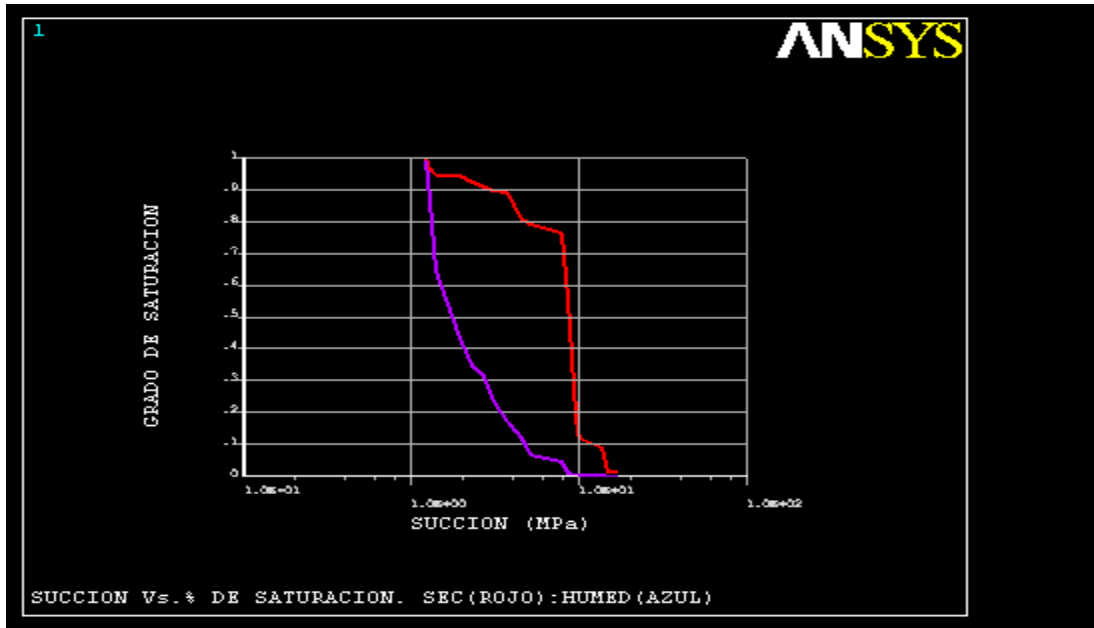


Figura 5.33 Figura grafica realizada con el modelo Rojas et al. 2009 en el programa ANSYS 10.0.

A continuación se muestra una figura comparativa entre las curvas características experimentales y las que fueron realizadas con el modelo Horta et al. 2011 (ANSYS 10.0)

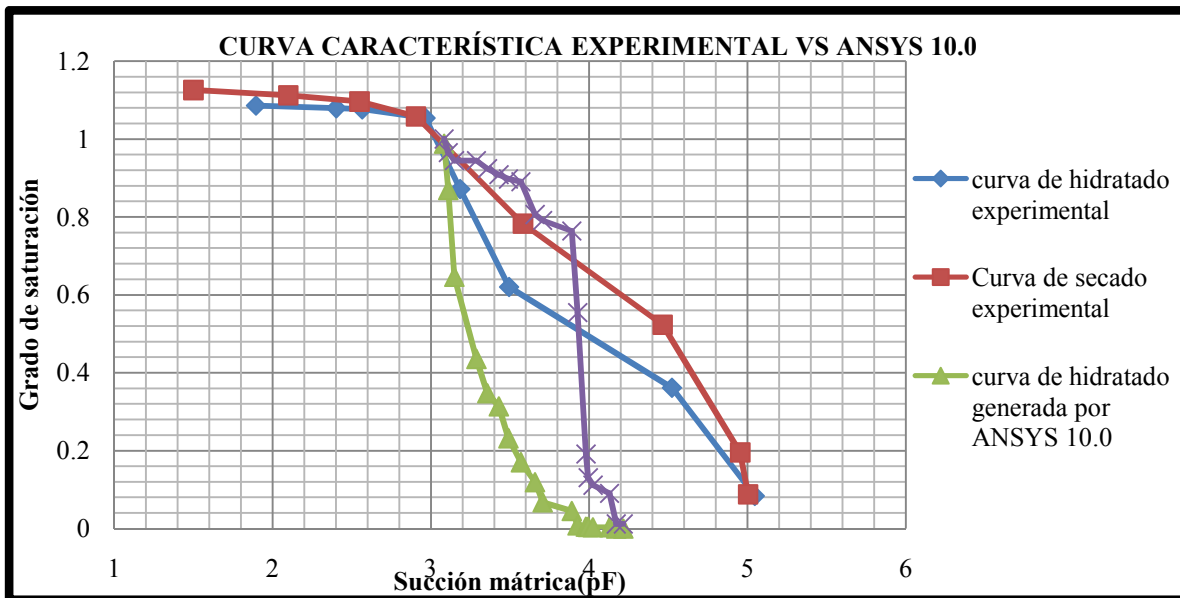


Figura 5.34 Grafica comparativa de las curvas características (datos experimentales VS datos realizados con el modelo Horta et al. 2011 en el programa ANSYS 10.0).

Aplicando el modelo de Fredlund (ecuación 2.21) se obtuvo el siguiente ajuste de de las curvas características.

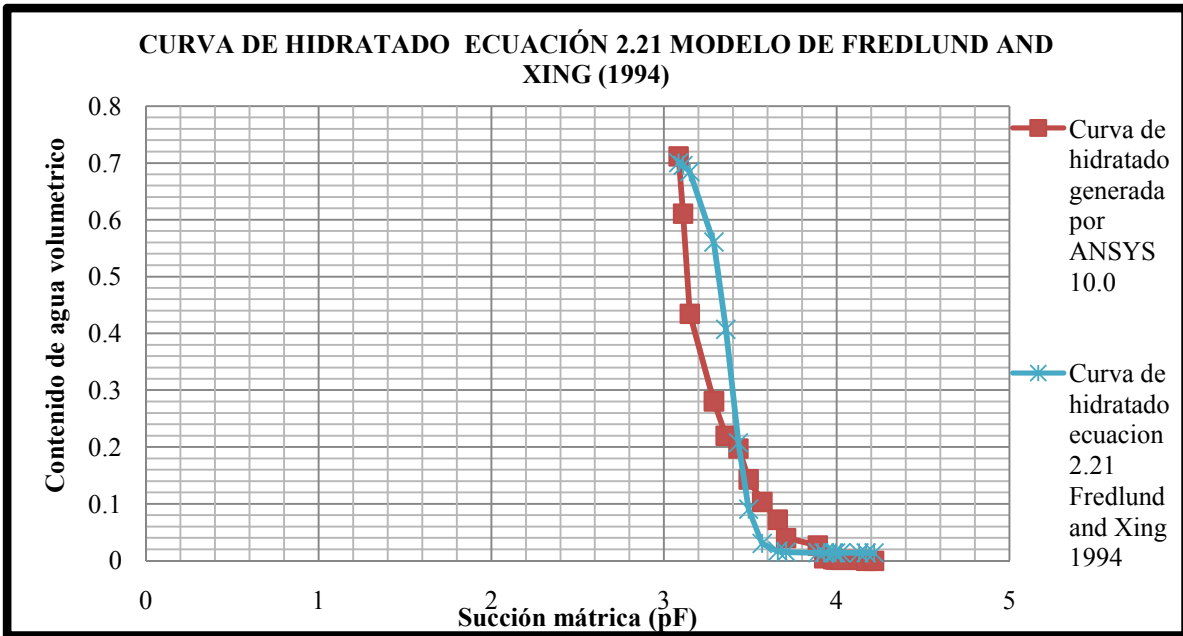


Figura 5.35 Grafica comparativa de la curva característica de hidratado (Datos realizados con el modelo Horta et al. 2011 en el programa ANSYS 10.0 VS Modelo de Fredlund and Xing (1994) (ecuación 2.21)).

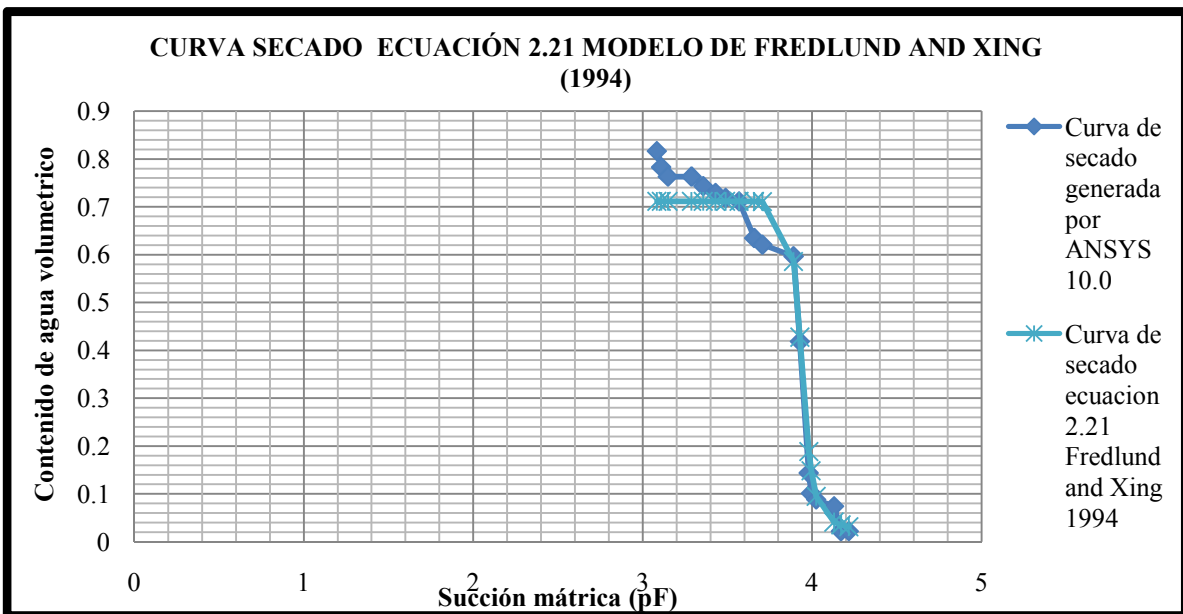


Figura 5.36 Grafica comparativa de la curva característica de secado (Datos realizados con el modelo Horta et al. 2011 en el programa ANSYS 10.0 VS Modelo de Fredlund and Xing (1994) (ecuación 2.21)).

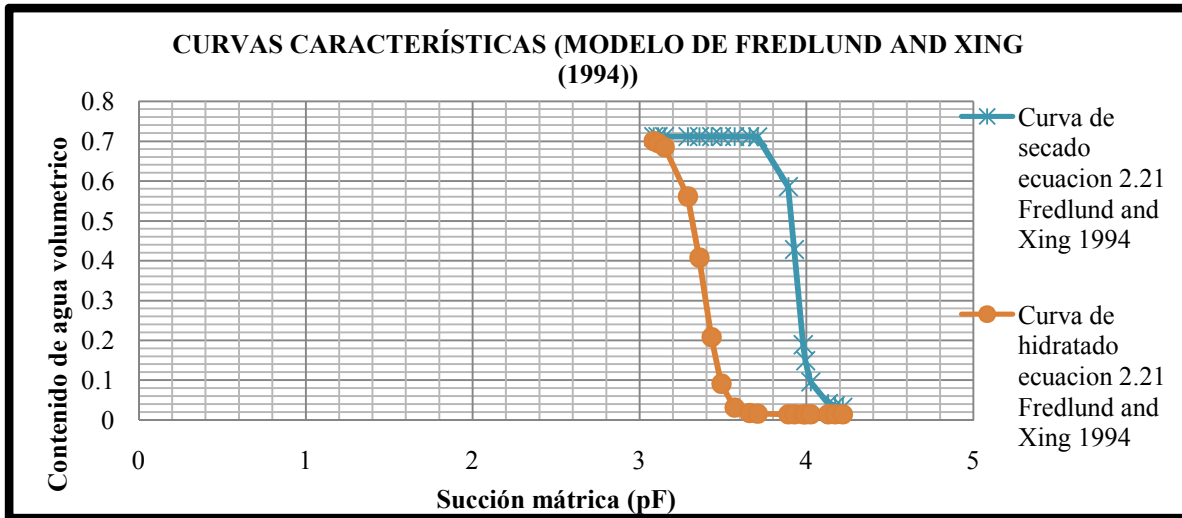


Figura 5.37 Grafica comparativa de las curvas características (Datos realizados con el modelo Horta et al. 2011 en el programa ANSYS 10.0 VS Modelo de Fredlund and Xing (1994) (ecuación 2.21)).

