



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Construcción)

“MATERIALES MACRO-MINERALES COMO AGENTE
REDUCTOR DEL POTENCIAL EXPANSIVO Y AUMENTO EN LA
CAPACIDAD DE CARGA DE ARCILLAS EXPANSIVAS.”

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de
Maestría en Ciencias (Construcción)

Presenta:

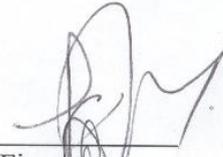
Ing. Nabil Jorge Mobayed Vega

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

SINODALES

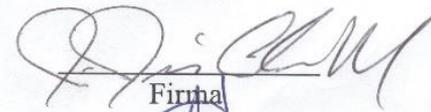
Dra. Teresa López Lara
Presidente


Firma

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
Secretario


Firma

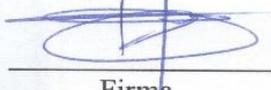
Dr. Jesús Alonso Mota
Vocal

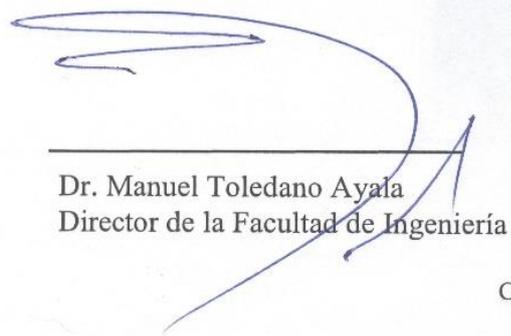

Firma

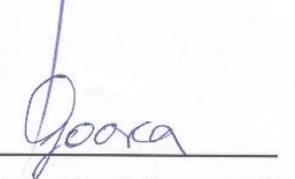
Dra. Marina Vega González
Suplente


Firma

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Suplente


Firma


Dr. Manuel Toledano Ayala
Director de la Facultad de Ingeniería


Dra. Ma. Guadalupe Flavia Loarca Piña
Directora de Investigación y Posgrado



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Construcción)

**“MATERIALES MACRO-MINERALES COMO AGENTE
REDUCTOR DEL POTENCIAL EXPANSIVO Y AUMENTO EN LA
CAPACIDAD DE CARGA DE ARCILLAS EXPANSIVAS.”**

Opción de titulación
Tesis

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de

Maestro en Ciencias (Construcción)

Presenta:
Ing. Nabil Jorge Mobayed Vega

Dirigido por:
Dra. Teresa López Lara

C.U. Santiago de Querétaro, QRO., Mayo 2019

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a...

A mi madre, Norma
sin la cual no sería el hombre que soy el día de hoy,
quien me enseñó que siempre hay que trabajar
duro y jamás rendirse hasta terminar lo iniciado.

A mi padre, Nabil
quien ha sido mi ejemplo a seguir a lo largo de
toda mi vida como referente de lo que es ser un
maravilloso ser humano y un profesional ejemplar
y que me enseñó a siempre tener curiosidad de la vida
y nunca dejar de maravillarse de ella.

AGRADECIMIENTOS.

Agradezco a cada uno de mis amigos, a quienes considero como una familia, que me apoyaron con sus palabras, actitudes y acciones para nunca rendirme en realizar esta investigación. Agradezco que hayan estado presentes en cada una de las etapas de esta parte de mi vida.

Agradezco a María Fernanda por siempre apoyarme y nunca dejar que me rindiera en el camino.

A mis compañeros de posgrado con quienes llevé todas mis materias y discutíamos sobre nuestras investigaciones y trabajos.

A todas las personas del laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma de Querétaro quienes siempre fueron amables y cooperativos en ayudarme.

A la Dra. Teresa López Lara quien me ayudo a realizar esta investigación y quien me motivo para llevar a cabo la movilidad de mi maestría.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) que fue pieza clave para poder lograr cumplir mis estudios de posgrado.

RESUMEN

Los suelos expansivos tienen la característica de cambiar su volumen en relación con su contenido de agua. Presentes en gran parte del territorio nacional, con frecuencia son los principales causantes de grietas o asentamientos diferenciales en edificaciones y estructuras. Para mitigar estos efectos adversos y evitar pérdidas económicas, existen diversos métodos de solución, como es el caso del tratamiento químico. En la presente investigación se ha utilizado *óxido de magnesio* como aditivo químico para reducir el potencial expansivo de un suelo característico en el valle de Querétaro (México). Se realizaron pruebas geotécnicas sin aditivo y combinado a diferentes dosificaciones de óxido de magnesio (MgO); y, en todos los casos, se evaluaron: propiedades plásticas, resistencia a la compresión simple, expansión, capacidad de intercambio catiónico (CIC), caracterización mineralógica y difracción de rayos X. Se encontró la presencia de *montmorillonita cálcica*, causante de la expansión. Con el aditivo, se pudo determinar que el suelo mejoró en cuanto a sus propiedades físico-químicas, ya que se redujo la CIC en las partículas de arcilla y disminuyó su plasticidad y presión de expansión, obteniéndose así un suelo más estable y menos expansivo. Con base en estos resultados, es factible concluir que, como estabilizador químico, el MgO es un agente reductor del potencial expansivo y también un macro-mineral que puede incrementar la capacidad de carga de suelos finos.

(Palabras clave: Suelos expansivos, montmorillonita, óxido de magnesio, estabilización química, estabilización de suelos, capacidad de intercambio catiónico.)

SUMMARY

Expansive soils have the characteristic of changing their volume in relation to their water content. Present in a large part of the national territory, they are frequently the main cause of cracks or differential settlements in buildings and structures. To mitigate these adverse effects and avoid economic losses, there are various methods of solution, such as chemical treatment. In the present investigation, magnesium oxide has been used as a chemical additive to reduce the expansive potential of a characteristic soil in the Querétaro Valley (Mexico). Geotechnical tests were carried out without additive and combined at different dosages of magnesium oxide (MgO); and, in all cases, plastic properties, resistance to simple compression, expansion, cation exchange capacity (CIC), mineralogical characterization and X-ray diffraction were evaluated. The presence of calcic montmorillonite, causing the expansion, was found. With the additive, it was possible to determine that the soil improved in terms of its physical-chemical properties, since the CEC was reduced in the clay particles and its plasticity and expansion pressure decreased, obtaining a more stable and less expansive soil. Based on these results, it is feasible to conclude that, as a chemical stabilizer, MgO is a reducing agent of the expansive potential and also a macro-mineral that can increase the carrying capacity of fine soils.

(Key words: expansive soils, montmorillonite, magnesium oxide, chemical stabilization, soil stabilization, cationic interchange capacity.)

RECONOCIMIENTOS.

Esta investigación fue promovida y financiada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT). Agradezco la participación, conocimientos y apoyos de los investigadores de la Universidad Autónoma de Querétaro y de la Universidad Nacional Autónoma de México que ayudaron al proceso de investigación.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS.....	II
RESUMEN	III
RECONOCIMIENTOS.	V
INDICE DE TABLAS	X
INDICE DE FIGURAS.....	XIII
SIGNIFICADO DE VARIABLES	XVI
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.3 HIPÓTESIS.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	3
2. CAPÍTULO II. ANTECEDENTES	4
2.1 LOS SUELOS EXPANSIVOS	4
2.2 LOS SUELOS EXPANSIVOS EN EL VALLE DE QUERÉTARO, JURICA.	4
2.3 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DE LOS SUELOS EXPANSIVOS PARA LA CONSTRUCCIÓN.....	9
2.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.....	10
2.5 MÉTODOS PARA LA IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS.	19
2.6 TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO	24
2.7 TIPOS DE CIMENTACIONES PARA SUELOS EXPANSIVOS	30
2.8 DISTRIBUCIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS EN MÉXICO Y EL MUNDO.....	32
3. CAPÍTULO III. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.	33
3.1 PRUEBAS EN EL OEDÓMETRO.....	33
3.2 PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA.....	36
3.3 CÁLCULO DE ZAPATAS CORRIDAS.....	41
3.4 CÁLCULO DEL MOMENTO PARA DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS.....	47
3.5 CÁLCULO DE LA CUANTÍA DE ACERO ESTRUCTURAL PARA UNA CIMENTACIÓN SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS.....	49
3.6 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN TERZAGHI Y SKEMPTON.	50

4.	CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA.....	53
4.1	PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.	53
4.2	LOCALIZACIÓN DEL SUELO A ESTUDIAR.....	54
4.3	OBTENCIÓN DE LA MUESTRA INALTERADA.	54
4.4	MUESTREO.....	54
4.5	DETERMINACIÓN DE LA CAPA ACTIVA	54
4.6	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO.	55
5.	CAPÍTULO V. RESULTADOS.....	61
5.1	ZONAS DE ESTUDIO: JURICA.	61
5.2	CARACTERIZACIÓN FÍSICO-QUÍMICA DE LOS SUELOS.....	74
5.3	ZONAS DE ESTUDIO: LAS VIOLETAS, MEDELLÍN, COLOMBIA.	82
5.4	CÁLCULO DE LA PREDICCIÓN DE EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA.	88
5.5	CÁLCULO DE UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL CONTINUA.	90
6.	CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES.....	99
7.	CAPÍTULO VII. REFERENCIAS.....	102
	ANEXO A. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA. JURICA.....	107
A.1.	DENSIDAD RELATIVA DE SÓLIDOS (S_s).....	107
A.2.	PESO ESPECÍFICO DE LA MASA DE SUELO (Γ_M).....	108
	108	
A.3.	GRANULOMETRÍA POR MALLAS E HIDRÓMETRO.....	109
A.4.	LÍMITES DE ATTERBERG (LÍMITES DE CONSISTENCIA).	110
	ANEXO B. PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE Y CAPACIDAD DE CARGA.	
	JURICA.....	117
	ANEXO B.1. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE NO CONFINADA A LA PROBETA 1.....	117
	ANEXO B.2. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE NO CONFINADA A LA PROBETA 2.....	118
	ANEXO B.3. CÁLCULOS DE LA CAPACIDAD DE CARGA.....	119