Posteriormente con las figuras 5.33, 5.34, 5.35, es posible obtener la conductividad hidráulica con las ecuaciones 2.30, 2.31 y 2.32, (Fredlund, Xing, Y Huang, 1993), como se muestra en la figura 5.37 (ANEXOII, II.XXII DATOS Y CÁLCULOS PARA LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA APLICANDO LA CURVA CARACTERISTICA DE ANSYS 10.0 “JURICA”)

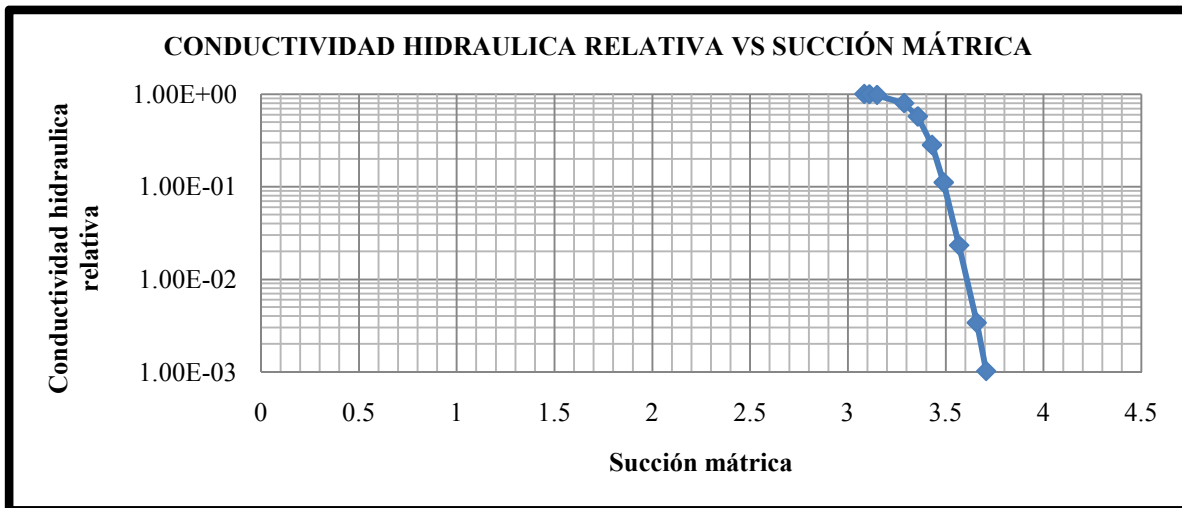


Figura 5.38 Grafica de conductividad hidráulica VS succión mátrica.

Ya obtenida la conductividad hidráulica es posible calcular el coeficiente de difusión con la ecuación 2.41 (la grafica resultante es la siguiente), (ANEXO II, II.XXIII DATOS Y CÁLCULOS PARA EL COEFICIENTE DE DIFUSIÓN APLICANDO LA CURVA CARACTERISTICA DE ANSYS 10.0 “JURICA”)

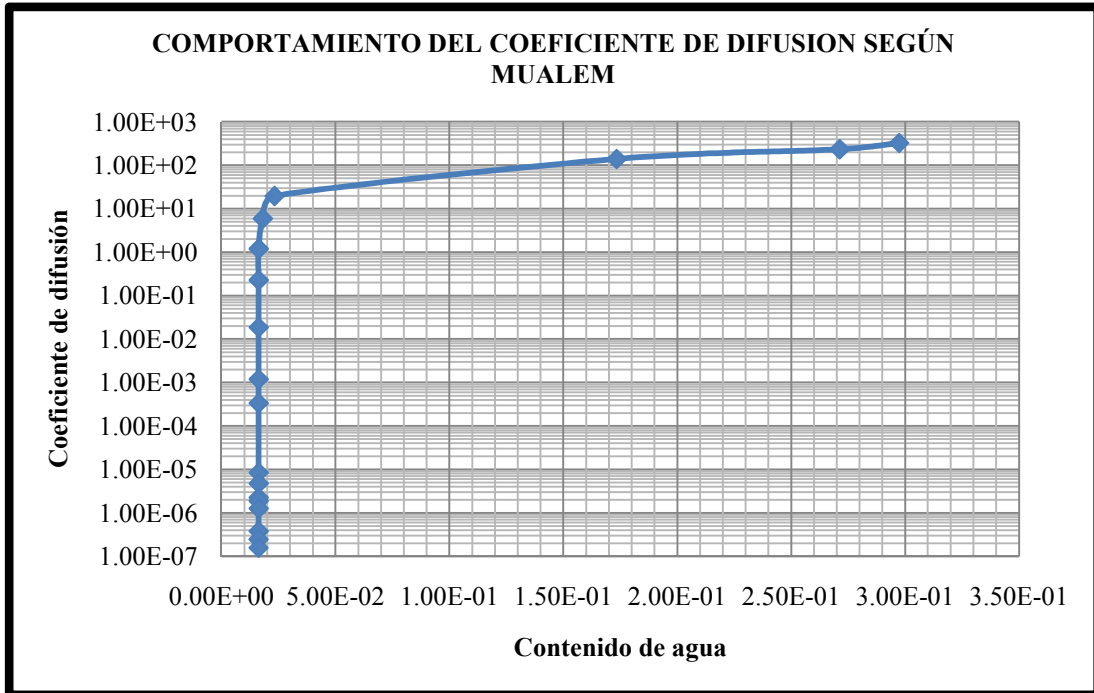


Figura 5.39 Grafica de coeficiente difusión VS contenido de agua.

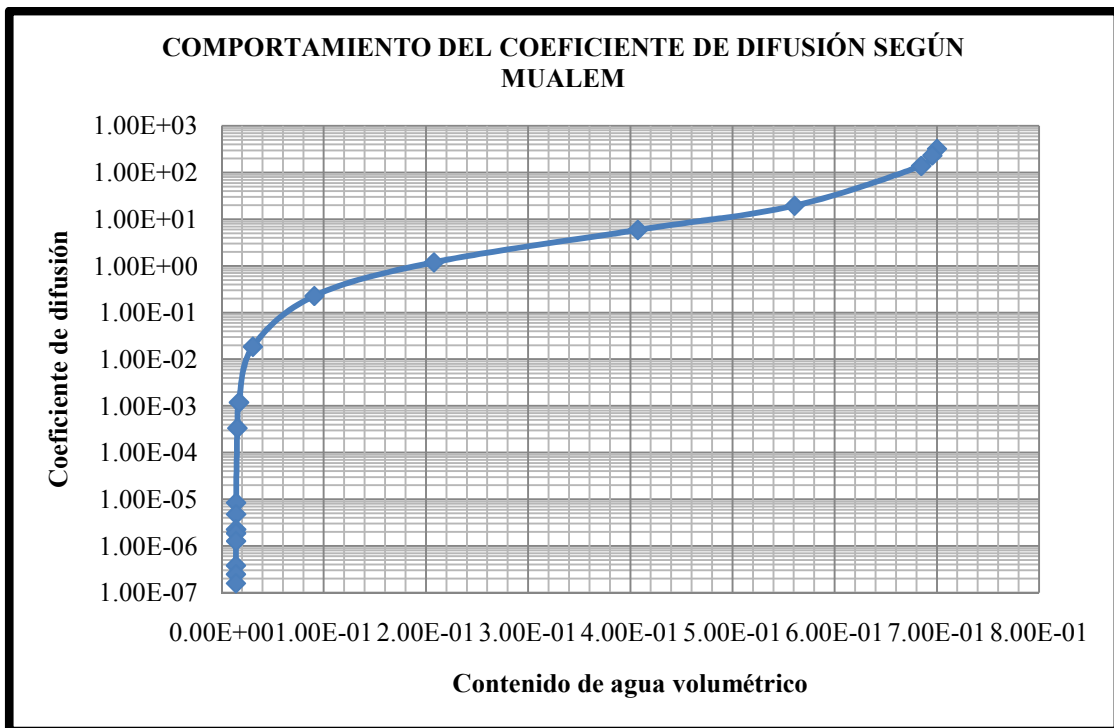


Figura 5.40 Grafica de coeficiente difusión VS Contenido de agua volumétrico.

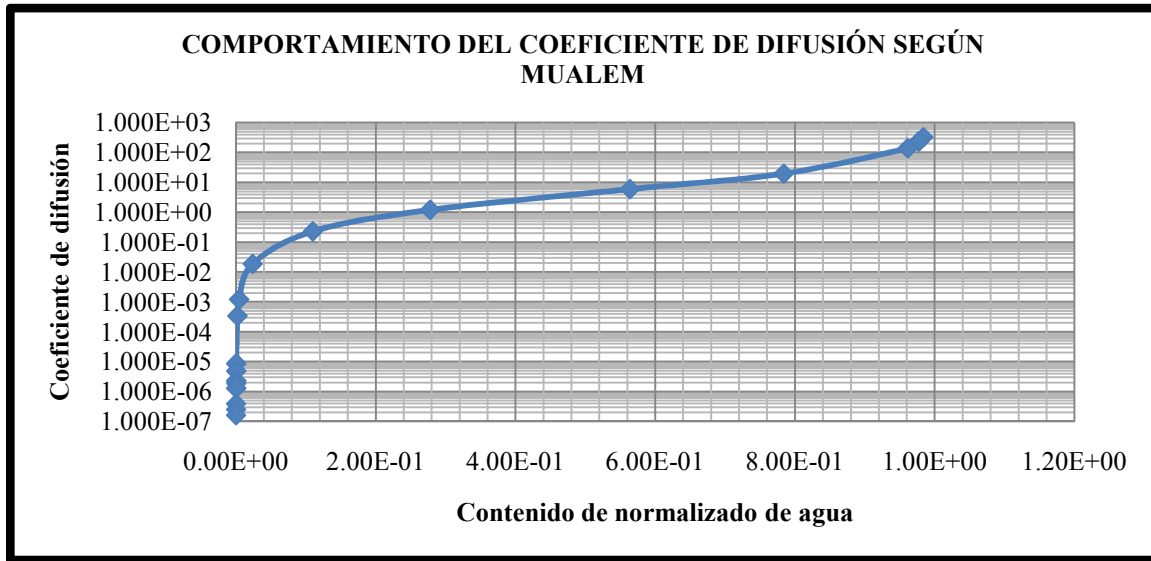


Figura 5.41 Grafica de coeficiente difusión VS contenido normalizado de agua.

El coeficiente difusión para el contenido de agua de 29.7% es 3211.37 por lo tanto con los datos obtenidos regresamos a las ecuaciones 3.3, 3.13, 3.14 y 3.15.

Se obtiene el siguiente resultado

$$\sigma_v = 56.0871 \text{ Ton}/m^2$$

Y la expansión es la siguiente

$$\rho = 4.6 \text{ cm Expansion}$$

Como se puede ver la presión de expansión $\sigma_v = 56.0871 \text{ Ton}/m^2$ (presión de expansión obtenida con los datos de ANSYS 10.0) difiere ligeramente de la presión obtenida con los datos experimentales ($\sigma_v = 57.67 \text{ Ton}/m^2$). Así se observa que la presión de expansión calculada a partir de la curva característica modelada es menor que la obtenida en el laboratorio, sin embargo a falta de ella, puede considerarse sin alejarse tanto de la realidad la pequeña diferencia entre ambos resultados puede ser ignorada.

A continuación se muestra la porosimetría de a curva característica los datos que se muestran son datos obtenidos de la curva característica y los 6 puntos necesarios para el programa ANSYS 10.0

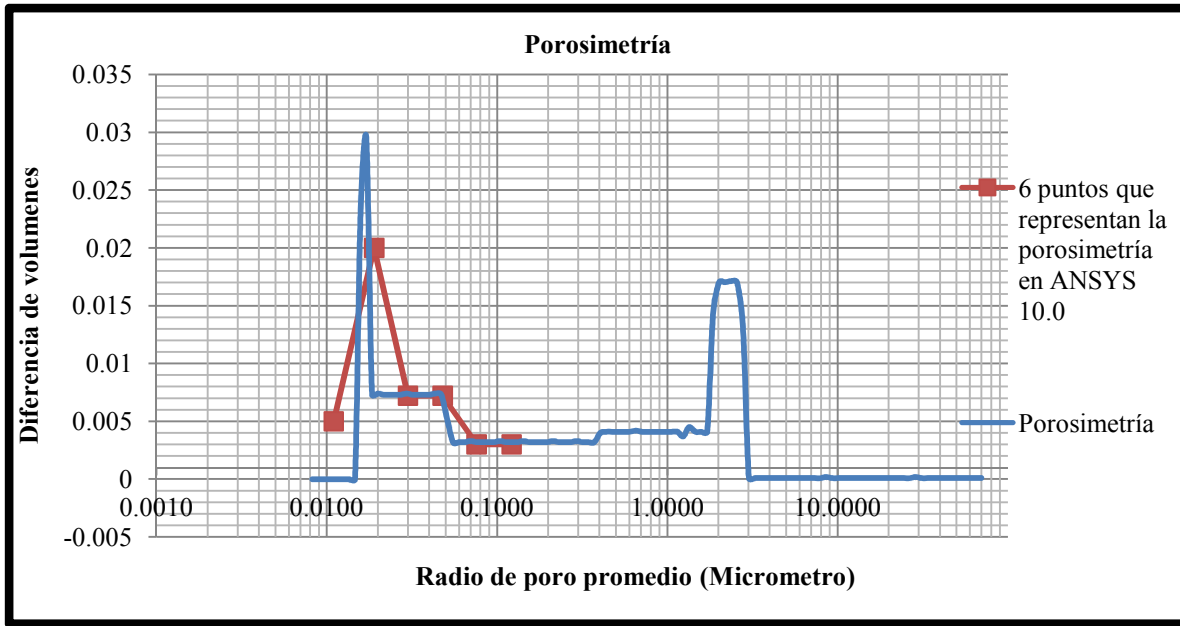


Figura 5.42 Grafica de porosimetría y 6 puntos propuestos para ANSYS 10.0.