ANEXO C. PRUEBAS DE OEDÓMETRO. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD. JURICA	120
ANEXO C.1. CURVA DE COMPRESIBILIDAD. SUELO INALTERADO DE JURICA CON CARGA DE SITIO DE 39 KPA.	120
ANEXO C.2. CURVA DE COMPRESIBILIDAD. SUELO INALTERADO DE JURICA INALTERADO CON CARGA DE SITIO DE 11 KPA.	121
ANEXO C.3. CURVA DE COMPRESIBILIDAD. SUELO DE JURICA REMOLDEADO CON 8% DE MGO Y CON CARGA DE SITIO DE 11 KPA.	122
ANEXO C.4. CURVA DE COMPRESIBILIDAD. SUELO DE JURICA REMOLDEADO CON 10% DE MGO Y CON CARGA DE SITIO DE 11 KPA.	123
ANEXO D. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, MEDELLÍN.	124
D.1. DENSIDAD RELATIVA DE SÓLIDOS (S_s).	124
D.3. GRANULOMETRÍA POR MALLAS E HIDRÓMETRO.	125
D.4. LÍMITES DE ATTERBERG (LÍMITES DE CONSISTENCIA).	126
ANEXO E. PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE Y CAPACIDAD DE CARGA, MEDELLÍN.	127
E.1. SUELO NATURAL INALTERADO-PROBETA 1	127
E.2. SUELO NATURAL REMOLDEADO-PROBETA 2	128
E.3. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MGO-PROBETA 1	129
E.4. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MGO-PROBETA 2	130
E.5. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MGO-PROBETA 3	131
E.6. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MGO-PROBETA 4	132
E.7. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MGO-PROBETA 1	133
E.8. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MGO-PROBETA 2	134
E.9. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MGO-PROBETA 3	135
E.10. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MGO-PROBETA 4	136
E.11. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MGO-PROBETA 1	137
E.12. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MGO-PROBETA 2	138
E.13. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MGO-PROBETA 3	139
E.14. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MGO-PROBETA 4	140
E.16. CAPACIDADES DE CARGA SEGÚN TERZAGHI Y SKEMPTON.	141

ANEXO F. PRUEBAS DE OEDÓMETRO. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD.	
MEDELLÍN	143
ANEXO F.1. CURVA DE COMPRESIBILIDAD. SUELO DE MEDELLÍN REMOLDEADO SIN CARGA DE SITIO.....	143
ANEXO F.2. CURVA DE COMPRESIBILIDAD. SUELO DE MEDELLÍN REMOLDEADO CON 9% DE MGO SIN CARGA DE SITIO.	144
ANEXO G. CÁLCULO DE LAS PREDICCIONES DE EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA.	
.....	145
G.1. CÁLCULO DE LA PREDICCIÓN DE EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA SEGÚN LAS PRUEBAS DEL OEDÓMETRO. (USO DEL Cs)	145
G.2. CÁLCULO DE LA PREDICCIÓN DE EXPANSIÓN USANDO LOS DATOS OBTENIDOS CON LA GRÁFICA DEL DOBLE OEDÓMETRO. (USO DEL CH)	149
ANEXO H. BAJADA DE CARGAS DE EDIFICIO DE UNA PLANTA	152
H.1. ZAPATA CON PROBLEMAS DE LINDERO	154
H.2. ZAPATA SIN PROBLEMAS DE LINDERO	156
H.3. CÁLCULO DE LA CARGA DE CADA TABLERO DE LA LOSA.	158

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. VALORES EN LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN ACORDE AL CONTENIDO DE AGUA. GALAVIZ (2013)	8
TABLA 2.2. CARACTERÍSTICAS DE MINERALES ARCILLOSOS. (MITCHELL, 1976).....	11
TABLA 2.3 UNIDADES DE LA CAPACIDAD DE INTERCAMBIO CATIONICO (CEC) (NOM-021-RECANET-200 / AS-12).....	11
TABLA 2.4 CONVERSIÓN DE CATIONES A VALORES MILIEQUIVALENTES. (ÁLVAREZ ÁVILA, 1976)	12
TABLA 2.5 VALORES DE LA CAPACIDAD DE INTERCAMBIO CATIONICO DE DISTINTOS MINERALES ARCILLOSOS (ÁLVAREZ ÁVILA, 1976)	13
TABLA 2.6. DATOS TESTIGO 2- θ CARACTERÍSTICOS DE MONTMORILLONITA CÁLCICA. (TABLA OBTENIDA DEL EQUIPO PARA EL PATRÓN DE DIFRACCIÓN DE DRX).....	20
TABLA 2.7. PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN POR DIFERENTES DATOS. (HOLTZ Y GIBBS,. 1956)	21
TABLA 2.8 CLASIFICACIÓN DEL SUELO ACORDE A SU ÍNDICE DE EXPANSIÓN.	22
TABLA 2.9. MINERALES ARCILLOSOS Y SU ÍNDICE DE ACTIVIDAD (SKEMPTON, 1953)	23
TABLA 2.10 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN Y EXPANSIÓN DE LAS MUESTRAS MEZCLADAS DEL SUELO. ESTABRAGH ET AL., (2013)	25
TABLA 2.11 EFECTO DEL CLORURO DE CALCIO EN PROPIEDADES ÍNDICE Y DE EXPANSIÓN DE UN SUELO EN PRUEBAS DE LABORATORIO. RAMNA Y HARI (2006)	26
TABLA 2.12 RESULTADOS OBTENIDOS EN LA ESTABILIZACIÓN DE UN SUELO EXPANSIVO CON CLORURO DE MAGNESIO. TURKOZ ET AL. (2014)	26
TABLA 2.13 EXPANSIÓN DE UN SUELO TRATADO CON CAL Y CARGAS ESTRUCTURALES. LÓPEZ-LARA ET AL., (2017)	27
TABLA 2.14 ESPECIFICACIONES QUÍMICAS DEL ÓXIDO DE MAGNESIO UTILIZADO.	29
TABLA 4.1. RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO A REALIZAR.	60
TABLA 5.1. PERFIL DE HUMEDADES Y CÁLCULO DE LA ZONA ACTIVA	63
TABLA 5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO	64
TABLA 5.3. GRANULOMETRÍA DEL SUELO, JURICA	65
TABLA 5.4 PROPIEDADES DE PLASTICIDAD DE LAS MUESTRAS.....	66
TABLA 5.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	68
TABLA 5.6 CAPACIDAD DE CARGA PARA UNA CIMENTACIÓN CONTINUA	68
TABLA 5.7 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS OEDOMÉTRICAS. JURICA.....	71
TABLA 5.8 RESULTADOS DE LA CIC EN LOS SUELOS ANALIZADOS	72
TABLA 5.9 RESULTADOS DEL pH DE LAS MUESTRAS DE SUELO.....	73
TABLA 5.10 PROPORCIÓN DE ELEMENTOS ENCONTRADOS EN MEB PARA EL SUELO NATURAL.....	81
TABLA 5.11 PROPORCIÓN DE ELEMENTOS ENCONTRADOS EN MEB PARA EL SUELO NATURAL+ 4% DE MGO	81

TABLA 5.12 PROPORCIÓN DE ELEMENTOS ENCONTRADOS EN MEB PARA EL SUELO NATURAL+ 8% DE MGO	81
TABLA 5.13 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO DE MEDELLÍN, COLOMBIA.	82
TABLA 5.14 GRANULOMETRÍA DEL SUELO, MEDELLÍN.	83
TABLA 5.15 PROPIEDADES DE PLASTICIDAD DEL SUELO, MEDELLÍN.	84
TABLA 5.16 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DEL SUELO MEDELLÍN.	85
TABLA 5.17 CAPACIDAD DE CARGA PARA UNA CIMENTACIÓN CONTINUA, MEDELLÍN.	86
TABLA 5.18 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS OEDOMÉTRICAS, MEDELLÍN.	87
TABLA 5.19 RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE LA PREDICCIÓN DE EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA.....	88
TABLA 5.20 VALORES DE Σ_{cv} CON BASE EN Σ_{sc} OBTENIDO DE LA PRUEBA DE OEDÓMETRO	89
TABLA 5.21. PESO QUE CARGA LA ZAPATA POR MURO Y POR LOSA	91
TABLA 5.22. DATOS DEL EJE A Y TRAMO 1-6.....	92
TABLA 5.23. DATOS DEL EJE C Y TRAMO 1-3.....	93
TABLA 5.24. RESULTADO Y PROPUESTA DE CIMENTACIÓN CORRIDA.	94
TABLA 5.25. PRESIÓN EJERCIDA POR CADA ZAPATA SOBRE EL TERRENO.....	97
TABLA 5.26. CÁLCULO DEL ÁREA DE ACERO PARA UNA CIMENTACIÓN SOBRE UN SUELO EXPANSIVO.....	98
TABLA G.1.1.1 VALORES DE Σ_{cv} CON BASE EN Σ_{sc} OBTENIDO DE LA PRUEBA DE OEDÓMETRO SIN ADITIVO NI CARGA ESTRUCTURAL.....	145
TABLA G.1.1.2. DATOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN. SUELO NATURAL SIN ADITIVO NI CARGA ESTRUCTURAL	145
TABLA G.1.1.3. CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN POR ESTRATO.....	145
TABLA G.1.1.4. DATOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN. SUELO NATURAL SIN ADITIVO NI CARGA ESTRUCTURAL Y PLATAFORMA DE TEPETATE DE 1.00M	146
TABLA G.1.1.5 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN POR ESTRATO.....	146
TABLA G.1.2.1 VALORES DE Σ_{cv} CON BASE EN Σ_{sc} OBTENIDO DE LA PRUEBA DE OEDÓMETRO SIN ADITIVO Y CARGA ESTRUCTURAL DE 27 KPA	146
TABLA G.1.2.2 DATOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN. SUELO NATURAL SIN ADITIVO Y CARGA ESTRUCTURAL DE 27 KPA.....	147
TABLA G.1.2.3 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN POR ESTRATO.....	147
TABLA G.1.2.4 DATOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN. SUELO NATURAL SIN ADITIVO Y CARGA ESTRUCTURAL DE 27 KPA, CON PLATAFORMA DE TEPETATE DE 1.00M	147
TABLA G.1.2.5 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN POR ESTRATO.....	147
TABLA G.1.3.1 VALORES DE Σ_{cv} CON BASE EN Σ_{sc} OBTENIDO DE LA PRUEBA DE OEDÓMETRO CON 8% DE MGO Y SIN CARGA ESTRUCTURAL.	148
TABLA G.1.3.2 DATOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA EXPANSIÓN. SUELO REMOLDEADO CON 8% DE MGO Y SIN CARGA ESTRUCTURAL.....	148

TABLA G.1.3.3 CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN POR ESTRATO.....	148
TABLA G.2.1.1 VALORES PARA CALCULAR LA EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA. SUELO NATURAL SIN ADITIVO NI CARGA ESTRUCTURAL.....	149
TABLA G.2.1.2 DIVISIÓN POR CAPAS	149
TABLA G.2.2.1 VALORES PARA CALCULAR LA EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA. SUELO NATURAL SIN ADITIVO Y CON CARGA ESTRUCTURAL DE 27 KPA	150
TABLA G.2.2.2 DIVISIÓN POR CAPAS	150
TABLA G.2.3.1 VALORES PARA CALCULAR LA EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA. SUELO NATURAL CON 8% DE MGO Y SIN CARGA ESTRUCTURAL.	151
TABLA G.2.3.2 DIVISIÓN POR CAPAS	151
TABLA H.1. CÁLCULO DEL PESO DE LOS TABLEROS DE LA LOSA.....	152
TABLA H.2. CARGA EN CADA BORDE DEL TABLERO.	158
TABLA H.3. VOLÚMENES, PESOS Y PESOS POR CADA METRO QUE CARGARA LA ZAPATA POR MURO.	158

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 MOVIMIENTOS DIFERENCIALES EN EL PAVIMENTO CAUSADOS POR ARCILLAS EXPANSIVAS.....	1
FIGURA 1.2 MOVIMIENTOS DIFERENCIALES EN ESTRUCTURAS CIVILES CAUSADOS POR ARCILLAS EXPANSIVAS.....	2
FIGURA 2.1 CAPACIDAD DE INTERCAMBIO CATIONICO Y PORCENTAJE DE MATERIA ORGÁNICA EN QUERÉTARO. CONCYTEQ (DE LA LLATA G., 2002).....	5
FIGURA 2.2 PH DEL SUELO Y PORCENTAJE DE ARCILLAS EN QUERÉTARO. CONCYTEQ (DE LA LLATA G., 2002).....	6
FIGURA 2.3. PERFILES DE HUMEDAD MENSUAL DE UN SUELO DE JURICA. (LÓPEZ LARA, 1995; CABRERA ARVIZU, 2001)	7
FIGURA 2.4. PERFILES DE HUMEDAD MENSUAL DE UN SUELO DE JURICA. (GALAVIZ GÓNZALEZ, 2013).....	8
FIG. 2.5. LOSA RECTANGULAR AFECTADA POR SUELOS EXPANSIVOS. (ROGERS ET AL., 1985)	9
FIGURA 2.6 DIAGRAMAS ESQUEMÁTICOS DE LA ESTRUCTURA: (A) CAOLINITA; (B) ILITA; (C) MONTMORILLONITA.(NELSON ET AL., 2015).....	10
FIGURA 2.7 REPRESENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA LAMINAR TETRAEDRO-OCTAEDRO- TETRAEDRO (T-O-T) Y CATIONES INTERCAMBIABLES. (NELSON ET AL., 2015)	13
FIGURA 2.8. (A) PROBETAS DE SUELOS CON CONTENIDO MINERAL DE CAOLINITA Y MONTMORILLONITA ANTES DE SER SOMETIDOS A HIDRATACIÓN. (B) LAS MISMAS PROBETAS DESPUÉS DE SOMETERSE A HIDRATACIÓN. SE PUEDE OBSERVAR UN AUMENTO DEL 30% EN EL SUELO CON MONTMORILLONITA (NELSON ET AL., 2015)	19
FIGURA 2.9 ÍNDICE DE LA ACTIVIDAD DE ARCILLAS (SEED ET AL., 1964)	23
FIGURA 2.10. EXPANSIÓN DE UN SUELO TRATADO CON CAL Y CARGAS ESTRUCTURALES.	27
FIGURA 2.11. PRESIONES DE EXPANSIÓN DEL SUELO CON DISTINTOS TIPOS DE ADITIVO. A) CENIZA VOLANTE TIPO C / B) CENIZA VOLANTE TIPO F / C) CAL HIDRATADA. DAYIOGLU ET AL. (2017)	28
FIGURA 2.12. FUERZAS QUE ACTÚAN EN UN PILOTE RÍGIDO EN SUELOS EXPANSIVOS.	31
FIGURA 2.13 DISTRIBUCIÓN GLOBAL DE LOS SITIOS DE SUELOS EXPANSIVOS REPORTADOS (NELSON ET AL., 2015).....	32
FIGURA 2.14 CIUDADES DE MÉXICO DONDE SE HAN REPORTADO SUELOS EXPANSIVOS (ZEPEDA, 2004).....	32
FIGURA 3.1. CURVA DE EXPANSIÓN POR HIDRATACIÓN DEL SUELO EXPANSIVO DE JURICA CON HUMEDAD DE 14.77% (ELABORACIÓN PROPIA)	33
FIGURA 3.2 CURVA DE ESFUERZOS POR EXPANSIÓN (PÉREZ REA Y CABRERA, 2002).....	35
FIGURA 3.3. CURVA DE EXPANSIÓN-COMPRESIBILIDAD DE UN SUELO. (ELABORACIÓN PROPIA)...	36

FIGURA 3.4. ESQUEMA DE UNA ZAPATA CORRIDA CON PROBLEMAS DE LINDERO (CARGA NO APLICADA EN EL CENTRO)	41
FIGURA 3.5. GRÁFICA PARA DISEÑO POR FLEXIÓN CUEVAS Y VILLEGAS (2005)	44
FIGURA 3.6. ESQUEMA DE UNA ZAPATA CORRIDA (CARGA APLICADA EN EL CENTRO)	45
FIGURA 3.7. LONGITUD MÍNIMA DE APOYO, A , DEFINIDA POR LA CARGA Q_F DEL SUELO.	47
FIGURA 3.8. MECANISMO DE FALLA DE TERZAGHI PARA UNA CIMENTACIÓN POCO PROFUNDA Y CONTINUA (JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, 1973B)	50
FIGURA 3.9. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA N_c , N_q , N_γ CON BASE EN EL ÁNGULO Φ . (JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, 1973B).....	51
FIGURA 3.10 INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE D_F EN EL VALOR DE N_c , EN SUELOS PURAMENTE COHESIVOS. (JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, 1973B)	52
FIGURA 3.11. VALORES DE N_c CALCULADOS POR SKEMPTON. (JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, 1973B)	52
FIGURA 3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.	53
FIGURA 5.1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL SONDEO PARA SUELO, JURICA.	61
FIGURA 5.2. EXTRACCIÓN DE MUESTRA INALTERADA, JURICA.	62
FIGURA 5.3. CÁLCULO DE LA ZONA ACTIVA.	63
FIGURA 5.4. GRANULOMETRÍA DEL SUELO DE JURICA	65
FIGURA 5.5. CARTA DE PLASTICIDAD. SUCS ASTM D2487	67
FIGURA 5.6 LÍMITES DE ATTERBERG VS. PORCENTAJE DE MGO	67
FIGURA 5.7. EXPANSIÓN VS. TIEMPO, JURICA.....	70
FIGURA 5.8 DRX SUELO NATURAL. COLORES DE IDENTIFICACIÓN PARA MONTMORILLONITA, ILLITA, CUARZO Y ANORTITA.	75
FIGURA 5.9 DRX SUELO NATURAL. COLORES DE IDENTIFICACIÓN PARA MONTMORILLONITA, CUARZO Y ANORTITA.	76
FIGURA 5.10 DRX SUELO NATURAL VS. SUELO CON 4% Y 8% DE MGO.....	76
FIGURA 5.11. MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO (MEB) PARA EL SUELO NATURAL A DISTINTOS ACERCAMIENTOS.....	78
FIGURA 5.12. MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO (MEB) PARA EL SUELO NATURAL + 4% MGO A DISTINTOS ACERCAMIENTOS.....	79
FIGURA 5.13. MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO (MEB) PARA EL SUELO NATURAL + 8% MGO A DISTINTOS ACERCAMIENTOS.....	80
FIGURA 5.14. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL SONDEO PARA SUELO, MEDELLÍN.....	82
FIGURA 5.15. GRANULOMETRÍA DEL SUELO, MEDELLÍN.....	83
FIGURA 5.16. CARTA DE PLASTICIDAD SUCS ASTM D2487, , MEDELLÍN.	84
FIGURA 5.17. PRUEBAS DE EXPANSIÓN, MEDELLÍN.....	86
FIGURA 5.18 PLANTA DE EDIFICACIÓN DE 1 NIVEL.	90

FIGURA 5.19 TIPO DE ZAPATAS A DISEÑAR.	91
FIGURA 5.20 PROPUESTA DE ZAPATA CORRIDA SIN PROBLEMAS DE LINDERO	92
FIGURA 5.21. PROPUESTA DE ZAPATA CORRIDA SIN PROBLEMAS DE LINDERO.	93

SIGNIFICADO DE VARIABLES

σ'	Esfuerzo efectivo.
$(P - u_a)$	El esfuerzo neto.
$(u_a - u_w)$	La succión mátrica.
RH	Humedad relativa.
T	Temperatura en grados Kelvin.
x	Dirección del eje cartesiano x.
y	Dirección del eje cartesiano y.
e	Número de Euler, igual a 2.718281828.
j	Contador, tal que $j = i, \dots, n$.
K_{cc}	Es el coeficiente de permeabilidad saturada.
T_c	La superficie en tensión del agua.
ρ_w	Es la densidad del agua.
g	Aceleración gravitacional
μ_w	Es la viscosidad absoluta del agua.
N	Número de sub-intervalos del mismo tamaño.
i	Contador, tal que $i = 1, \dots, N$
$\Delta V/V$	Deformación volumétrica.
σ_i, σ_f	Valores inicial y final del esfuerzo principal medio.
e_0	Relación de vacíos.
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.
γ_d	Peso unitario del suelo seco.
σ_{cv}	Presión de expansión en una prueba de volumen constante
σ_{sc}	Presión de expansión en una prueba en el oedómetro.
z	Espesor de una capa de suelo.
G_w	Grado de saturación.
w	Carga transmitida por los muros, asumida como constante por unidad de longitud, en Ton/m.
L	Longitud de cimentación, en 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, en m
q_f	Carga límite obre el terreno, en Ton/m ²
ℓ	Longitud mínima de apoyo

μ	Módulo de Poisson de suelo adimensional.
E_s	Módulo de deformación del suelo en Ton/m ²
M_u	Momento último.
Φ	Constante, igual a 0.9
b	Ancho, en m.
d	Peralte efectivo.
$f'c$	Constante, igual a 200 kg/cm ² .
σ_{promedio}	Esfuerzo promedio.
ρ	Expansión.
u	Presión de expansión.
Q	Carga del edificio.
A_c	Área de acero.
No.	Número de la varilla para refuerzo o estribo.
D	Diámetro, en cm.
No. va.	Número de varillas de refuerzo.