A continuación se presenta una comparativa del costo aproximado de la cimentación con respecto a métodos de remediación para vivienda según (Cabrera R. Delgado H. (2010)).

Tabla 5.8 Tabla comparativa de el costo de la cimentación con respecto a métodos de remediación según (Cabrera R. Delgado H. (2010)). ANEXO II II.XXIV Comparativa del costo de la cimentación con respecto a métodos de remediación.

<i>Remediación del suelo</i>		<i>Remediación de la vivienda</i>		<i>Costo total</i>
<i>Método de remediación</i>	<i>Costo de la remediación</i>	<i>Método de la remediación</i>	<i>Costo de la remediación</i>	
Suelo-Suelo	\$ 4198.48	Remediación de todos los daños	\$ 2168.44	\$ 6366.92
Geotextil	\$ 3943.54	Remediación de todos los daños	\$ 2168.44	\$ 6111.98
<i>Cimbrado, armado y colado de zapata corrida de 4.00 x 0.40 m, armada precio de Noviembre 2007 ML. Acero #4 @ 0.133 m, y estribos #3 @ 0.15 m. Cimbra común, incluye: materiales, herramientas, equipo de protección.</i>				\$ 2,651.88
<i>Cimbrado, armado y colado de zapata corrida de 2 x 0.40 cm, armada con acero # 4 @ 0.133 m y concreto F'c=250 Kg/cm2 precio de Enero 2002 ML</i>				\$ 837.13
<i>El costo total de la remediación de toda la vivienda</i>				\$46708.64
<i>El costo total de la cimentación de la vivienda es de</i>				\$42615.71

CAPÍTULO VI CONCLUSIONES.

5.1 Conclusiones.

- Para este trabajo se estudiaron dos suelos que han sido reportados como suelos expansivos: El suelo de Santa Fe y el suelo de Jurica y se encontró que la profundidad de la zona activa determinada mediante pruebas de succión en ambos sitios es de 1.80 y 2.0 m respectivamente.
- La presión de expansión en la parte de Santa Fe no fue muy relevante ya que resulto mayor de 0.6 t/m^2 por el método de Lytton (1994). Considerando que la construcción tomada en el ejemplo descarga una presión de 1.25 t/m^2 ; se puede observar que la expansión no afectara la cimentación y el diseño de la misma puede hacerse de forma normal. También se considera que no existirá asentamiento debido a que el esfuerzo del suelo es de 13.7 Ton/m^2 y la presión que ejerce la construcción es menor que la capacidad de carga determinada con la prueba de compresión simple.
- el costo del diseño de la zapatas corridas se encuentran entre \$ 837.13 para la zapata más pequeña y más barata pero el precio que se obtuvo de la zapata fue del año 2002 y el costo de la zapata corrida más cara comparada con la zapata corrida anterior mente explicada se encuentra en un precio de \$ 2651.88 este precio es del año 2007. Comparando el costo de la zapatas con respecto a los métodos de remediación propuestos por Cabrera R. Delgado H. (2010) se puede observar que el costo de una remediación es de \$ 6366.92 y de la otra remediación es de \$ 6111.98 dichas remediaciones incluyen los daños de la vivienda y la remediación del suelo, mientras que las cimentaciones presentan una costo de \$ 2451.05 y \$ 803.31 por lo tanto el costo de las cimentaciones se pude ver que es más barato que dichas remediaciones ahora si se obtiene solamente el costo de la remediación estas presenta un costo de \$ 4198.48 y \$ 3943.54 y los costos de las cimentaciones como ya se menciono son de \$ 2451.05 y \$ 803.31 por lo tanto el costo de la cimentación es más barata que las remediaciones y el costo total de todas la cimentaciones es de \$ 42615.71 mientras que el costo de la remediación de toda la vivienda es de 46708.64. El realizar un buen análisis del suelo sobre el que se está construyendo implica un costo más barato y un buen diseño de las zapatas corridas las cuales deben de ser las adecuadas para dicha construcción y el costo se verá disminuido, la diferencia es que implica un poco más de tiempo pero se tendrá una gran garantía de una buena construcción.
- En el caso de Jurica la presión de expansión es de 57.7 Ton/m^2 utilizando el mismo método de Lytton lo cual es razonable con valores medidos en el laboratorio y reportados por otros investigadores que han sido 54 a 57 Ton/m^2 (Pérez Rea, 1994) por lo tanto se puede observar que si comparamos la presión del suelo con la

que ejerce la construcción es necesario realizar un diseño para suelo expansivo el cual se muestra en la tabla 5.6.

- Como se demostró en capítulos anteriores en los cálculos donde se utiliza la ecuación propuesta por Lytton arroja buenos resultados pero el procedimiento es muy largo ya que considera que el proceso de difusión de la humedad es muy importante para poder conocer la expansión. Lytton hace referencia que si no se considera la difusión de la humedad no se podrá obtener la expansión, para lo cual propone dos formas: una es por medio de pruebas y la otra es por medio de modelos (vistos en el capítulo (IV)). Si se cuenta con una buena curva característica es posible obtener una buena aproximación del coeficiente de difusión ya que éste es el principal parámetro utilizado para conocer otros dos parámetros básicos (γ_h, γ_σ) para el cálculo de la presión de expansión.
- Con respecto al modelo del coeficiente de difusión para obtener dicho resultado es necesario conocer la grafica de permeabilidad dicha grafica puede ser obtenida aplicando la función de permeabilidad propuesta por Fredlund pero existe otra función para obtener la permeabilidad y obtener un gran ahorro de tiempo y es aplicar una ecuación empírica propuesta por Richards (función de permeabilidad) dicha función se comporta de forma lineal.
- El modelo propuesto por Horta et al. 2011 arroja resultados diferentes a los datos experimentales. Esto quizás se deba a que en los datos experimentales se tiene rangos de succión muy altos y por lo tanto el programa trabaja con rangos de succión menores a los rangos que se obtuvieron experimentalmente y debido a esto los datos de succión que arroja el programa ANSYS 10.0 presentan ligeras variaciones con respecto a los datos experimentales. Aplicando la ecuación para la predicción de la de la presión de expansión se observa que la presión de expansión es de ($\sigma_v = 56.0871 \text{ Ton}/m^2$) la cual solamente varia por una pequeña diferencia con respecto a los datos experimentales ($\sigma_v = 57.679 \text{ Ton}/m^2$), pero en caso de no existir alguna curva característica dicho modelo puede ser utilizado siempre y cuando no se aleje tanto de la realidad.
- Las fórmulas y modelos presentados son de gran ayuda y arrojan resultados muy cercanos a los datos experimentales pero dichas fórmulas sólo son de gran utilidad si se tiene una buena curva característica, de cualquier otra forma si no se tiene la curva característica esta puede ser modelada con el programa ANSYS 10.0 como se mencionó antes, Lytton menciona que las fórmulas son aplicables para suelos expansivos y que exista difusión de la humedad ya de esta forma se tendrá la seguridad de que existe expansión en el suelo.
- La ecuación II.I (Véase ANEXO II) que presenta Nelson y Miller para el cálculo de la expansión no arroja valores confiables debido a que sus valores son muy altos esto se puede comparar con los valores que arrojan las ecuaciones de Lytton (1994).

REFERENCIAS.

ASTM, (2001 f). “**Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soil**”. D2345-96, West Conshohocken, PA.

Brooks, R. H., and Corey, (1964). “**Hydraulic Properties of Porous Media.**” Hydrology Papers No. 3, Colorado State University, Fort Collins.

B. Thakur Anshuman.-(August 2005) “**Determination of Diffusion Coefficient Through Laboratory Tests And Analytically Validating It Using empirical Relations For Unsaturated Soils**”. Submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of MASTER OF SCIENCE.

Burdine, N.T. (1953) “**Relative permeability calculations from pore size distribution data**”. Journal of Petroleum Technology, 5: 71–78.

Cabrera, R. J. y Delgado, H. J. (2010) “**Métodos de remediación para viviendas sobre suelos expansivos**”, para obtener el grado de ingeniero civil, Santiago de Querétaro, Qro. Marzo 2010 Universidad Autónoma de Querétaro Facultad de ingeniería paginas 95, 113-117.

Chen, F. H., and Huang D. (1975) “**Lateral Expansion Pressure on Basement Walls**”, Proceedings of the Sixth International Conference on Expansive soils, New Delhi, Vol. 1, pp. 55-60.

Childs, E.C. and Collis-George, N. (1950) “**The permeability of porous materials**”. Proc. Royal Society, London, 201: 392-405.

Comité ACI 318. (2002) “**American Concrete Institute**” Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02). Detroit.

Corporación mexicana de impresión, S.A. de C.V. (6 de octubre de 2004) “**Gaceta oficial del distrito federal**”, tomo II no. 103-bis impresa por calle general victoriano Zepeda no. 22, col. Observatorio c.p. 11860.

Croney, D., and Coleman, J.D. (1954),-“**Soil structure in relation to soil suction (pF)**”. J. Soil Sci. 5:75-84.

D.G. Fredlund and Anqing Xing (1994) “**Equations For The Soil-Water Characteristic Curve**” Department of Civil Engineering. University of Saskatchewan, Saskatoon, SK S7N 0W0, Canada Recived July 27, 1993 Accepted March 7.

D.G. Fredlund, Anqing Xing, and Shangyan Huang (Accepted March 18, 1994) “**Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve**” Department of Civil Engineering. University of Saskatchewan, 57

Campus Drive, Saskatoon, SK, Canada S7N 5A9. Reproduced with permission from, Canadian Geotechnical Journal, 31(3): 521-532.

D. Tang.- (2003). “**A Simplified Formulation for Moisture Diffusion through Partly Saturated Clays**” MS Thesis, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas.

Dunham W. Clarence., (1962). “**Foundations of Structures**” second edition McGraw-Hill book company, inc New York Toronto London. Citado en “**Análisis y diseño de cimentaciones**” Luis Armando Galaviz Torres 1987.

Dunham C. W. (1962) “**Foundations of structures**” 2nd ed. New York, McGraw-Hill, 744 p. (soil Mechanics and foundations Library).

Fredlund, D. G., and Rahaedjo, H. (1993).-“**Soil mechanics for unsaturated soils**”, John & Wiley, New York.

Gardner, C.A., Odum, O.K., Yehle, L.A., Schmoll, H.R., and Dearborn, L.L., (1983), “**Preliminary lithologic, geotechnical, and geophysical data from drill hole**” CW 81 2, Chuitna West coal field, Cook Inlet region, Alaska: U.S. Geological Survey Open-File Report 83-78, 12 p.

Horta J., Rojas E., Perez R. M., López T., Zaragoza B. J. (2011). “**A Random solid-porous model to simulate the retention curves of soils**”, Accepted in December 2011 in International Journal for numerical and analytical method in Geomechanics. Ed. Wiley. ISSN: 03639061. First published on line on 12 Jan 2012 DOI: 10.1002/nag 1133.

Hugo Castañeda “**Estado Del Arte De Cimentaciones Sobre Arcillas Expansivas**” T. III, Ed. Rueda, Madrid; España Jimenez, S.J.A. (1980), “**Geotecnia Y Cimientos**”.

Institute, Phoenix, Arizona. First.-(1980, 1996)”**Design and Construction of Post Tensioned Slabs-on-Ground**”, Post Tensioning Edition, 1980: Second Edition, 1996.

Jennings J. E.(1950)“**Foundations for buildings in the Orange Free State 49**” pp. 87-141.

Kunze R. J. , Uehara G. & Graham K. (1968). “**Factors important in the calculation of hydraulic conductivity**”. Proc. Soil Science Society of America, 32, 760-765.

Laliberte, G.E. & Corey, (A.T. 1967). “**Hydraulic properties of disturbed and undisturbed soils**”. Permeability and Capillarity of Soil, ASTM Special Technical Publication No. 417: 56–71.

Leong, E. C., Tripathy, S., and Rahaedjo, H.(2004), “**A Modified Pressure Plate Apparatus**”, Geotechnical Testing Journal, vol 27 (3), 322-331.

Luis Armando Galaviz Torres Tepic, Nayarit; (1987) “**Análisis y diseño de cimentaciones**” Instituto Tecnológico De Tepic Trabajo Profesional Que para obtener el título de ingeniero civil en el desarrollo de la comunidad.

Lu, Ning; Likos, William J. (2004). “**Unsaturated Soil Mechanics**”.. John Wiley & Sons.

Lytton R. L. (1994), “**Prediction of Movement in Expansive Clays**” Fellow, ASCE pp 2 6.