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes.

Por asentarse en valles, en lugares próximos a ríos y lagos, muchas poblaciones, así como sus edificaciones y vías de transporte son construidas sobre suelos ricos en contenido arcilloso. Es común, por tal motivo, que se generen problemas importantes en las obras civiles, sobre todo en algunos casos donde el suelo presenta efectos de expansión y encogimiento debido a cambios naturales en el contenido de agua. Las presiones que se generan al producirse estos cambios volumétricos son capaces de ocasionar primero movimientos y luego fallas en pavimentos y cimentaciones de estructuras (Jones y Jefferson, 2012).

En esencia, el problema principal con los suelos expansivos es que las deformaciones son significativamente mayores a las que pueden ser predichas mediante formulaciones clásicas de la teoría de elasticidad y plasticidad de los materiales (Jones y Jefferson, 2012); lo anterior, debido al comportamiento tan variado que llegan a presentar esta clase de suelos.

Cheney (1986) menciona que el cambio en el contenido de agua se debe principalmente al cambio estacional, relacionado con la temporada de lluvias y estiaje; pero también, aunque en menor proporción, por causas antropogénicas como: fugas en la redes de alcantarillado o agua potable; cambios en el drenaje y la topografía del terreno; trabajos de plantación o despalle de árboles (sin resolver el suministro de agua de manera eficiente).

El potencial de expansión que estos suelos presentan al ser hidratados, después de la temporada de lluvias, causa levantamientos en las estructuras civiles; de manera contraria, al secarse y encogerse, genera asentamientos diferenciales. Tal comportamiento, por fuerza de repetirse año con año, termina por ocasionar la falla de las obras, en particular de pavimentos y cimentaciones (Jones y Jefferson, 2012). Ejemplos de estos comportamientos se pueden apreciar en la Figura 1.1 y 1.2.



Figura 1.1 Movimientos diferenciales en el pavimento causados por arcillas expansivas



Figura 1.2 Movimientos diferenciales en estructuras civiles causados por arcillas expansivas.

1.1.1 Materiales macro-minerales. Definición:

Para efectos de esta investigación, se establece el concepto de “Materiales macro-minerales” al grupo de minerales que pueden encontrarse en el suelo de manera natural, contienen algún elemento o compuesto de la serie de Hofmeister (Sección 2.3.1.1.1.) y contribuyen a la llamada Capacidad de Intercambio Catiónico del Suelo (Sección 4.1.10).

1.2 Justificación.

Los suelos con contenido arcilloso se encuentran presentes en gran parte de la corteza terrestre. Debido a sus características físicas y químicas, son aceptables para el uso agrícola ya que absorben mucha agua, mas no así para la construcción. Generalmente los suelos con alto contenido arcilloso tienen que ser estudiados para poder conocer su contenido mineralógico y predecir su comportamiento en el futuro ya que, si resultan tener características expansivas, representan un grave problema al momento de intentar construir la cimentación de una estructura civil sobre ellas debido a los movimientos diferenciales que presentan al hidratarse y secarse de manera periódica, ocasionando así grietas en muros y pisos, o movimientos ondulatorios en el pavimento.

En Gran Bretaña, del 2002 al 2012, los efectos generados por el comportamiento de los suelos expansivos en cuanto a su expansión y contracción periódica generaron un gasto estimado en más de tres mil millones de libras, haciendo a éste el riesgo geológico de mayor impacto en la economía del país. (Jones y Jefferson, 2012). Por otra parte, la Asociación de Aseguradores de Gran Bretaña han estimado que el costo relacionado a problemas en las cimentaciones de las estructuras causadas por el impacto de los suelos expansivos asciende a 400 millones de libras al año por cuanto hace a la industria de los seguros (Driscoll y Crilly, 2000).

La Asociación Americana de Ingenieros Civiles estima que en Estados Unidos uno de cada 4 hogares presenta algún tipo de daño causado por suelos expansivos. Este problema en el comportamiento de los suelos utilizados como cimentación excede, en ese país, los quince mil millones de dólares anuales, excediendo así los gastos ocasionados en daños por desastres naturales a nivel de propiedades en el país, esto para un año típico. (Nelson y Miller, 1992).

Las estructuras civiles que más son afectadas por los suelos expansivos incluyen: cimentaciones y muros de edificaciones residenciales de poca altura, pavimentos, así como tuberías de drenaje y agua potable. Lo anterior ocurre debido a la falta de investigación pertinente sobre el suelo de desplante, situación que lleva, un tiempo después de terminada la construcción, a que los problemas mencionados salgan a flote. Según Jones y Jefferson (2012), este tipo de daños suele presentarse algunos meses después de la construcción; se pueden desarrollar lentamente durante un periodo de 2 a 5 años, o bien al momento en que se presenta un cambio en el contenido de agua del suelo de desplante.

Existen diversos métodos para la estabilización de suelos problemáticos. En nuestro país lo más común es remover la capa del material conflictivo, si bien es el procedimiento más costoso debido al movimiento de tierras, pues supone retirar dicha capa y luego rellenar la excavación con algún suelo con mejores propiedades mecánicas de carga, como es el caso del tepetate (suelo limo-arenoso). Otro método muy común en México, y en todo el mundo, consiste en la estabilización química del suelo, en la que se identifican los elementos presentes y se utiliza un aditivo químico para mitigar su expansión, normalmente cal hidratada (hidróxido de cal).

1.3 Hipótesis.

La aplicación de una mezcla de materiales macro-minerales a un suelo arcilloso expansivo, como un sistema constructivo de estabilización de suelos, reduce de manera significativa la presión y el porcentaje volumétrico de expansión y aumenta la capacidad de carga de éste en comparación con el suelo sin tratar.

1.4 Objetivos.

Analizar la viabilidad y efectividad de emplear una mezcla de materiales macro-minerales a distintas dosificaciones como alternativa de tratamiento químico para la estabilización de suelos, esto con la finalidad de disminuir su potencial de expansión e incrementar su capacidad de carga, teniendo como caso de estudio un suelo expansivo con alto contenido montmorillonítico, característico de zonas aluviales en el valle de Querétaro.

2. CAPÍTULO II. ANTECEDENTES

2.1 Los suelos expansivos

2.1.1 Introducción a los suelos expansivos

Un suelo expansivo es aquel que aumenta o disminuye sustancialmente de volumen en relación a los cambios en el contenido de agua en su interior y la relación del contenido de minerales que presenta. El potencial de expansión, que se entiende como la presión de expansión y el aumento volumétrico del suelo, está determinado por el contenido inicial de agua, la proporción de vacíos, la estructura interna y los esfuerzos verticales, así como el tipo y la cantidad de minerales con naturaleza expansiva como son la montmorillonita, esmectita, nontronita, vermiculita, illita y clorita presentes en el suelo arcilloso (Bell y Culshaw, 2001); la cantidad de estos minerales es, generalmente, directamente proporcional al potencial de expansión del suelo.

Los suelos expansivos pueden encontrarse en varias regiones del mundo, normalmente en áreas semi-áridas donde hay periodos largos de sequía. Esto se presenta debido a que la tasa de evaporación es mayor que la precipitación pluvial anual, generando una deficiencia en la humedad del suelo, haciendo que al caer precipitación el suelo se “hinche” de manera abrupta.

2.2 Los suelos expansivos en el Valle de Querétaro, Jurica.

Gran parte de la ciudad de Querétaro se encuentra construida sobre suelos arcillosos con alto contenido de montmorillonita, esto se puede apreciar en las Figuras 2.1 y 2.2 realizadas por el Centro Queretano de Recursos Naturales del CONCYTEQ (de la Llata G., 2002) que caracterizan la zona geográfica de la ciudad.

Zepeda G. et al., (2004) explica que la Capacidad de Intercambio Catiónico que presentan los suelos de Querétaro con unos valores de 55 a 150 mEq/100g son generalmente asociados a suelos con contenido del mineral Montmorillonita, a su vez que el pH del suelo menor que 7 presenta un campo idóneo para la actividad catiónica en el suelo.

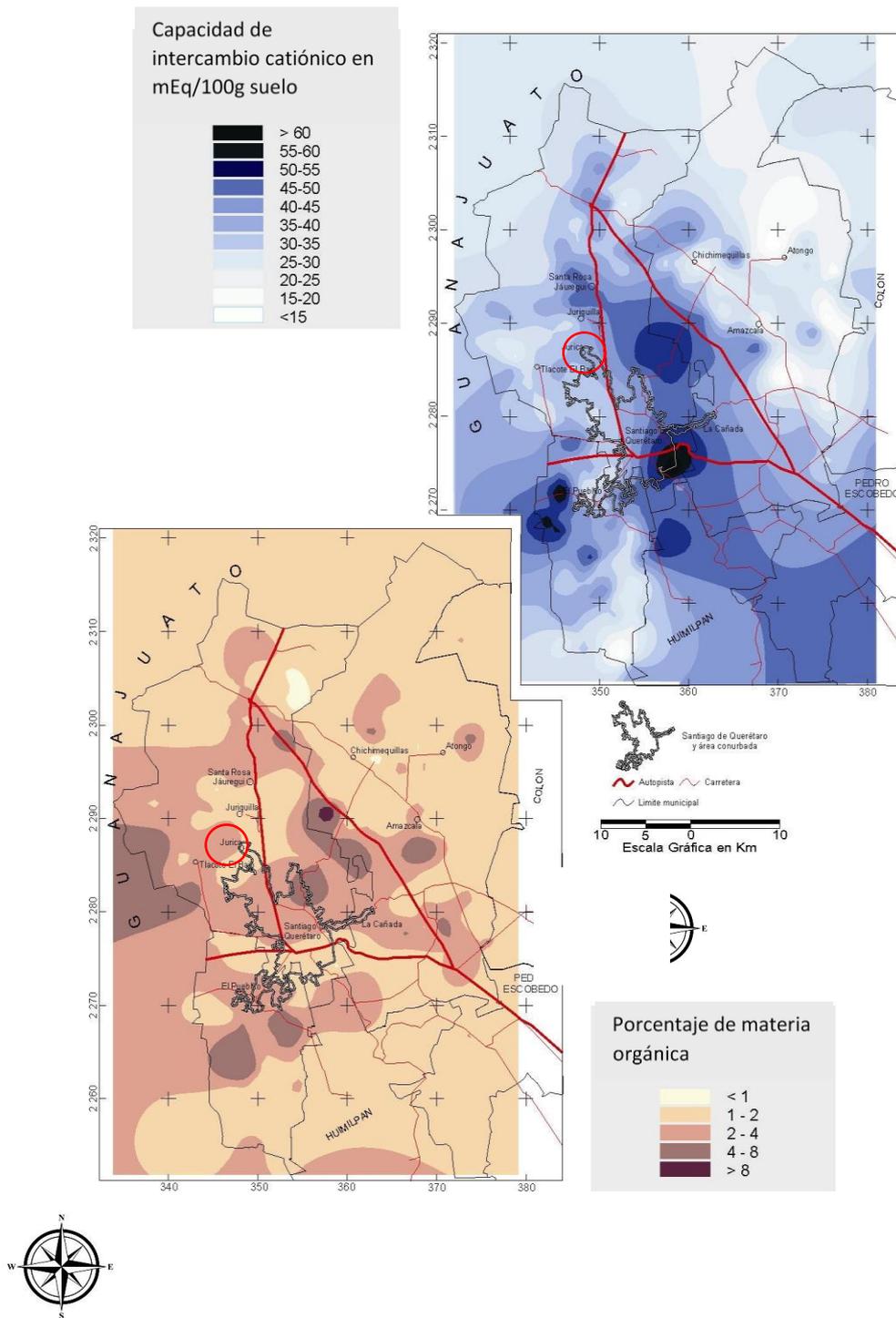


Figura 2.1 Capacidad de Intercambio Catiónico y porcentaje de materia orgánica en Querétaro. CONCYTEQ (de la Llata G., 2002)

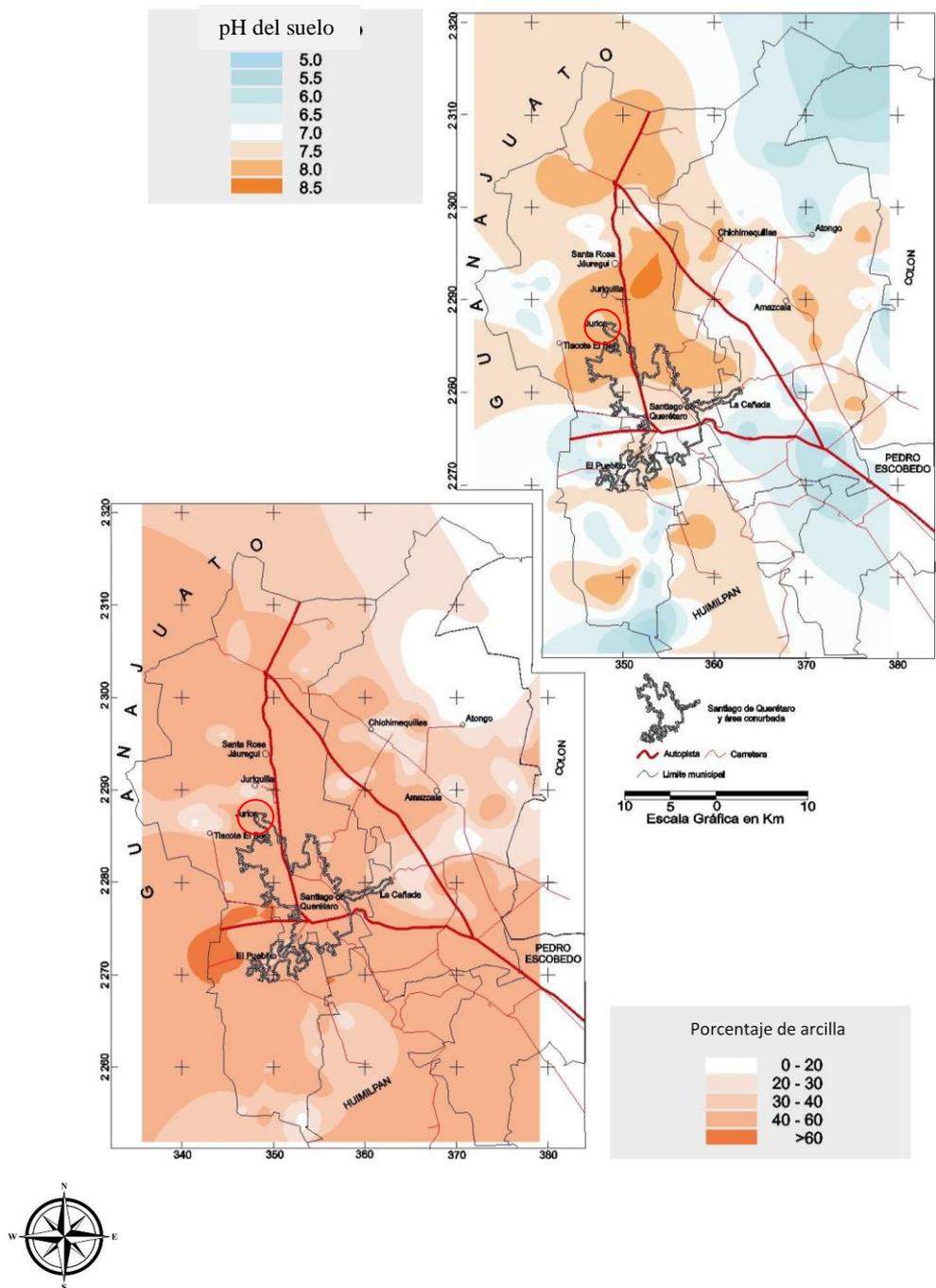


Figura 2.2 pH del suelo y porcentaje de arcillas en Querétaro. CONCYTEQ (de la Llata G., 2002)

Diversos estudios se han hecho sobre las propiedades mecánicas de los suelos arcillosos en Querétaro, especialmente de la zona de Jurica, ya que ésta presenta grandes estratos de arcillas con características expansivas.

Estudios de tesis de (López Lara, 1995; Cabrera Arvizu, 2001) nos presentan en la Figura 2.3 los registros en los perfiles de humedad de Jurica a lo largo de todo el año. Observando variaciones significativas en los contenidos de humedad del mismo a lo largo de todo el año, entendiéndolo que tiene una época de lluvias donde se recarga el suelo y una época de estiaje donde se seca. Estas variaciones oscilan desde $\omega = 17.4\%$ a $\omega = 41.4\%$,

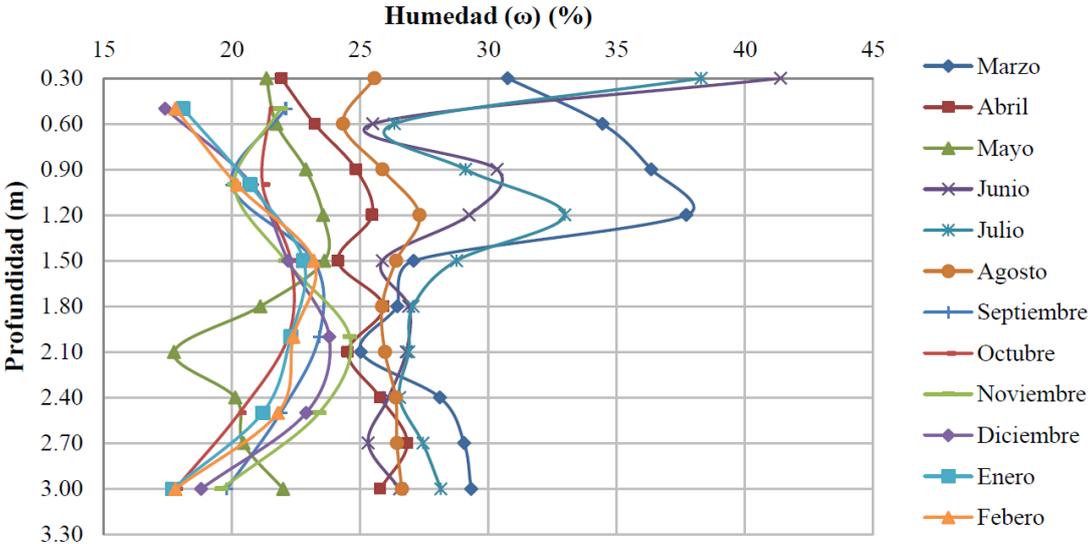


Figura 2.3. Perfiles de humedad mensual de un suelo de Jurica. (López Lara, 1995; Cabrera Arvizu, 2001)

Con la Figura 2.3. (Galaviz González, 2013) y el trabajo realizado en su trabajo de tesis para el cálculo del coeficiente de variación volumétrica (α_h) asociado a un contenido de humedad inicial (ω_i) y a la relación entre el esfuerzo externo aplicado y el esfuerzo de expansión, se pudo hacer una interpretación de las presiones de expansión típicas de un suelo de Jurica a lo largo del año. Esto se puede observar en la Figura 2.4.