Lytton R. L. and C. P. Aubeny-(JULY 2004) “**Shallow Slides In Compacted High Plasticity Clay Slopes**” F.ASCE and M.ASCE Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering © ASCE / JULY pp 722-724.

Lytton R. L. (1994) “**Prediction Of Movement In Expansive Clays**” Fellow, ASCE pp 13, 14.

Lytton R. L.-(1992). "The Use of Mechanics in ExpansiveSoilsEngineering". Proceedings, International Conference on Expansive Soils, Dallas, Vol. 2.

Lytton R. L.-(1994). "Prediction of Movement In Expansive Clays. Vertical and Horizontal Deformation of Foundations and Embankments”, Geotechnical Special Publication No. 40, Yeung, A.T., and Felio, G.y', ed., ASCE, New York, Vol. 2, 1827-1845.

Lytton R. L. and Aubeny, C., Bulut, R., (2005). “**Laboratory Versus Field Values of Unsaturated Soil Diffusivity**”. International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics – EXPERUS 2005, Trento, Italy.

Lytton R. L. and Aubeny, C. (2003) “**Estimating Strength Versus Location and Time in High Plasticity Clays,**” ResearchReport No. FHWA/TX-03/2100-PI, Texas Transportation Institute, College Station, Texas.

Lytton R. L. and Aubeny, C. and Tang, D.(2003). “**Simplified Analysis of Unsteady Moisture Flow through Unsaturated Soils**”, 82nd Annual Meeting of Transportation Research Board, Washington D.C.

Lytton R. L. and Bulut, R., and Wray, W.K (2001), “**Soil Suction Measurement by Filter Paper**”. Geotechnical Special Technical Publication No. 115, ASCE, Houston, Texas.

M. Th. Van Genuchten (October 1980) “**A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated soils**” Soil Scientist, Dep. of soils and environmental Sciences, University of California, Riverside, CA 92521. The author is located at the U.S. Salinity Lab., 4500 Glenwood Dr. Riverside, CA 92502.

M. Th. Van Genuchten D.R. Nielsen (1985) “**On describing and predicting the hydraulic conductivity properties of unsaturated soils**” Soil Scientist, Dep. of soils and environmental Sciences, University of California, Riverside, CA 92521. The author is

located at the U.S. Salinity Lab., 4500 Glenwood Dr. Riverside, CA 92502. Department of land, Air and Water Resources, University of California, Davis, California 95616, U.S.A.

Mualem, Y. (1976^a) “**A New Model For Predicting The Hydraulic Conductivity Of Unsaturated Porous Media**” Water Resour. Res. 12:513-522 Soil Scientist, Dep. of Soil and Environmental Sciences, University of California, Riverside, CA 92521. The author is located at the U.S. Salinity Lab., 4500 Glenwood Dr., Riverside, CA 92502.

Nelson John D. and Miller Debora J.(1992)”**Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering**” Department of Civil Engineering Colorado State University. Editorial: JOHN WILEY & SONS, INC.

Ning Lu, Colorado School of Mines. Williams Likos, University of Missouri-Columbia “**Unsaturated Soil Mechanics**” Editorial: JOHN WILEY & SONS, INC.

Normas ASTM D 5298-03 (2003) “**Standard Test Method for Measurement of soil Potential (Suction) Using Filter Paper**”.

Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles Fernández Villegas (2005) “**Aspectos Fundamentales Del Concreto Reforzado**” Cuarta edición Profesores de la universidad autónoma Metropolitana (Azcapotzalco) Limusa Noriega Editores.

P.W. Mitchell.-((1980).Research Report No.1.).”**The Structural Analysis Of Footings On Expansive Soil**”. 2nd Edition, K.W.G. Smith Associates.

RA. Schapery.- (1962). "**Approximate Methods Of Transform Inversion for Viscoelastic Stress Analysis**," Proceedings, 4th U.S. National Congress on Applied Mechanics, ASME.

RA. Schapery.- (1965). "**A Method of Viscoelastic Stress Analysis Using Elastic Solutions**." Journal, Franklin Institute, Vol. 279, No.4, pp. 268-289.

Reglamento publicado en el Diario Oficial de la Federación el (2 de agosto de 1993). “**Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**” Al margen un logotipo, que dice: Asamblea de Representantes del Distrito Federal. II Asamblea De Representantes Del Distrito Federal. La Asamblea de Representantes del Distrito Federal, en ejercicio de la facultad que le confiere el artículo 73, fracción VI, Base Tercera, inciso A), de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

Russam, K And J. Coleman (1961). “**The Effect Of Climatic Factors on Sub grade Moisture Conditions**” Geotechnique, Vol. II, No.1, pp. 22-28.

Sood Eeshani., (May 2005)- “**Determination Of The Diffusion Coefficient For unsaturated Soils**” Submitted to Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of MASTER OF SCIENCE Pp. 13-24.

Tang, D.-(2003). "**A Simplified Formulation for Moisture Diffusion through Partly Saturated Clays.**" MS Thesis, Department of Civil Engineering. Texas A&M University, College Station, Texas.

Terzaghi, K.-(1963). "**Theoretical Soil Mechanics**".Wiley. New York (Tenth Printing, January, 1962).

Wray W.K., (1995). "**So Your Home Is Built On Expansive Soils? A Discussion of How Expansive Soils Affect Buildings**" ASCE, New York 10017-2398.

ANEXOS I.

I.I Cálculos y datos de zona activa.

La tabla siguiente muestra los resultados de la zona activa

Tabla I.I Tabla de datos obtenidos por medio de pruebas y datos de succión obtenida con la curva de calibración.

*Humedad del papel filtro (%)	*profundidad (m)	Succión mátrica (kPa)
35.57	2.70	292.42
30.83	2.70	683.95
32.30	2.70	525.21
29.56	2.70	858.87
30.44	2.40	733.26
30.12	2.40	776.96
35.11	2.40	317.07
35.01	2.40	323.31
31.27	2.10	632.25
32.34	2.10	521.69
33.31	2.10	438.05
30.26	2.10	756.90
32.50	1.80	506.45
32.31	1.80	524.43
32.70	1.80	488.79
30.10	1.50	779.82
23.86	1.50	2386.17
30.67	1.50	704.20
27.70	1.50	1199.18
24.01	1.20	2324.31
28.12	1.20	1112.17
25.12	1.20	1904.51
28.20	1.20	1096.26
19.52	0.90	5202.34
21.89	0.90	3399.14
22.21	0.90	3208.35
23.14	0.60	2715.54
20.66	0.60	4241.56
21.50	0.60	3645.93
22.41	0.30	3096.73

*Datos obtenidos de pruebas

I.II Cálculos y datos del ensaye de compresibilidad.

Tabla I.II Datos de muestra natural cargas, descargas pesos y relaciones.

G_w	70	%
γ_m	1.53	gr/cm^3
S_s	2.65	
w	37.87	%
e	1.49	

Natural		
W_m	84.42	gr
W_s	61.23	gr
W_w	23.19	gr
V_t	57.57674723	cm^3
V_v	34.47108685	cm^3
V_s	23.10566038	cm^3
γ_m	1.536942064	gr/cm^3
S_s	2.65	
w	0.378735914	%
e	1.4919	

	$\Delta q (gr)$	$\sum q (gr)$	e	$\sigma (Kg/cm^2)$	$V_v(cm^3)$
1.- SITIO	609.042	609.042	1.491518771	0.02168471	34.4625
2.- 1+INCREMENTO	0.000	609.042	1.492352399	0.02168471	34.4818
3.- 2+INCREMENTO	50.000	659.042	1.492306087	0.023464943	34.4807
4.- 3+INCREMENTO	50.000	709.042	1.492244336	0.025245175	34.4793
5.- 4+INCREMENTO	100.000	809.042	1.492167149	0.028805641	34.4775
6.- 5+INCREMENTO	200.000	1009.042	1.491407621	0.035926571	34.4600
			1.491416883	0.028805641	34.4602
			1.491426146	0.025245175	34.4604
			1.491438496	0.023464943	34.4607
			1.491450846	0.02168471	34.4610
			1.491468856	0.01	34.4614

I.III Cálculos y datos del ensaye de compresión simple.

Tabla I.III Datos y carga para la compresión simple.

Constante Anillo =	0.287				
Diametro 1 =	3.9	(cm)	Diametro 1 =	3.75	(cm)
Diametro 2 =	3.85	(cm)	Diametro 2 =	3.85	(cm)
Diametro 3 =	3.9	(cm)	Diametro 3 =	3.8	(cm)
H (altura) =	9.2	(cm)	H (altura) =	9.15	(cm)
Tara No. =	1		Tara No. =	10	
Peso tara =	119.38	(gr)	Peso tara =	120.59	(gr)
Peso tara + suelo humedo =	277.83	(gr)	Peso tara + suelo humedo =	267.28	(gr)
Area =	6.09994	(cm ²)	Area =	5.96904	(cm ²)

Tabla I.IV Muestra 1 carga y deformación.

Lectura del micrómetro	Deformación	Lectura del micrómetro (carga)	Carga*Cte. anillo (Kg)
10	0.01	1	0.287
20	0.02	2.5	0.7175
30	0.03	4	1.148
40	0.04	6	1.722
50	0.05	7	2.009
60	0.06	9	2.583
70	0.07	11	3.157
80	0.08	13	3.731
90	0.09	15	4.305
100	0.1	17	4.879
110	0.11	20	5.74
120	0.12	22	6.314
130	0.13	24	6.888
140	0.14	25.5	7.3185
150	0.15	27	7.749
160	0.16	28	8.036
170	0.17	29	8.323
180	0.18	28.5	8.1795

Tabla I.V Muestra 2 carga y deformación.

Lectura del micrómetro	Deformación=	Lectura del micrómetro (carga)	Carga*Cte. anillo (Kg)
10	0.01	1	0.287
20	0.02	2.5	0.7175
30	0.03	3.5	1.0045
40	0.04	7	2.009
50	0.05	8	2.296
60	0.06	9	2.583
70	0.07	10.5	3.0135
80	0.08	13.5	3.8745
90	0.09	14	4.018
100	0.1	14.5	4.1615
110	0.11	16	4.592
120	0.12	19	5.453
130	0.13	21	6.027
140	0.14	23.5	6.7445
150	0.15	25	7.175
160	0.16	27	7.749
170	0.17	29.5	8.4665
180	0.18	29	8.323

Los datos marcados en las tablas anteriores son los datos que nos marcan la carga que soporto suelo y por lo tanto el esfuerzo del suelo el cual se calcula con la formula siguiente:

$$\sigma = \frac{q}{area} (Kg/cm^2) \quad (I.I)$$

I.IV Cálculos y datos del ensaye de compresibilidad suelo de “Jurica”.

Tabla I.VI Datos de consolidación estado natural y carga y descarga.

Natural		
W_m	107.05	gr
W_s	82.30	gr
W_w	24.74	gr
V_t	59.00	cm ³
V_v	27.35	cm ³
V_s	31.65	cm ³
γ_m	1814.11	gr/cm ³
S_s	2.6	
w	30.07	%
e	0.86	
G_w	90.47	%

		Δq (gr)	$\sum q$ (gr)	e	σ (Kg/cm ²)	V_v (cm ³)
SITIO	1.- SITIO	516	516	0.85	0.18	26.90
HIDRATADO	2.- 1+INCREMENTO	0	516	0.95	0.18	30.07
CARGA	3.- 2+INCREMENTO	517	1033	0.94	0.36	29.88
CARGA	4.- 3+INCREMENTO	1001	2034	0.94	0.72	29.75
CARGA	5.- 4+INCREMENTO	1998	4032	0.90	1.42	28.72
CARGA	6.- 5+INCREMENTO	4123	8155	0.84	2.89	26.84
CARGA	7.-6+INCREMENTO	8027	16182	0.76	5.74	24.28
				0.77	2.89	24.37
				0.77	1.42	24.41
				0.78	0.72	24.77
				0.79	0.36	25.14
				0.81	0.18	25.91

I.V Cálculos y datos de los ensayos de granulometría por mallas y por hidrómetro “Santa Fe”.

Tabla I.VII Datos de la granulometría por mallas e hidrómetro.

Malla No.	Abertura en mm.	% pasa acum.
3"	76.200	100
2"	50.800	100
1 ½"	38.100	100
1"	25.400	100
¾"	19.050	100
½"	12.700	100
3/8"	9.530	100
¼"	6.350	100
No.4	4.750	100
10	2.000	100
20	0.850	100
40	0.425	99
60	0.250	98
100	0.150	98
200	0.075	96

Abertura en mm	% pasa acum
0.02518	90
0.02478	87
0.02437	84
0.02416	82
0.02353	77
0.02266	68
0.02048	53
0.01916	45
0.01775	37
0.01653	31
0.01621	29
0.01521	24
0.01451	21
0.01304	13
0.01166	8
0.01086	9

ANEXOS II.

II.I Cálculos para la expansión según la ecuación propuesta por Nelson y Miller utilizando la succión mátrica.