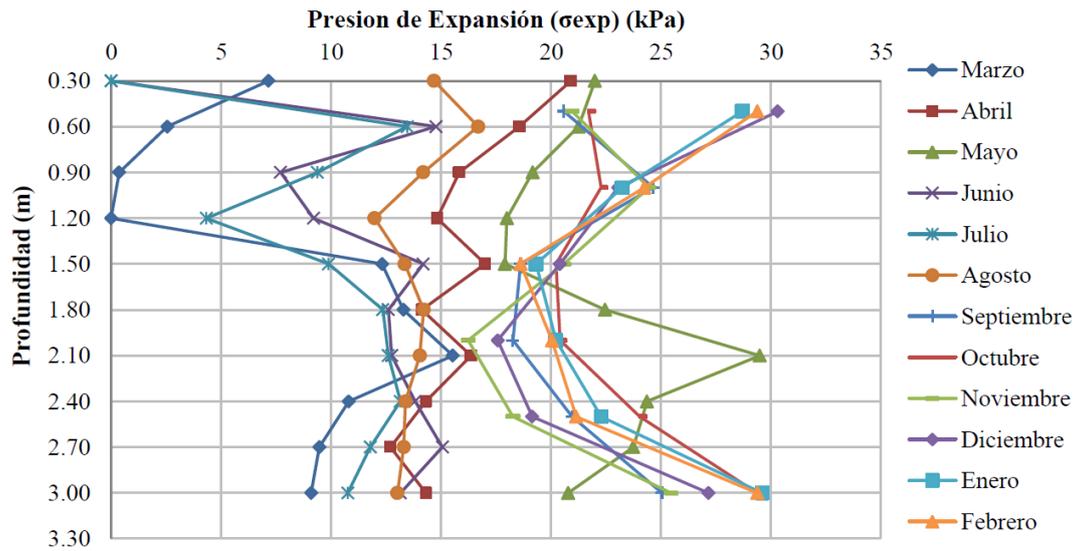


Figura 2.4. Perfiles de humedad mensual de un suelo de Jurica. (Galaviz G3nlez, 2013)

De la figura 2.4 podemos observar valores para la presi3n de expansi3n m3nimos de 0.0 kPa y m3ximos de hasta 30.0 kPa, estos datos ser3n importantes para tomar en cuenta a la hora de dise1nar una cimentaci3n sobre este tipo de suelo. Esta informaci3n tambi3n sirve para poder predecir la expansi3n volum3trica del suelo y tomar decisiones con base en ella, tambi3n es

Tabla 2.1. Valores en la presi3n de expansi3n acorde al contenido de agua. Galaviz (2013)

<i>Humedad inicial ω (%)</i>	<i>Deformaci3n Longitudinal Unitaria = Expansi3n ϵ (%)</i>	<i>Presi3n Expansi3n (kPa)</i>	<i>3ndice Compresibilidad C_c</i>	<i>3ndice Expansi3n total C_s</i>	<i>3ndice Expansi3n promedio C_s</i>
1.35	32.14	115	0.6582	0.1123	0.1193
5.24	21.41	98.75	0.4614	0.0345	0.0356
5.42	21.41	98.75	0.441	0.016	0.0205
10.89	19.6	57	0.5218	0.0663	0.0676
12.34	10.37	38	0.3136	0.0474	0.0397
14.79	7.05	22.5	0.2788	0.04	0.0333
16.43	6.89	16.5	0.3524	0.0498	0.0419
21.45	11.46	42	0.4245	0.0603	0.0606
21.84	8.34	26.7	0.3502	0.0624	0.066
26.57	0.87	1.05	0.6286	0.1211	0.1318
27.17	3.57	9.25	0.3827	0.0606	0.0641
31.27	1.07	2	0.4456	0.0683	0.0711
32.01	0	0	0.4096	0.0853	0.0714
33.17	0.75	2.6	0.4692	0.0541	0.0454
36.81	0	0	0.3368	0.0456	0.0484
38.82	0	0	0.4179	0.0565	0.0605

posible determinar que con una sobrepresión (σ_{apl}) mayor a estos valores de expansión podríamos mitigar los efectos expansivos.

Galaviz (2013) realizó pruebas oedométricas a probetas de material inalterado del suelo de Jurica con distintos contenidos de humedad inicial y así obtener los valores presentados en la Tabla 2.1 de los cuales los valores C_s y C_v pueden ser utilizados para calcular la expansión volumétrica del suelo de Jurica. A partir de las gráficas de López y Cabrera observamos que los valores de humedad inferiores a 17% no son reales por lo que pueden ser despreciables.

2.3 Importancia del estudio de los suelos expansivos para la construcción.

Las edificaciones pequeñas, como casas-habitación unifamiliares, impactan en el suelo una carga de no más de 100 kPa (10 Ton/m²) mientras que algunas arcillas expansivas generan presiones de expansión de hasta 130-150 kPa (13-15 Ton/m²) haciendo así que se generen movimientos diferenciales en sus cimentaciones, como levantamiento y rompimiento de zapatas corridas y fatiga en losas de cimentación, y por tanto en las estructuras superiores. (Rojas et al., 2010)

2.3.1 Daños en las estructuras civiles causada por los suelos expansivos.

Una cimentación tiende a tener una gran varianza en la distribución de las cargas que actúan sobre la misma, por lo que los levantamientos o asentamientos tienden a presentarse de manera no homogénea a lo largo del cimiento, tal y como se observa en la Fig. 2.1., donde podemos apreciar que es lo que le sucede a una losa de cimentación uniformemente cargada en un suelo expansivo. Observamos como las esquinas tienden a elevarse mientras que el centro se mantiene constante, esto debido a las diferencias en las humedades y expansiones del suelo sobre el que esta cimentado, causando así fatiga en la losa.

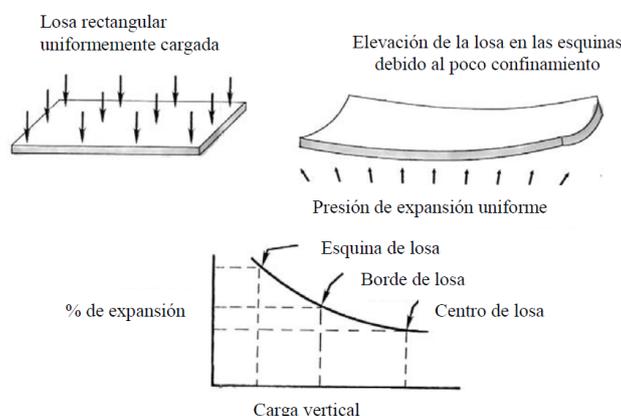


Fig. 2.5. Losa rectangular afectada por suelos expansivos. (Rogers et al., 1985)

Otro tipo de estructuras que pueden llegar a ser dañadas por los suelos expansivos son las tuberías superficiales enterrados en la zona de fluctuación volumétrica, que a su vez generan un nuevo inconveniente, que al romperse y tener fugas estarán sometiendo al suelo a hidratarse, generando así más expansión. (Rogers et al., 1985)

2.4 Características físico-químicas de los suelos expansivos

2.4.1 Factores a micro-escala

2.4.1.1 Características mineralógicas de los suelos expansivos

La mayoría de los minerales arcillosos presentan láminas o estructuras laminadas y pueden presentar diferentes formas. Una partícula típica de un suelo expansivo consiste en una plaqueta microscópica con cargas negativas en sus superficies planas y caras positivas en los bordes. La composición mineral de una arcilla puede ser representada como unidades estructurales unidas en bloques. (Mitchell y Soga, 2005)

Los dos elementos básicos de estas láminas son el tetraedro de silicio (T) y el octaedro aluminio-magnesio (O) y variando la manera en la que estos bloques interactúan pueden formarse diferentes minerales arcillosos. Algunos de estos son la caolinita, la illita y la montmorillonita. En la figura 2.2 podemos observar cómo estas láminas O (forma rectangular) y T (forma trapezoidal) se unen para formar partículas de arcilla como la montmorillonita con la forma T-O-T.

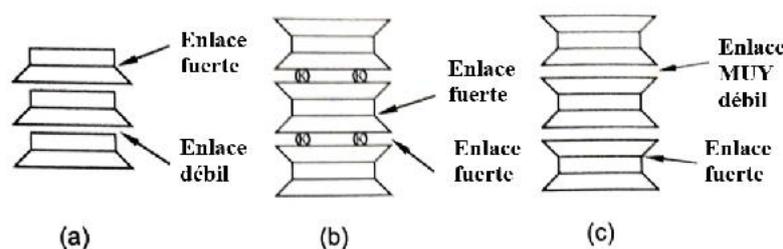


Figura 2.6 Diagramas esquemáticos de la estructura: (a) caolinita; (b) illita; (c) montmorillonita. (Nelson et al., 2015)

El tamaño de las partículas minerales en un suelo está influenciado por la naturaleza de los enlaces entre las láminas tetraédricas y octaédricas, de la misma manera se ve influenciado por el tipo de enlaces químicos que tienen estas láminas. (Ver Tabla 2.2)

Para la montmorillonita el enlace entre dos láminas sílicas está formado por débiles fuerzas de Van der Waals, dando como resultado que las partículas de montmorillonita se compongan solo de dos o tres bloques de láminas.

Tabla 2.2. Características de minerales arcillosos. (Mitchell, 1976)

<i>Grupo mineral</i>	<i>Espacio Basal (A)</i>	<i>Enlaces químicos</i>	<i>Superficie Específica (m²/g)</i>	<i>Actividad (PI/%Arcilla)</i>
<i>Caolinitas</i>	<i>12.4</i>	<i>Fuertes enlaces de hidrógeno</i>	<i>10-20</i>	<i>0.38</i>
<i>Illitas</i>	<i>10</i>	<i>Fuertes enlaces de Potasio</i>	<i>65-100</i>	<i>0.9</i>
<i>Smectitas (Montmorillonitas)</i>	<i>9.6</i>	<i>Débiles enlaces de Van der Waals</i>	<i>700-840</i>	<i>7.2</i>

2.4.1.2 Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) y pH del suelo.

El intercambio catiónico puede entenderse como la reacción que sucede cuyo un catión en solución reemplaza a un catión adsorbido después de que los cationes adsorbidos se han combinado químicamente con el suelo. Esto sucede debido a que las partículas del suelo tienen la capacidad de adsorber y retener cationes a causa de las cargas eléctricas negativas que tienen en su superficie y se identifican principalmente con la arcilla o los limos, los cuales poseen variedad en el contenido de sus minerales. (Álvarez Ávila, 1976)

La Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) se puede definir como la suma de todos los cationes de cambio que un mineral puede adsorber a un determinado pH. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973a)

La CIC es equivalente al total de cargas eléctricas negativas que posee el mineral y éstas pueden ser generadas por sustituciones isomórficas, enlaces insaturados en los bordes de la partícula o la disociación de los grupos hidroxilos.