Nelson y Miller propone una ecuación para calcular la expansión del suelo dicha ecuación utiliza la succión mátrica como se muestra a continuación

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{z_i}{(1 + e_0)_i} [C_{mi} \Delta \log(u_a - u_w) + C_{ti} \Delta \log(\sigma - u_a)]_i \quad (II.I)$$

Donde:

ρ = Expansión total

z_i = Espesor de la capa

$$\begin{aligned} [C_{mi} \Delta \log(u_a - u_w) + C_{ti} \Delta \log(\sigma - u_a)]_i &= (e_f - e_0)_i \\ &= C_{mi} \log[(u_a - u_w)_f / (u_a - u_w)_0]_i \end{aligned}$$

C_{mi} = Índice de la succión mátrica para la capa i

C_{ti} = Índice de esfuerzo efectivo para la capa i

σ = Esfuerzo efectivo

u_a = Presión de poro

u_w = Presión de agua

$(u_a - u_w)_f$ = Succión mátrica final

$(u_a - u_w)_0$ = Succión mátrica inicial

e_0 = Relación de vacíos inicial

El resultado obtenido es el siguiente

z_i = Espesor de la capa = 150 cm.

C_{mi} = Índice de la succión mátrica para la capa $i = -0.2955$

$(u_a - u_w)_f$ = Succión mátrica final = 12.791988 kPa

$(u_a - u_w)_0$ = Succión mátrica inicial = 57908.96269 kPa

e_0 = Relación de vacíos inicial = 1.491518771

II.II Cálculos para la expansión según la ecuación propuesta por Nelson y Miller utilizando la prueba de compresibilidad.

Nelson y Miller también propusieron como calcular la expansión pero utilizando la prueba de compresibilidad

$$\rho = \sum_{i=1}^n \left[\frac{C_s z_i}{(1 + e_0)_i} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{sc}} \right) \right] \quad (II. II)$$

Donde:

ρ =Expansión total

z_i =Espesor de la capa

e_0 =Relación de vacíos inicial

C_s =Pendiente de la curva de descarga

σ'_f =Presión donde inicia el tramo virgen

σ'_{sc} =Presión donde se intercepta el tramo virgen con la relación de vacíos inicial (presión de expansión)

El resultado que obtuvimos es el siguiente:

z_i =Espesor de la capa = 150 cm.

e_0 =Relación de vacíos inicial= 1.491518771

C_s =Pendiente de la curva de descarga= -0.002601496

σ'_f =Presión donde inicia el tramo virgen= 0.028805641 Kg/cm²

σ'_{sc} =Presión donde se intercepta el tramo virgen con la relación de vacíos inicial= 0.034676664 Kg/cm²

II.III Cálculos para la expansión según la ecuación propuesta por Robert Lytton.

Utilizando la ecuación 3.7 se puede reducir de la siguiente forma:

$$\gamma_{\sigma} = \gamma_h \frac{1}{1 + \frac{0.4343}{S_w}}$$

$$\gamma_h = -0.000730898$$

$$S = \text{Es el valor absoluto de la pendiente o grado de saturación} = 2.242857143$$

$$w = \text{Contenido de agua} = 0.378735914$$

Por lo tanto

$$\gamma_{\sigma} = (-0.000730898) \frac{1}{1 + \frac{0.4343}{(2.242857143)(0.378735914)}} = -0.000483631$$

Por lo tanto la ecuación 3.3 da lo siguiente:

$$h_i = \text{Succión matricia inicial} = 57908.96269 \text{ kPa}$$

$$h_f = \text{Succión matricia final} = 12.791988 \text{ kPa}$$

$$\sigma_i = \text{Esfuerzo principal inicial} = 0.02168471 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \text{Esfuerzo principal final} = 0.035926571 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_h = \text{Indice de succión matricia} = -0.000730898$$

$$\gamma_{\sigma} = \text{Indice de esfuerzo principal} = -0.000483631$$

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{V} &= -(-0.000730898) \log_{10} \left(\frac{12.791988}{57908.96269} \right) - 0.000483631 \log_{10} \left(\frac{0.035926571}{0.02168471} \right) \\ &= -0.002778006 \end{aligned}$$

$$V = 57.57674723 \text{ cm}^3$$

$$\Delta V = -0.159952002 \text{ cm}^3$$

$$\text{Area} = 28.08621816 \text{ cm}^2$$

II.IV Cálculos para la relación de vacíos aplicando la suposición.

La suposición que se aplicó fue proponiendo que se obtiene tres contenidos de agua que se muestran a continuación y posteriormente se obtiene una ecuación para la gráfica que se creó con los contenidos de agua, dicha ecuación será utilizada para obtener la relación de vacíos deseada.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (II.III)$$

Contenido de agua terminada la prueba (muestra totalmente seca):

$$W_w = 0 \text{ gr}$$

$$W_s = 61.23 \text{ gr}$$

$$w = 0$$

Contenido de agua natural (carga de sitio):

$$W_w = 23.19 \text{ gr}$$

$$W_s = 61.23 \text{ gr}$$

$$w = 0.378735914$$

Contenido de agua cuando está totalmente saturada la muestra (hidratado)

$$W_w = 61.23 \text{ gr}$$

$$W_s = 61.23 \text{ gr}$$

$$w = 1$$

Posteriormente es necesario obtener la relación de vacíos para cada contenido de agua obtenido

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (II.IV)$$

Relación de vacíos terminada la prueba (muestra totalmente seca):

$$V_m = 44.44385143 \text{ cm}^3$$

$$V_s = 23.10566038 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{44.44385143 - 23.10566038}{23.10566038} = 0.923504921$$

$$e = 0.923504921$$

Relación de vacíos natural (carga de sitio):

$$e = \frac{V_{v_0} - \left(\frac{\pi D^2}{4} ((l_{m_i} - l_{m_{f1}})(.001)(2.54)) \right)}{V_s} \quad (II.V)$$

Donde:

$$V_{v_0} = \text{Volumen de vacíos inicial} = 34.47108685 \text{ cm}^3$$

$$D = \text{Diametro del anillo de consolidación} = 5.98 \text{ cm}$$

$$l_{m_i} = \text{Lectura del micrómetro inicial} = 6$$

$$l_{m_{f1}} = \text{Lectura del micrómetro final 1} = 5.88$$

$$e = \frac{34.47108685 - \left(\frac{\pi 5.98^2}{4} ((6 - 5.88)(.001)(2.54)) \right)}{23.10566038} = 1.491518771$$

Relación de vacíos totalmente saturada la muestra (hidratado):

$$e = \frac{V_{v_0} - \left(\frac{\pi D^2}{4} ((l_{m_i} - l_{m_{f1}})(.001)(2.54)) \right) - \left(\frac{\pi D^2}{4} ((l_{m_{f1}} - l_{m_{f2}})(.001)(2.54)) \right)}{V_s}$$

(II.VI)

Donde:

$$l_{m_{f2}} = \text{Lectura del micrómetro final 2} = 6.15$$

Por lo tanto

$$e = \frac{34.47108685 - \left(\frac{\pi 5.98^2}{4} ((6 - 5.88)(.001)(2.54)) \right) - \left(\frac{\pi 5.98^2}{4} ((5.88 - 6.15)(.001)(2.54)) \right)}{23.10566038} = 1.492352399$$

Con los datos anteriores podemos obtener la siguiente tabla

Tabla II.I Relación de vacíos y Contenido de agua.

	<i>e</i>	<i>w</i>
terminada la prueba (muestra totalmente ceca)	0.9235	0
natural (carga de sitio)	1.4915	0.3787
totalmente saturada la muestra (hidratado)	1.4923	1

Los datos de la tabla anterior fueron obtenidos de la prueba de compresibilidad con los datos del contenido de agua cuando se termino la prueba de compresibilidad (muestra seca), el contenido de agua natural, y cuando la muestra está totalmente saturada (hidratado) la finalidad de los datos es realizar un experimento donde se pueda obtener un ecuación de ajuste para los tres datos y con dicha ecuación de ajuste se tiene la posibilidad de de conocer los vacíos para cualquier contenido de agua, el contenido de agua que se aplicara a la ecuación será el contenido de agua de la succión.

II.V Ecuación experimental para la relación de vacíos.

A continuación se muestra la ecuación que obtuvo de los datos anteriores

$$e = 2.6557w^5 - 10.316w^4 + 15.662w^3 - 11.577w^2 + 4.1434w + 0.9235 \quad (II.VII)$$

La tabla siguiente muestra la relación de vacíos obtenida para cada contenido de agua, así como el grado de saturación, la succión matrica y el contenido de agua volumétrico calculado con

$$\theta = G_w(e) \quad (II.VIII)$$

Donde:

θ =Contenido de agua volumétrico

G_w =Grado de saturación

Tabla II.II Relación de vacíos dependiendo del contenido de agua aplicando las ecuaciones II.VII y II.VIII.

*Contenido de agua (pF)	Relación de vacíos	*Succión mátrica (pF)	*Grado de saturación (%)	Contenido de agua volumétrica
0.00	0.92	5.11	0.5	46.18E-4
0.00	0.92	5.05	0.5	46.18E-4
0.00	0.92	5.05	0.5	46.18E-4
8	1.18	4.44	11.11	13.20E-2
7.79	1.18	4.45	11.11	13.14E-2
7.42	1.17	4.45	11.11	13.03E-2
15.62	1.34	4.48	22.22	29.82E-2
16.16	1.35	4.36	22.22	30.00E-2
15.97	1.34	4.49	22.22	29.94E-2
23.95	1.43	3.92	33.33	47.83E-2
22.80	1.42	4.06	33.33	47.52E-2
23.65	1.43	1.92	33.33	47.76E-2
33.08	1.48	1.32	44.44	65.83E-2
33.11	1.48	1.57	44.44	65.83E-2
31.09	1.47	1.53	44.44	65.54E-2
39.21	1.49	1.55	55.55	82.95E-2
39.79	1.49	1.46	55.55	82.98E-2
40.48	1.49	1.28	55.55	83.02E-2
47.78	1.49	1.43	66.66	99.80E-2
48.68	1.49	1.32	66.66	99.80E-2
48.69	1.49	1.46	66.66	99.80E-2
54.68	1.49	1.35	77.77	1.16344
55.76	1.49	1.33	77.77	1.16320
56.80	1.49	1.37	77.77	1.16297

*(La succión mátrica fue obtenida por medio de pruebas)

II.VI Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.17) curva de hidratado.

Aplicando el modelo obtenemos el siguiente ajuste

θ_s =Contenido de agua volumétrico saturada= 1.162976

ψ =Succión= *Tabla de datos de succion (diferentes valores)*

e =2.718281828

$a = \psi_i$ =Esta cercanamente relacionado con el valor de la presión de entrada de aire=
 $1.530135 \text{ pF} = 33.8949469 \text{ kPa}$

$$m = 3.67 \ln \left[\frac{\theta_s}{\theta_i} \right] = \text{Controla el punto de inflexión} = 3.67 \ln \left[\frac{1.162976}{0.655406} \right] = 3.02089885$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72s\psi_i = \text{Controla la pendiente de la curva}$$

$$\text{característica} = \frac{1.31^{3.02089885+1}}{(3.03089885)(1.492770)} = 23.15957231$$

$$s = \frac{\theta_i}{\psi_p - \psi_i} = \text{Pendiente de la línea tangente} = \frac{0.655406}{79.4328234724282 - 33.8949468959165} = 0.279669878$$

ψ_i =Succión que corresponde al punto de inflexión=
 $1.530135 \text{ pF} = 33.8949468959165 \text{ kPa}$

θ_i =Humedad volumétrica que corresponde al punto de inflexión= 0.655406

ψ_p =Succión que corresponde a la línea tangente del punto de inflexión cruzando el eje x (eje de succión).=
 $1.9 \text{ pF} = 79.4328234724282 \text{ kPa}$

$$\theta = 1.162976 \left[\frac{1}{\ln \left[e + \left(\frac{\text{Datos de succion}}{33.8949469} \right)^{23.15957231} \right]} \right]^{3.020898485} =$$

Tabla II.III obtención del contenido de agua volumétrico ecuación 2.17 (Fredlund y Xing, 1994) (curva de hidratado).

Contenido de agua volumétrico (hidratado)
0
0
0
0
0
0
0
0
0
0
1E-6
1E-6
1.50E-4
1.16
0.07
0.65
0.24
1.13
1.16
1.09
1.10
1.06
1.11
1.15
1.10

II.VII Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.21) curva de hidratado.

θ_r =Contenido de agua volumétrico residual= 0.407970

$$\theta = 0.407970 + \frac{1.163447 - 0.407970}{\left[\ln \left[e + \left(\frac{\text{Datos de succion}}{33.8949469} \right)^{23.15957231} \right] \right]^{3.020898485}} =$$

Tabla II.IV Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21 (Fredlund y Xing, 1994) (hidratado).

Contenido de agua volumétrico (hidratado)
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.79E-2
40.80E-2
1.16
46.28E-2
88.42E-2
58.24E-2
1.12
1.16
1.15
1.16
1.12
1.163
1.164
1.1631
1.1634
1.1634
1.1634
1.1634
1.1634
1.1634
1.1634

II.VIII Datos de la curva de secado.

Tabla II.V Datos para curva de secado.

*Contenido de agua	Relación de vacíos modificada	*Succión Matrica	*Grado de saturación	Contenido de agua volumétrico
57.23E-2	1.08	0.98	1.00	1.08
43.80E-2	1.10	1.11	1.00	1.10
53.50E-2	1.20	0.99	1.00	1.20
66.12E-2	1.25	1.45	91.52E-2	1.14
63.26E-2	1.29	1.54	91.45E-2	1.18
61.27E-2	1.31	1.39	91.38E-2	1.20
57.03E-2	1.30	1.40	82.24E-2	1.07
59.48E-2	1.25	1.36	82.17E-2	1.03
58.34E-2	1.494	1.79	82.10E-2	1.22
52.37E-2	1.496	1.59	73.00E-2	1.09
51.29E-2	1.4967	1.60	73.55E-2	1.10
47.43E-2	1.497	1.75	63.63E-2	9.53E-01
47.31E-2	1.4971	1.42	63.18E-2	9.46E-01
44.72E-2	1.496	1.67	63.3E-2	9.54E-01
38.02E-2	1.491	4.78	54.05E-2	8.06E-01
38.87E-2	1.492	4.51	54.14E-2	8.08E-01
39.39E-2	1.493	4.77	54.22E-2	8.10E-01
30.25E-2	1.47	4.62	42.13E-2	6.20E-01
30.77E-2	1.473	4.61	42.22E-2	6.22E-01
31.03E-2	1.474	4.83	42.31E-2	6.24E-01
21.25E-2	1.41	4.79	30.18E-2	4.26E-01
21.67E-2	1.415	4.49	30.31E-2	4.29E-01
22.12E-2	1.419	4.77	30.14E-2	4.28E-01
12.27E-2	1.28	4.66	15.81E-2	2.03E-01
9.34E-2	1.22	4.62	15.74E-2	1.92E-01
13.83E-2	1.31	4.82	15.63E-2	2.05E-01
3.04E-2	1.03	4.51	4.19E-2	4.36E-02
3.01E-2	1.038	4.68	4.16E-2	4.33E-02
2.94E-2	1.035	4.91	4.12E-2	4.27E-02

* (La succión matrica fue obtenida por medio de pruebas)

II.IX Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.17) curva de secado (a).

$$\theta_s = \text{Contenido de agua volumétrico saturada} = 1.227378$$

$$\psi = \text{Succión} = \text{Tabla de datos de succion (diferentes valores)}$$

$$e = 2.718281828$$

$$a = \psi_i = \text{Esta sercamente relacionado con el valor de aire entrante} = 1.75641736 \text{ pF} = 57.0712464 \text{ kPa}$$

$$m = 3.67 \ln \left[\frac{\theta_s}{\theta_i} \right] = \text{Controla el punto de inflexión} = 3.67 \ln \left[\frac{1.227378}{0.952714} \right] = 1.653897933$$

$$n = \frac{1.31^{m+1}}{m\theta_s} 3.72s\psi_i = \text{Controla la pendiente de la curva}$$

$$\text{característica} = \frac{1.31^{1.653897933+1}}{(1.653897933)(1.495130)} = 47.90476565$$

$$s = \frac{\theta_i}{\psi_p - \psi_i} = \text{Pendiente de la línea tangente} = \frac{0.952714}{199.526231 - 57.0712464} = 0.272508479$$

$$\psi_i = \text{Succión que corresponde al punto de inflexión} = 1.756417 \text{ pF} = 199.526231 \text{ kPa}$$

$$\theta_i = \text{Contenido de agua volumétrico que corresponde al punto de inflexión} = 0.952714$$

$$\psi_p = \text{Succión que corresponde a la línea tangente del punto de inflexión cruzando el eje x (eje de succion).} = 2.3 \text{ pF} = 199.526231 \text{ kPa}$$

Tabla II.VI Obtención del contenido de agua volumétrico con ecuación 2.17 (curva de secado).

Contenido de agua volumétrico (secado)
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
0.12
1.22
1.22
1.22
0.95
1.22
1.22
0.0001
0.000117
0.0001
0.000109
0.00011
0.000098
0.000099
0.000118
0.0001
0.000107
0.00011
0.000098
0.000117
0.000106
0.000093

II.IX Cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing 1994 (ecuación 2.21) curva de secado (b).

θ_r =Contenido de agua volumétrico residual= 0.586416

Tabla II.VII Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21 (curva de secado).

Contenido de agua volumétrico (secado)
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
1.22
0.68
1.22
1.22
1.22
1.08
1.22
1.22
58.81E-2
58.82E-2
58.81E-2
58.81E-2
58.81E-2
58.80E-2
58.80E-2
58.82E-2
58.81E-2
58.81E-2
58.81E-2
58.80E-2
58.82E-2
58.81E-2
58.80E-2

II.X Cálculos para la conductividad hidráulica.

Lytton nos menciona que para poder obtener la expansión es necesario conocer el coeficiente de difusión y este a su vez necesita que sea conocida la conductividad

$$A = \ln(\psi_{aev})$$

Donde:

ψ_{aev} = Succion cuando el valor de aire entra en los poros más grandes = 1.6057071 pF = 40.33732495862 kPa

$$b = \ln(1000000)$$

$$\Delta y = \frac{A - b}{N}$$

N = Numero de subintervalos del mismo tamaño = 20

$$A = y_1$$

$$b = y_{N+1}$$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y$$

$$\bar{y}_i = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$$

A continuación se muestra el resultado obtenido con los datos anteriores

Numerador

$$\left\{ \left[\sum_{i=j}^N \frac{\theta(e^{\bar{y}_i}) \theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] - \left[\theta(\psi) \sum_{i=j}^N \frac{\theta'(e^{\bar{y}_i})}{e^{\bar{y}_i}} \right] \right\} =$$

Tabla II.VIII Cálculo del numerador para la conductividad hidráulica.

Numerador
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.51E-12
-4.50E-12
-4.50E-12
6.33E-13
5.12E-08
2.58E-09
2.25E-08
8.22E-09
4.92E-08
5.12E-08
5.09E-08
5.12E-08
4.95E-08
5.12E-08
5.12E-08
5.11E-08
5.12E-08
5.12E-08
5.12E-08
5.12E-08
5.12E-08
5.12E-08
5.12E-08

Tabla II.X Cálculo de la conductividad hidráulica.

Conductividad hidráulica	Succión Matrica(pF)=	Contenido de agua volumétrico
-1.46E-06	9.81E-01	4.08E-01
-1.46E-06	1.11E+00	4.08E-01
-1.46E-06	9.96E-01	4.08E-01
-1.46E-06	1.45E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.55E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.40E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.40E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.36E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.80E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.60E+00	4.08E-01
-1.46E-06	1.61E+00	4.08E-01
2.05E-07	1.58E+00	4.08E-01
1.66E-02	1.76E+00	1.16E+00
8.36E-04	1.43E+00	4.63E-01
7.27E-03	1.67E+00	8.84E-01
2.66E-03	4.78E+00	5.82E-01
1.59E-02	4.51E+00	1.12E+00
1.66E-02	4.78E+00	1.16E+00
1.65E-02	4.63E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.61E+00	1.16E+00
1.60E-02	4.83E+00	1.13E+00
1.66E-02	4.80E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.50E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.78E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.66E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.62E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.83E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.51E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.68E+00	1.16E+00
1.66E-02	4.92E+00	1.16E+00

II.XI Cálculos para el coeficiente de difusión.

Lytton menciona que el coeficiente de difusión es necesario para la predicción de la expansión pero dicho coeficiente de difusión debe corresponder a cualquier contenido de agua deseado.

Tabla II.XI Coeficiente difusión según Mualem.

Contenido de agua volumétrico (hidratado)	Contenido normalizado de agua	Coeficiente de difusión Mualem
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	0.00E+00	0.00E+00
4.08E-01	1.01E-04	0.00E+00
1.16E+00	1.00E+00	5.75E+02
4.63E-01	5.06E-02	2.11E-04
8.84E-01	4.39E-01	9.84E-03
5.82E-01	1.61E-01	1.42E-03
1.12E+00	9.61E-01	4.46E-01
1.16E+00	1.00E+00	4.43E+03
1.16E+00	9.94E-01	3.01E+00
1.16E+00	1.00E+00	7.14E+02
1.13E+00	9.68E-01	5.42E-01
1.16E+00	1.00E+00	1.15E+02
1.16E+00	1.00E+00	4.60E+02
1.16E+00	1.00E+00	5.24E+01
1.16E+00	1.00E+00	5.10E+04
1.16E+00	1.00E+00	3.10E+06
1.16E+00	1.00E+00	3.07E+05
1.16E+00	1.00E+00	∞
1.16E+00	1.00E+00	∞
1.16E+00	1.00E+00	∞

II.XII Cálculos para la predicción de la expansión.

Tomando la ecuación 3.10 y despejando γ_h

$$\gamma_h = \frac{D - 0.0029 + 0.000162(S)}{-0.0122}$$

Donde:

S = Valor absoluto de la pendiente de la curva característica (hidratado o secado). = 2.242857143

γ_h = Índice de succión matricial = -0.105386696

γ_σ = Se calcula de la con la ecuación 3.7

$\gamma_h = -0.105386696$

Por lo tanto

$$\gamma_\sigma = (-0.105386696) \frac{1}{1 + \frac{0.4343}{(2.242857143)(0.378735914)}} = -0.069733786$$

Con los datos obtenidos regresamos a la función 3.3

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{V} &= -(-0.105386696) \log_{10} \left(\frac{12.791988}{57908.96269} \right) - 0.069733786 \log_{10} \left(\frac{0.035926571}{0.02168471} \right) \\ &= -0.36998352 \end{aligned}$$

$$V = 57.57674723 \text{ cm}^3$$

$$\Delta V = -21.3024476 \text{ cm}^3$$

$$\text{Area} = 28.08621816 \text{ cm}^2$$

II.XIII Cálculos para la predicción de la presión de expansión.

Lytton menciona que para poder obtener la presión de expansión es necesario calcular la expansión como se menciono anteriormente

Donde:

σ_v = Presión de expansión

σ_i = Presión inicial = $0.02168471 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 216.8471032 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$

h_i = Succión matricial inicial = 57908.96269 kPa

h_f = Succión matricial final = 12.791988 kPa

γ_h =Índice de succión matric= $-0.000730898a$

γ_σ =Índice de esfuerzo principal= -0.000483631

γ_t =Índice de la succion total= -0.8056

z =Espesor de la capa = 150 cm .

G_w =Grado de saturacion= *de 0 a 100 %*

Por lo tanto obtenemos la siguiente tabla

Tabla II.XII Cálculo de la presión de expansión caso 1.

G_w	$f = \frac{1}{G_w} - 1$	$\epsilon_v = f \frac{\Delta V}{V}$	$\sigma_v = \frac{Kg}{cm^2}$	$\sigma_v = \frac{Ton}{m^2}$
2.65E+00	-6.23E-01	1.73E-03	4.26E+03	4.26E+00
2.65E+00	-6.23E-01	1.73E-03	4.26E+03	4.26E+00
2.65E+00	-6.23E-01	1.73E-03	4.26E+03	4.26E+00
1.11E+01	-9.10E-01	2.53E-03	3.67E+02	3.67E-01
1.11E+01	-9.10E-01	2.53E-03	3.67E+02	3.67E-01
1.11E+01	-9.10E-01	2.53E-03	3.67E+02	3.67E-01
2.22E+01	-9.55E-01	2.65E-03	2.67E+02	2.67E-01
2.22E+01	-9.55E-01	2.65E-03	2.67E+02	2.67E-01
2.22E+01	-9.55E-01	2.65E-03	2.67E+02	2.67E-01
3.33E+01	-9.70E-01	2.69E-03	2.41E+02	2.41E-01
3.33E+01	-9.70E-01	2.69E-03	2.41E+02	2.41E-01
3.33E+01	-9.70E-01	2.69E-03	2.41E+02	2.41E-01
4.44E+01	-9.78E-01	2.72E-03	2.29E+02	2.29E-01
4.44E+01	-9.78E-01	2.72E-03	2.29E+02	2.29E-01
4.44E+01	-9.78E-01	2.72E-03	2.29E+02	2.29E-01
5.56E+01	-9.82E-01	2.73E-03	2.22E+02	2.22E-01
5.56E+01	-9.82E-01	2.73E-03	2.22E+02	2.22E-01
5.56E+01	-9.82E-01	2.73E-03	2.22E+02	2.22E-01
6.67E+01	-9.85E-01	2.74E-03	2.18E+02	2.18E-01
6.67E+01	-9.85E-01	2.74E-03	2.18E+02	2.18E-01
6.67E+01	-9.85E-01	2.74E-03	2.18E+02	2.18E-01
7.78E+01	-9.87E-01	2.74E-03	2.14E+02	2.14E-01
7.78E+01	-9.87E-01	2.74E-03	2.14E+02	2.14E-01
7.78E+01	-9.87E-01	2.74E-03	2.14E+02	2.14E-01
8.89E+01	-9.89E-01	2.75E-03	2.12E+02	2.12E-01
8.89E+01	-9.89E-01	2.75E-03	2.12E+02	2.12E-01

8.89E+01	-9.89E-01	2.75E-03	2.12E+02	2.12E-01
1.00E+02	-9.90E-01	2.75E-03	2.10E+02	2.10E-01
1.00E+02	-9.90E-01	2.75E-03	2.10E+02	2.10E-01
1.00E+02	-9.90E-01	2.75E-03	2.10E+02	2.10E-01

Con las formulas anteriormente explicadas obtenemos a presión de expansión siguiente

Donde:

σ_v =Presion de expansión

$$\sigma_i = \text{Presion inicial} = 0.02168471 \frac{Kg}{cm^2} = 216.8471032 \frac{Kg}{m^2}$$

h_i =Succion matrica inicial= 57908.96269 *kPa*

h_f =Succion matrica final= 12.791988 *kPa*

γ_h =Indice de succion matrica= -0.1053867

γ_σ =Indice de esfuerzo principal= -0.06973379

γ_t =Indice de la succion total= -0.8056

z =Espesor de la capa = 150 *cm*.