La CIC es un fenómeno que sucede entre una fase líquida y una sólida sin cambio sustancial en la estructura del sólido. Las unidades son:

Tabla 2.3 Unidades de la capacidad de intercambio catiónico (CEC) (NOM-021-RECANET-200 / AS-12)

<i>Unidades de la CIC</i>	<i>Símbolo</i>
<i>Centimoles de iones de carga positiva por kilogramo de arcilla o roca seca</i>	<i>cmol (+)/kg</i>
<i>Mili-equivalentes de cationes intercambiables por cada 100 g de arcilla o roca seca</i>	<i>meq/100 g</i>
<i>Mili-equivalentes de cationes intercambiables por gramo de arcilla o roca seca</i>	<i>meq/g</i>
<i>Equivalentes de cationes intercambiables por gramo de arcilla o roca seca</i>	<i>eq/g</i>
<i>1 cmol (+)/kg = 1 meq/100g</i>	

La CIC puede medirse en términos de la suma de las concentraciones en partes por millón (ppm) de los cationes desplazados, los cuales se convierten a miliequivalentes por cada 100 g de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$CEC \left[\frac{meq}{100 g} \right] = \left(\frac{C_{ppmC^+}}{m_{C^+}} \right) * 100 \quad (2.1)$$

CIC : Capacidad de intercambio catiónico, meq/100 g,

C_{ppmC⁺} : Concentración en partes por millón del catión,

m_{C⁺} : Masa equivalente del catión

Tabla 2.4 Conversión de cationes a valores miliequivalentes. (Álvarez Ávila, 1976)

Catión	Valor miliequivalente
200 ppm Ca	1 meq Ca / 100 g
120 ppm Mg	1 meq Mg / 100 g
390 ppm K	1 meq K / 100 g
10 ppm H	1 meq H / 100 g
230 ppm Na	1 meq Na / 100 g

Los cationes intercambiables pueden ser reemplazados solamente por otros cationes, ellos no se mueven libremente por si mismos en la solución. El poder de reemplazo de un catión por otro depende de su tipo y concentración relativa.

En la Figura 2.3. Podemos observar un esquema de como se ve el espacio interlaminar, en éste, los iones adsorbidos de bajo radio iónico están más fuertemente adsorbidos que los de mayor radio. Si se ordenan en función de su poder de adsorción se tiene la siguiente serie catiónica, también llamada serie liotrópica o serie de Hofmeister: (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973a).



Siendo los cationes intercambiables más usuales: Na⁺, K⁺, Ca²⁺, Mg²⁺ y (NH₄)⁺. Los valores de la capacidad de intercambio catiónico de los principales minerales de arcilla se indican en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Valores de la capacidad de intercambio catiónico de distintos minerales arcillosos (Álvarez Ávila, 1976)

<i>Mineral</i>	<i>CIC (Cmol(+)kg⁻¹)</i>
<i>Caolinita</i>	3 - 15
<i>Ilita</i>	20-30
<i>Clorita</i>	20-30
<i>Attapulgita</i>	20-35
<i>Holoisita Hidratada</i>	40-50
<i>Montmorillonita</i>	80 - 120

La CIC tiende a aumentar con el grado de acidez que poseen los cristales de mineral en el suelo, es decir la CIC es mayor si el pH del suelo es menor; siendo más notable cuyo el nivel del potencial de Hidrógeno (pH) es menor que 7. También crece con la velocidad y concentración de la solución que circule por la masa de suelo (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973a).

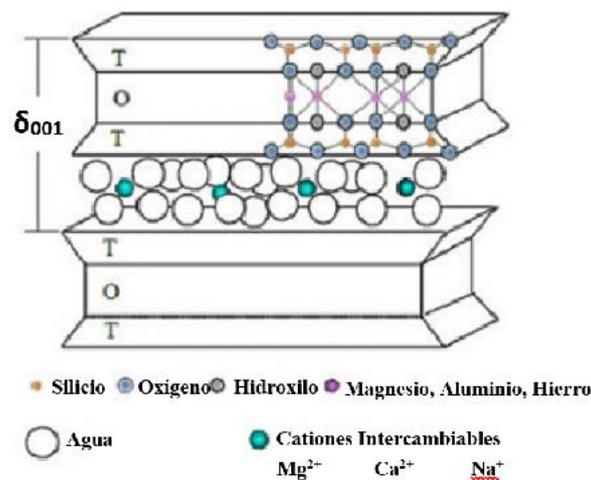


Figura 2.7 Representación de la estructura laminar Tetraedro-Octaedro-Tetraedro (T-O-T) y cationes intercambiables. (Nelson et al., 2015)

Los cambios en el pH del suelo varían según dos factores: los que resultan del aumento del hidrógeno adsorbido y los que aumentan el contenido de bases adsorbidas. La descomposición de materia orgánica forma ácidos orgánicos e inorgánicos - como el ácido carbónico (H₂CO₃), ácido sulfúrico (H₂SO₄) y el ácido nítrico (HNO₃) los cuales son reservorios importantes de iones H⁺ en el suelo, generando acidez en el mismo; estos iones son capaces de remover grandes cantidades de bases por disolución. (Buckman y Brady, 1966).

Las propiedades mecánicas de una arcilla pueden cambiar al variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, pues a diferentes cationes ligados corresponden distintos espesores de la película adsorbida, lo que se refleja sobre todo en las propiedades de plasticidad y resistencia del suelo. Por esta razón el intercambio catiónico forzado se ha usado y se usa para tratar suelos con fines de mejorar su comportamiento mecánico (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973a)

Cuyo un átomo de valencia positiva más alta es reemplazado por un átomo de valencia menor produce una deficiencia de carga, generando un exceso de carga negativa, el cual es compensado por medio de la adsorción de cationes que son demasiado grandes para ser acomodados en el interior del cristal.

2.4.1.3 Factores a macro-escala

A. Zona o capa activa.

Se define como zona o capa activa al estrato superior del suelo sujeto a cambios estacionales de humedad y es la capa superior de suelo donde se van a presentar las expansiones y contracciones. Ésta puede ser definida cuyo se encuentra uniformidad en la línea en el perfil de humedades del estrato de suelo. .

B. Límites de consistencia

Las propiedades físicas de los suelos finos y particularmente los suelos arcillosos, se ven afectadas de forma importante por el contenido de agua. La consistencia de una arcilla puede ser muy suave, es decir, como un líquido viscoso, o puede ser muy rígida, lo que le confiere características de un sólido (dependiendo de su contenido de agua). Entre estos extremos, la arcilla puede moldearse sin agrietarse. En este estado se dice que el material está en un estado plástico.

En 1911, el científico Sueco A. Atterberg, desarrolló una serie de pruebas para determinar la actividad o plasticidad de una arcilla. Estas pruebas son conocidas como los límites de Atterberg y se utilizan para clasificar suelos.

La consistencia de un suelo se divide en tres estados: líquido, plástico, semisólido y sólido. Estos estados están relacionados a contenido de agua. Aunque la transición entre los estados es gradual, las condiciones de prueba han sido arbitrariamente establecidas para

delimitar el contenido de agua como un punto preciso entre los cuatro estados. Estos contenidos de agua, que se determinan por un procedimiento de secado al horno se llaman:

- Límite líquido, LL: Es el contenido de agua (expresado como porcentaje de la masa seca del suelo) para el cual el suelo presenta una resistencia muy pequeña.
- Límite plástico, LP: Es el contenido de agua (expresado como porcentaje de la masa seca) cuyo la masa de suelo cesa de ser plástica y pasa a un estado quebradizo.

A medida que el contenido de agua de un suelo se reduce por debajo del límite plástico, el suelo entra a un estado semisólido, es decir, el suelo puede ser deformado pero se requerirá de una fuerza grande y además, el suelo se agrietará. Si el suelo experimenta un mayor grado de secado, alcanzará un estado sólido cuyo ya no se presente cambio de volumen. El contenido de agua en esta condición se conoce como el Límite de contracción, LC. Este es el contenido de agua para el cual una reducción en el mismo no causa un decremento en el volumen de suelo.

Índice de plasticidad, IP: Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, y representa el rango de contenido de agua para el cual el suelo es plástico.

La mayoría de los suelos expansivos existen en una condición de plasticidad arriba de un amplio rango de contenidos de humedad. El comportamiento resulta de la capacidad de las arcillas expansivas de retener agua entre sus partículas y aun así mantener una estructura coherente a través de las fuerzas eléctricas inter-partícula.

La densidad seca y los arreglos físicos de las partículas afectarán la expansión que presentará el suelo. A mayores densidades encontraremos mayores expansiones.

El límite de contracción junto con otros parámetros se utiliza para determinar el grado de expansión de un suelo.

Un suelo expansivo en condiciones secas tendrá una mayor afinidad al agua, por lo tanto una mayor succión, que si el mismo suelo tuviera un contenido de agua mayor y menor succión. En contraparte un perfil de suelo húmedo perderá agua con mayor facilidad al exponerse a influencias de secado y se encogerá más que un perfil de suelo relativamente seco. La succión inicial tendrá que ser considerara en conjunto con el rango de las condiciones finales de succión. (Johnson, 1969)

C. Variaciones en el contenido de humedad.

Variaciones en el contenido de humedad en la capa activa cerca de la parte superior del perfil de suelo definirá la expansión del mismo. Es en estas capas donde se encontrará la mayor variación en el contenido de humedad y donde del cambio volumétrico sucederá. (Johnson, 1969)

El solo contenido de humedad no es un buen indicador, ni puede usarse para predecir el potencial expansivo de un estrato de suelo. En lugar de ello, la humedad relativa al contenido de humedad limitativo debería sr considerado. Por ejemplo al límite Plástico o al Límite de contracción.

- Cambios de humedad debajo del Límite Líquido pronostican pequeños cambios volumétricos.
- Contenidos de agua por debajo del Límite Plástico pronostican grandes cambios volumétricos.

D. Química del agua del suelo.

El potencial expansivo de un suelo está relacionado con el contenido de cationes o sales que se encuentran disueltos y adsorbidos en las partículas de arcilla.

Estos cationes están disueltos en el agua y son adsorbidos en la superficie de los granos de arcilla como cationes intercambiables, para balancear las cargas eléctricas negativas en la superficie.