G_w =Grado de saturacion= de 0 a 100 %

Por lo tanto obtenemos la siguiente tabla

Tabla II.XIII cálculo de la presión de expansión caso 2.

G_w	$f = \frac{1}{G_w} - 1$	$\varepsilon_v = f \frac{\Delta V}{V}$	$\sigma_v = \frac{Kg}{cm^2}$	$\sigma_v = \frac{Ton}{m^2}$
2.65E+00	-6.23E-01	2.30E-01	9.23E+03	9.23E+00
2.65E+00	-6.23E-01	2.30E-01	9.23E+03	9.23E+00
2.65E+00	-6.23E-01	2.30E-01	9.23E+03	9.23E+00
1.11E+01	-9.10E-01	3.37E-01	9.59E+02	9.59E-01
1.11E+01	-9.10E-01	3.37E-01	9.59E+02	9.59E-01
1.11E+01	-9.10E-01	3.37E-01	9.59E+02	9.59E-01
2.22E+01	-9.55E-01	3.53E-01	7.14E+02	7.14E-01
2.22E+01	-9.55E-01	3.53E-01	7.14E+02	7.14E-01
2.22E+01	-9.55E-01	3.53E-01	7.14E+02	7.14E-01

3.33E+01	-9.70E-01	3.59E-01	6.50E+02	6.50E-01
3.33E+01	-9.70E-01	3.59E-01	6.50E+02	6.50E-01
3.33E+01	-9.70E-01	3.59E-01	6.50E+02	6.50E-01
4.44E+01	-9.78E-01	3.62E-01	6.20E+02	6.20E-01
4.44E+01	-9.78E-01	3.62E-01	6.20E+02	6.20E-01
4.44E+01	-9.78E-01	3.62E-01	6.20E+02	6.20E-01
5.56E+01	-9.82E-01	3.63E-01	6.03E+02	6.03E-01
5.56E+01	-9.82E-01	3.63E-01	6.03E+02	6.03E-01
5.56E+01	-9.82E-01	3.63E-01	6.03E+02	6.03E-01
6.67E+01	-9.85E-01	3.64E-01	5.92E+02	5.92E-01
6.67E+01	-9.85E-01	3.64E-01	5.92E+02	5.92E-01
6.67E+01	-9.85E-01	3.64E-01	5.92E+02	5.92E-01
7.78E+01	-9.87E-01	3.65E-01	5.84E+02	5.84E-01
7.78E+01	-9.87E-01	3.65E-01	5.84E+02	5.84E-01
7.78E+01	-9.87E-01	3.65E-01	5.84E+02	5.84E-01
8.89E+01	-9.89E-01	3.66E-01	5.78E+02	5.78E-01
8.89E+01	-9.89E-01	3.66E-01	5.78E+02	5.78E-01
8.89E+01	-9.89E-01	3.66E-01	5.78E+02	5.78E-01
1.00E+02	-9.90E-01	3.66E-01	5.74E+02	5.74E-01
1.00E+02	-9.90E-01	3.66E-01	5.74E+02	5.74E-01
1.00E+02	-9.90E-01	3.66E-01	5.74E+02	5.74E-01

II.XIV Cálculos para la bajada de cargas del edificio.

Tabla II.XIV cálculo de la bajada de cargas.

BAJADA DE CARGAS	PESO VOLUMETRICO (Kg/m^3)	ESPESOR (m)	W (Kg/m^2)
IMPERMEABILIZANTE	15	0.005	0.07
LOSA	2400	0.01	240
APLANADO	2200	0.015	33
			273.07
			273.07
SE CONSIDERARA UNA CARGA VIVA (Kg/m^2)			100
CARGA MUERTA (Kg/m^2)			40
CARGA ADICIONAL (Kg/m^2)			40
CARGA TOTAL (Kg/m^2)			413.07

PESO VOLUMETRICO DE MURO (Kg/m^3)	1500
---------------------------------------	------

$$w = \gamma_w(b) \quad (II. IX)$$

b =Espesor del muro

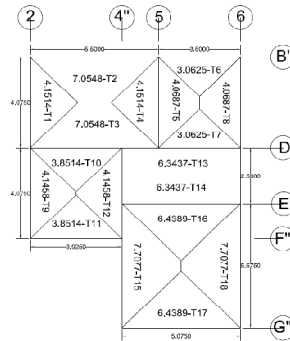


Figura II.I áreas de tableros de loza de azotea.

A continuación se muestran cargas de los tableros mostrados

$$Carga\ a\ los\ bordes = \frac{(AREA)(W_t)}{Distancia\ del\ lado} \quad (II.X)$$

Tabla II.XV Carga en cada borde del tablero.

TABLERO	LADO	AREA (m ²)	DISTANCIA LADO (m)	CARGA TOTAL (Kg/m ²)	CARGA A LOS BORDES (Kg/m)
1	CORTO	4.15	4.08	413.08	420.82
2	LARGO	7.05	5.50	413.08	529.85
3	LARGO	7.05	5.50	413.08	529.85
4	CORTO	4.15	4.08	413.08	420.82
5	LARGO	4.07	4.08	413.08	412.44
6	CORTO	3.06	3.50	413.08	361.44
7	CORTO	3.06	3.50	413.08	361.44
8	LARGO	4.07	4.08	413.08	412.44
9	LARGO	4.15	4.08	413.08	420.25
10	CORTO	3.85	3.93	413.08	405.33
11	CORTO	3.85	3.93	413.08	405.33
12	LARGO	4.15	4.08	413.08	420.25
13	LARGO	6.34	6.34	413.08	413.08
14	LARGO	6.34	6.34	413.08	413.08
15	LARGO	7.71	5.58	413.08	571.10
16	CORTO	6.44	5.08	413.08	524.09
17	CORTO	6.44	5.08	413.08	524.09
18	LARGO	7.71	5.58	413.08	571.10

Debido a que la construcción se realizara con muros de carga, también es necesario conocer la carga que transmiten los muros a la zapata.

Tabla II.XVI Volúmenes, pesos y pesos por cada metro que cargara la zapata por muro.

Eje Tramo	Muro						Puerta			Ventana			Total	Peso (Kg)	Zapata Longitud (m)	Peso por cada metro (Kg/m)
	Altura (m)	Largo (m)	Espesor (m)	Volumen (m ³)	Altura (m)	Largo (m)	Volumen (m ³)	Altura (m)	Largo (m)	Volumen (m ³)	Volumen (m ³)	Peso (Kg)				
2 B"-D	2.4	4.07	0.15	1.46	0	0	0.00	0	0	0.00	0.00	2200.5	4.07	540.00		
4" D-G"	2.4	8.07	0.15	2.90	0	0	0.00	2.1	5.85	1.84	1.064	1596.4	8.07	197.69		
5 B"-D	2.4	4.07	0.15	1.46	2.1	2	0.63	0	0	0.00	0.837	1255.5	4.07	308.09		
6 B"-G"	2.4	12.1	0.15	4.37	0	0	0.00	0	0	0.00	4.374	6561.0	12.15	540.00		
B" 2-5	2.4	5.5	0.15	1.98	0	0	0.00	1.3	1.995	0.38	1.591	2386.5	5.5	433.90		
D 2-5	2.4	5.5	0.15	1.98	2.1	1.35	0.42	0	0	0.00	1.555	2332.1	5.5	424.02		
D 5-6	2.4	3.5	0.15	1.26	0	0	0.00	0	0	0.00	1.260	1890.0	3.5	540.00		
E 4"-6	2.4	5.07	0.15	1.82	2.1	1.5	0.47	0	0	0.00	1.355	2031.8	5.07	400.34		
G" 4"-6	2.4	5.07	0.15	1.82	0	0	0.00	0	0	0.00	1.827	2740.5	5.07	540.00		
F" 2-4"	2.4	3.92	0.15	1.41	2.1	1.195	0.37	2.1	2.28	0.71	0.318	477.6	3.92	121.67		
2 D-F"	2.4	4.07	0.15	1.46	0	0	0.00	0	0	0.00	1.467	2200.5	4.07	540.00		
B" 5-6	2.4	0	0	0	0	0	0.00	0	0	0.00	0.000	0.0	3.5	0.00		

$$V = (largo)(alto)(espesor) = (m^3) \quad (II.XI)$$

(largo), (alto) = Cambian conforme a la parte que se esté calculando

(espesor) = 0.15 muro

$$V_T = V_m - V_p - V_v \quad (II.XII)$$

$V_T =$ Volumen total = (m³)

V_m =Volumen muro= (m^3)

V_p =Volumen puerta= (m^3)

V_v =Volumen ventana= (m^3)

$$W_T = (\text{peso vol muro})(V_T) \quad (\text{II.XIII})$$

W_T =Peso= (Kg)

L_z =Longitud de la zapata.= (m)

$$W_{\text{por metro (muro)}} = \frac{W_T}{L_z} \quad (\text{II.XIV})$$

$W_{\text{por metro (muro)}}$ =Peso por cada metro muro = (Kg/m)

$$W_{\text{por losa}} = \sum_{i=1}^n W_{\text{tablero } i} \quad (\text{II.XV})$$

Donde:

i =Contador

n =Numero de tableros correspondientes a la zapata.

$W_{\text{por losa}}$ =Peso que transmite la losa a la zapata. = (Kg/m)

$W_{\text{tablero } i}$ =Peso del tablero i = (Kg/m)

$$W_{\text{zapata (carga)}} = W_{\text{por metro (muro)}} + W_{\text{por losa}} \quad (\text{II.XVI})$$

$W_{\text{zapata (carga)}}$ =Peso que carga la zapata

Tabla II.XVII Peso que carga la zapata por muro y por losa.

Eje	Tramo	Longitud (m)	Peso por cada metro muro (Kg/m)	Peso que carga la zapata por losa (Kg/m)	Peso que carga la zapata total (Kg/m)	Peso que carga la zapata total (Ton/m)
2	B"-D	4.08	540.00	420.82	960.82	0.96
4"	D-G"	8.08	197.69	991.35	1189.04	1.19
5	B"-D	4.08	308.10	833.26	1141.35	1.14
6	B"-G"	12.15	540.00	983.53	1523.53	1.52
B"	2-5	5.50	433.90	529.85	963.75	0.96
D	2-5	5.50	424.02	935.18	1359.20	1.36
D	5-6	3.50	540.00	774.52	1314.52	1.31
E	4"-6	5.08	400.34	937.16	1337.51	1.34
G"	4"-6	5.08	540.00	524.09	1064.09	1.06
F"	2-4"	3.93	121.67	405.33	527.00	0.53
2	D-F"	4.08	540.00	420.25	960.25	0.96
B"	5-6	3.50	0.00	361.44	361.44	0.36

II.XV Cálculos para la ecuación experimental de la relación de vacíos "Jurica".

Como se menciona antes es necesario obtener tres humedades y relaciones de vacíos para poder obtener la ecuación para diferente humedad pero en este caso es para el suelo de "Jurica" las humedades son las siguientes:

Humedad terminada la prueba (muestra totalmente seca), humedad natural (carga de sitio), humedad terminada la compresibilidad

Humedad terminada la prueba (muestra totalmente seca):

$$W_w = 0 \text{ gr}$$

$$W_s = 82.302 \text{ gr}$$

$$w = 0$$

Humedad natural (carga de sitio):

$$W_w = 24.74 \text{ gr}$$

$$W_s = 82.302 \text{ gr}$$

$$w = 0.3007$$

Humedad terminada la compresibilidad

$$W_w = 25.6535 \text{ gr}$$

$$W_s = 82.302 \text{ gr}$$

$$w = 0.3117$$

Posteriormente es necesario obtener la relación de vacíos para cada humedad obtenida

Relación de vacíos terminada la prueba (muestra totalmente seca):

$$V_m = 53.04385143 \text{ cm}^3$$

$$V_s = 31.655603 \text{ cm}^3$$

$$e = 0.654$$

Relación de vacíos natural (carga de sitio)

$$e = 0.864$$

Relación de vacíos terminada la compresibilidad

$$e = 0.767$$

Con los datos anteriores podemos obtener la tabla

Tabla II.XVIII Relación de vacíos y contenido de agua.

	<i>e</i>	<i>w</i>
terminada la prueba (muestra totalmente seca)	0.654	0
natural (carga de sitio)	0.864	0.3007
totalmente saturada la muestra (hidratado)	0.767	0.3117

II.XVI Ecuación para la relación de vacíos para cualquier contenido de agua “Jurica”.

La ecuación para relación de vacíos es la siguiente:

$$e = -0.202(w) + 0.6542 \quad (\text{II. XVII})$$

$$e = 1.0445(w) + 0.5295$$

La tabla siguiente muestra la relación de vacíos obtenida para cada humedad

Tabla II.XIX Relación de vacíos dependiendo del contenido de agua (hidratado).

*Humedad	*Succión matrica (kPa)	Succión matrica (pF)	*Grado de saturación	Relación de vacíos hipotética	Humedad volumétrica (hidratado)
31.02	368.98	2.57	1.08	0.96	1.03
32.85	252.56	2.40	1.08	0.88	1.02
31.26	78.64	1.90	1.09	0.90	1.03
37.54	926.74	2.97	1.05	0.85	1.03
27.19	1532.71	3.19	0.87	0.79	0.69
19.37	3117.37	3.49	0.62	0.75	0.47
11.32	33358.24	4.52	0.36	0.71	0.26
2.67	111023.99	5.05	0.08	0.67	0.06

* (Fueron obtenidos por medio de pruebas)

II.XVII Datos y cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing ecuación 2.21 curva de hidratado “Jurica”.

Tabla II.XX Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21 (Fredlund y Xing, 1994) (curva de hidratado).

Contenido de agua volumétrico (hidratado)
1.03
1.03
0.85
0.54
0.32
0.31
1.03
1.03
1.02
1.02

**II.XVIII Datos y cálculos para el modelo propuesto por Fredlund y Xing ecuación 2.21
curva de secado “Jurica”.**

Tabla II.XXI Datos para curva de secado.

*Contenido de agua	*Succión matrica (kPa)	Succión matrica (pF)	*Grado de saturación	Relación de vacíos experimental	Contenido de agua volumétrico (secado)
32.38	804.16	2.91	1.06	0.82	1.04
24.43	3817.26	3.58	0.78	0.78	0.85
16.35	29069.73	4.46	0.52	0.74	0.61
6.15	89946.86	4.95	0.20	0.68	0.38
0.96	100951.19	5.00	0.03	0.66	0.13
33.10	353.83	2.55	1.10	0.88	0.02
33.17	125.64	2.15	1.11	0.88	1.04
32.90	31.62	1.53	1.13	0.85	1.05
					1.03

* (Fueron obtenidos por medio de pruebas)

Tabla II.XXII Obtención del contenido de agua volumétrico con la ecuación 2.21
(Fredlund y Xing, 1994).

Contenido de agua Volumétrico (secado)
1.04
1.00
0.70
0.31
0.24
0.24
1.05
1.11
1.11
1.12
1.07
1.06
1.05

II.XIX Datos y cálculos para la conductividad hidráulica “Jurica”.

A continuación se muestra el resultado obtenido con los datos anteriores.

Numerador

Tabla II.XXIII Cálculo de numerador para la conductividad hidráulica.

Numerador
3.10E-07
1.63E-07
8.69E-07
8.20E-07
1.21E-07
1.23E-07
5.26E-07
8.02E-07
8.08E-07
8.11E-07

Denominador

Tabla II.XXIV Cálculo del denominador para la conductividad hidráulica.

Denominador
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07
9.84E-07

Por lo tanto se puede graficar la conductividad hidráulica como se muestra a continuación

Tabla II.XXV Cálculo de la conductividad hidráulica.

Conductividad hidráulica	Succión matrica	Contenido de agua volumétrico
8.83E-01	3.19E+00	8.51E-01
8.33E-01	3.49E+00	5.38E-01
1.23E-01	4.52E+00	3.15E-01
1.25E-01	5.05E+00	3.07E-01
8.15E-01	1.80E+00	1.03E+00

II.XX Datos y cálculos para el coeficiente de difusión “Jurica”.

Tabla II.XXVI Coeficiente difusión según (Mualem, 1987, Genuchten, 1980).

Contenido de agua	Contenido de agua volumétrico	Contenido normalizado de agua	Coeficiente de difusión
4.92E+01	1.18E+00	7.54E-01	4.11E+01
3.75E+01	1.10E+00	6.83E-01	2.54E+01
2.72E+01	8.51E-01	4.72E-01	6.13E+00
1.94E+01	5.38E-01	2.03E-01	4.13E-01
1.13E+01	3.15E-01	1.12E-02	6.22E-05
2.67E+00	3.07E-01	4.56E-03	4.07E-06
	1.30E+00	8.60E-01	9.24E+01
	1.46E+00	9.95E-01	1.23E+03
	1.46E+00	9.98E-01	1.84E+03
	1.46E+00	9.99E-01	2.68E+03

II.XXI Datos y cálculos para la expansión según Lytton “Jurica”.

$$\gamma_h = \frac{D - 0.0029 + 0.000162(S)}{-0.0122}$$

Donde:

S = Valor absoluto de la pendiente de la curva carcatersitica (hidratado o secado). = 0.0003

γ_h = Índice de succion matrica= 1111.519192

γ_σ = Se calcula con la ecuación 3.7

$$\gamma_{\sigma} = \gamma_h \frac{1}{1 + \frac{h}{\theta \left[\frac{\partial h}{\partial \theta} \right]}}$$

$$\frac{h}{\theta \left[\frac{\partial h}{\partial \theta} \right]} = \frac{0.4343}{S_w}$$

$$\gamma_{\sigma} = \gamma_h \frac{1}{1 + \frac{0.4343}{S_w}}$$

$$\gamma_h = 1111.519192$$

Por lo tanto

$$\gamma_{\sigma} = (1111.519192) \frac{1}{1 + \frac{0.4343}{(30.07)(0.003)}} = 22.61795545$$

Con los datos obtenidos regresamos a las ecuaciones 3.3, 3.13, 3.14 y 3.15.

$$\begin{aligned} \frac{\Delta V}{V} &= -(1111.519192) \log_{10} \left(\frac{753.5429618}{111023.9946} \right) - 22.61795545 \log_{10} \left(\frac{5.74}{0.183} \right) \\ &= 2376.269996 \end{aligned}$$

Donde:

σ_v = Presion de expansión

σ_i = Presion inicial = $0.183 \frac{Kg}{cm^2}$

h_i = Succion matrica inicial = 111023.9946 kPa

h_f = Succion matrica final = 753.5429618 kPa

γ_h = Indice de succión matrica = 1111.519192

γ_{σ} = Indice de esfuerzo principal = 22.61795545

γ_t = Indice de la succion total = 1.814118

z = Espesor de la capa = 100 cm .

G_w =Grado de saturación= 0.54

II.XXII Datos y cálculos para la conductividad hidráulica aplicando la curva característica de ANSYS 10.0 “Jurica”.

Tabla II.XXVII Datos de la conductividad hidráulica.

Contenido de agua volumétrico	Succión (pf)	Conductividad hidráulica
7.00E-01	3.08E+00	1.00E+00
6.96E-01	3.11E+00	9.93E-01
6.85E-01	3.15E+00	9.78E-01
5.61E-01	3.29E+00	7.97E-01
4.07E-01	3.36E+00	5.73E-01
2.08E-01	3.43E+00	2.82E-01
9.07E-02	3.49E+00	1.11E-01
3.06E-02	3.57E+00	2.33E-02
1.70E-02	3.66E+00	3.40E-03
1.53E-02	3.71E+00	1.02E-03
1.41E-02	3.89E+00	-7.32E-04
1.41E-02	3.93E+00	-7.90E-04
1.41E-02	3.98E+00	-8.40E-04
1.41E-02	3.99E+00	-8.50E-04
1.40E-02	4.02E+00	-8.65E-04
1.40E-02	4.13E+00	-8.96E-04
1.40E-02	4.17E+00	-9.03E-04
1.40E-02	4.22E+00	-9.08E-04

II.XXIII Datos y cálculos para el coeficiente de difusión aplicando la curva característica de ANSYS 10.0 “Jurica”.

Tabla II.XXVIII Datos del coeficiente de difusión.

Contenido de agua	Contenido de agua volumétrico	Succión	Contenido normalizado de agua	Coefficiente de difusión
2.97E-01	7.00E-01	3.08E+00	9.84E-01	3.21E+02
2.71E-01	6.96E-01	3.11E+00	9.77E-01	2.31E+02
1.73E-01	6.85E-01	3.15E+00	9.62E-01	1.38E+02
2.32E-02	5.61E-01	3.29E+00	7.84E-01	1.95E+01
1.81E-02	4.07E-01	3.36E+00	5.64E-01	5.89E+00
1.63E-02	2.08E-01	3.43E+00	2.78E-01	1.19E+00
1.62E-02	9.07E-02	3.49E+00	1.10E-01	2.27E-01
1.62E-02	3.06E-02	3.57E+00	2.38E-02	1.86E-02
1.62E-02	1.70E-02	3.66E+00	4.25E-03	1.19E-03
1.62E-02	1.53E-02	3.71E+00	1.91E-03	3.37E-04
1.62E-02	1.41E-02	3.89E+00	1.87E-04	8.50E-06
1.62E-02	1.41E-02	3.93E+00	1.31E-04	4.80E-06
1.62E-02	1.41E-02	3.98E+00	8.15E-05	2.27E-06
1.62E-02	1.41E-02	3.99E+00	7.23E-05	1.88E-06
1.62E-02	1.40E-02	4.02E+00	5.67E-05	1.28E-06
1.62E-02	1.40E-02	4.13E+00	2.65E-05	3.82E-07
1.62E-02	1.40E-02	4.17E+00	2.02E-05	2.49E-07
1.62E-02	1.40E-02	4.22E+00	1.52E-05	1.59E-07

II.XXIV Comparativa del costo de la cimentación con respecto a métodos de remediación.

Cimbrado, armado y colado de zapata corrida de 4.00 x 0.40 m, armada precio de Noviembre 2007 ML. Acero #4 @ 0.133 m, y estribos #3 @ 0.15 m. Cimbra común, incluye: materiales, herramientas, equipo de protección.

Tabla II.XXIX Datos del costo de la cimentación.

Numero	Elemento	Unidad	Precio	Cantidad	Costo
B-0250	Cimbrado y descimbrado en cimentación	M2	125.42	0.600	105.35

B-0920	Suministro y colocación de acero No. 4 (1/2")	TON	22,157.94	0.069	1,528.89
B-0310	Concreto portland F'c=250 Kg/cm2 para estructuras	M3	1,365.47	0.643	877.45
B-0200	Colado y vibrado de concreto en estructuras	M3	218.16	0.643	140.19
				Suma	2,651.88
				Costo directo	2,651.88

Cimbrado, armado y colado de zapata corrida de 2 x 0.40 cm, armada con acero # 4 @ 0.133 m y concreto F'c=250 Kg/cm2 precio de Enero 2002 ML

<i>Numero</i>	<i>Elemento</i>	<i>Unidad</i>	<i>Precio</i>	<i>Cantidad</i>	<i>Costo</i>
B-0250	Cimbrado y descimbrado en cimentación	M2	125.42	0.460	80.77
B-0920	Suministro y colocación de acero No. 4 (1/2")	TON	22,157.94	0.013	288.05
B-0350	Concreto premezclado F'c=250 Kg/cm2 Para estructuras	M3	1,817.98	0.230	418.13
B-0200	Colado y vibrado de concreto en estructuras	M3	218.16	0.230	50.18
				Suma	837.13
				Costo directo	837.13

En la siguiente tabla se muestra el costo de remediaciones para la vivienda según (Cabrera R. Delgado H. (2010)).

Tabla II.XXX Datos comparativos del costo de la cimentación con respecto a métodos de remediación

<i>Remediación del suelo</i>		<i>Remediación de la vivienda</i>		<i>Costo total</i>
<i>Método de remediación</i>	<i>Costo de la remediación</i>	<i>Método de la remediación</i>	<i>Costo de la remediación</i>	
Suelo-Suelo	\$ 4198.48	Remediación de todos los daños	\$ 2168.44	\$ 6366.92
Geotextil	\$ 3943.54	Remediación de todos los daños	\$ 2168.44	\$ 6111.98
<i>Cimbrado, armado y colado de zapata corrida de 4.00 x 0.40 m, armada precio de Noviembre 2007 ML. Acero #4 @ 0.133 m, y estribos #3 @ 0.15 m. Cimbra común, incluye: materiales, herramientas, equipo de protección.</i>				\$ 2,651.88
<i>Cimbrado, armado y colado de zapata corrida de 2 x 0.40 cm, armada con acero # 4 @ 0.133 m y concreto F'c=250 Kg/cm2 precio de Enero 2002 ML</i>				\$ 837.13