En suelos secos los cationes de sal están adheridos a las superficies de los cristales de arcilla por las fuerzas electrostáticas. Cuyo el agua entra en contacto con las partículas de arcilla las energías de hidratación del catión son lo suficientemente grandes para vencer las fuerzas de atracción entre partículas; entonces las partículas son forzadas a apartarse cuyo los cationes se hidratan. Cuyo hay suficiente agua, los cationes adsorbidos no están lo suficientemente sostenidos en la superficie de la arcilla. Las fuerzas de atracción electroestática son reforzadas por la tendencia de los iones a difundirse en la solución de agua lejos de las partículas. Cuyo estas moléculas polarizadas comienzan a flotar en forma conjunta con los cationes crean alrededor de las partículas de arcilla, una concentración de cationes y moléculas de agua dipolar creando así la Doble Capa Difusa (DDL) donde coexiste una elevada concentración de cationes y de aniones en las cercanías de la lámina de arcilla que va perdiendo concentración a medida que se aleja de ella. (Del Castillo, 2005)

La concentración de los cationes y la valencia de los mismos se relacionan con la Doble Capa Difusa. Como ejemplo de la influencia del tipo de catión y de sus valencias digamos que un catión de Ca^{++} atrae más moléculas de agua que un catión Na^+ ; pero por cada catión Ca^{++} pueden absorberse en la superficie del cristal dos cationes Na^+ . El volumen de dos cationes Na^+ es de 7,88 Å, y el de un catión Ca^{++} , de 4,99 Å. Por ello, los cationes Na^+ tienen una capa más gruesa de agua absorbida a su alrededor, que junto con el catión pueden formar una doble capa particularmente gruesa alrededor de los cristales. Esta película de agua posee propiedades diferentes de las del mismo líquido en condiciones normales a la misma temperatura, a causa de la gran presión a que está sometida por las fuerzas electrostáticas. Cerca de la superficie de la partícula, el agua tiene propiedades de un sólido (según Winter Korn tiene las propiedades del hielo); en zonas más alejadas, las de un líquido viscoso, y a medida que se tiende hacia el límite exterior de la doble capa sus propiedades se aproximan a las del líquido normal.

E. Clima

La cantidad y variación en la precipitación y evapotranspiración tienen una gran influencia en la disponibilidad de agua y en la profundidad de la capa afectada. La mayor cantidad de suelos expansivos se encuentran en zonas con climas semi-áridos que tienen periodos largos de sequía y precipitación. (Holly y Lawrence, 1980)

F. Drenaje.

Las características de los drenajes superficiales y las equivocaciones en las mismas pueden producir escenarios que inyecten agua a lugares donde antes no llegaban, como a zonas más profundas del estrato del suelo.

G. Vegetación

La vegetación tiende a succionar el agua del suelo alrededor de sus raíces, creando así escenarios de humedades distintas en los perfiles del suelo, generando grandes expansiones.

H. Estado de esfuerzos.

Una reducción en los esfuerzos resultará en una expansión. La expansión en un suelo no saturado está acompañado por la indivisión de agua y depende del tiempo.

H.1. Historia de esfuerzos del suelo.

Un suelo sobre consolidado es más expansivo que el mismo suelo a la misma relación de vacíos pero normalmente consolidado. Las presiones de expansión pueden incrementarse con el tiempo en arcillas compactadas. Ciclos repetidos de humedecimiento y secado tienden a reducir la expansión en ensayos de laboratorio, pero después de cierto número de ciclos, la expansión no muestra alteraciones. (Mitchel, 1976)

H.2. Condiciones in situ

El esfuerzo inicial al cual está sometido el estrato de suelo debe de estimarse previamente para la correcta evaluación de las consecuencias que tendrá cargar la masa de suelo y/o alterar el contenido de humedad.

H.3. Carga

La magnitud de la carga a aplicar determina el porcentaje de expansión que ocurrirá en el futuro dados el contenido de humedad y la densidad del perfil de suelo. Normalmente las fuerzas aplicadas al suelo generan un balance inter-partícula y reducen la expansión.

H.4. Perfil del suelo.

Se observará una mayor expansión en suelos que tengan capas de suelo expansivo desde la superficie hasta profundidades debajo de la capa activa. Se podrá reducir la expansión si se coloca un suelo no expansivo sobre suelo expansivo.

2.5 Métodos para la identificación de suelos expansivos.

2.5.1 Métodos Directos

2.5.1.1 Según su estructura mineralógica.

Las diferencias entre las partículas mineralógicas tienen un efecto en la expansión de un suelo arcilloso. El contenido de humedad y los límites líquidos y plásticos del suelo están íntimamente relacionadas con el contenido mineralógico del suelo. Esta estructura mineralógica se puede determinar por procesos de observación física como la Difracción de Rayos X.

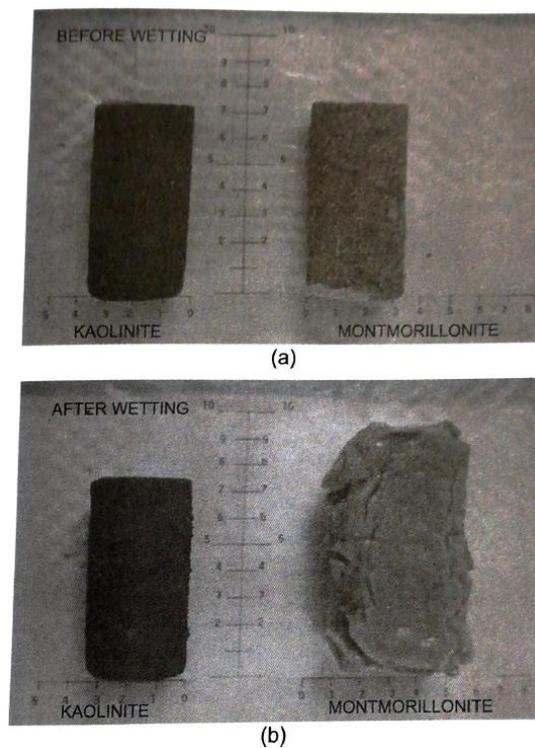


Figura 2.8. (a) Probetas de suelos con contenido mineral de Caolinita y Montmorillonita antes de ser sometidos a hidratación. (b) Las mismas probetas después de someterse a hidratación. Se puede observar un aumento del 30% en el suelo con Montmorillonita (Nelson et al., 2015)

2.5.1.2 Difracción de Rayos X (DRX)

Con la finalidad de caracterizar los minerales presentes es necesario realizar una prueba DRX. Las muestras en forma de polvo se midieron en un equipo Miniflex de Rigaku con radiación de cobre Ka 1.5406Å en un intervalo de 2 a 60 grados 2θ a un paso de 0.02 grados con una velocidad de 1 grado por minuto.

En la tabla 2.6 se especifican los valores de 2θ característicos del mineral montmorillonita para una DRX.

Tabla 2.6. Datos testigo $2-\theta$ característicos de Montmorillonita Cálcaica.

(Tabla obtenida del equipo para el patrón de difracción de DRX)

$2-\theta$	$d(nm)$	$I(f)$
5.887	1.5	100
17.689	0.501	60
19.712	0.45	80
23.58	0.377	20
25.428	0.35	10
26.997	0.33	10
29.555	0.302	60
34.743	0.258	40
35.892	0.25	40
39.856	0.226	10
41.989	0.215	10
48.376	0.188	10
53.887	0.17	30
61.798	0.15	50
62.12	0.1493	50
73.661	0.1285	20
76.589	0.1243	20

2.5.1.3 Microscopía Electrónica de Barrido (MEB)

Las muestras se analizaron con un microscopio electrónico de barrido TM-1000 de Hitachi operado a 15 KV con un detector de electrones retro dispersados. Los análisis elementales se hicieron con un dispositivo de espectroscopia de energía dispersiva (EDS) Oxford acoplado al microscopio, con un tiempo de conteo de 60 segundos. Pruebas de laboratorio utilizadas para la predicción de la expansión.

2.5.2 Métodos Indirectos

2.5.2.1 *Free swell test*

En 1956 Holtz y Gibbs proponen la prueba de expansión libre la cual consiste en verter lentamente 10 cm³ de suelo que pasa la malla No.4 (0.425 mm de abertura de malla) que ha sido secado previamente en el horno, en un recipiente de 100 cm³ con agua destilada para observar el volumen del suelo una vez que se deposita en el fondo del recipiente. La expansión libre que reporta la muestra es entonces el aumento en el volumen del suelo, expresado como un porcentaje del volumen inicial.

Un criterio para predecir la expansión en suelos es el índice de expansión libre (FSI, por sus siglas en inglés) que se calcula de la siguiente manera:

$$FSI = \frac{(v_d - v_k)}{v_k} \quad (2.1.1)$$

Dónde:

v_d = es el volumen de 10 g de suelo seco que pasa la malla No.4 (0.425 mm) colocado en una frasco probeta graduada de 100 ml que contiene agua destilada.

v_k = el volumen de sedimento de 10 g de suelo secado al horno pasyo por la malla No.4 (0.425 mm) colocado en una probeta graduada de 100 ml que contiene keroseno (al ser un material no polar, no causa expansión).

Sin embargo, este método proporciona índices de expansión negativos para los suelos ricos en caolinita y puede subestimar la expansión de los suelos Montmorilloníticos, si los suelos contienen una cantidad significativa de material de arcilla caolinita.

Con base en este cálculo y los valores de los límites de Atterberg podemos clasificar según la Tabla 2.7 según su grado de expansión.

Tabla 2.7. Predicción de la expansión por diferentes datos. (Holtz y Gibbs., 1956)

Índice de Plasticidad	Grado de expansión	Límite de contracción (%)	Índice de contracción	Índice de expansión libre (%)	Porcentaje de expansión en oedómetro (Holtz y Gibbs)
0-15	Baja	>13	<15	<50	<10
10-25	Media	8-18	15-30	50-100	10-20
20-25	Alta	6-12	30-60	100-200	20-30
35-mas	Muy Alta	<10	>60	>200	>30

2.5.2.2 Índice de expansión

Este método provee el índice del potencial de expansión en suelos compactados saturados con agua destilada y controla las variables que influyen las características de expansión de los suelos. No se usa para duplicar condiciones particulares de campo (contenido de agua, cargas, densidad de suelo o química del agua en el suelo). En la Tabla 2.8 podemos ver cómo según este dato es que se clasifica el suelo según su grado de expansión.

$$EI = \frac{\Delta H}{H_1} \cdot 100 \quad (2.2)$$

EI = índice de expansión

ΔH = Cambio de altura, $D_2 - D_1$ (mm)

H_1 = altura inicial (mm)

D_1 = lectura inicial (mm)

D_2 = lectura final (mm)

Tabla 2.8 Clasificación del suelo acorde a su índice de expansión.

<i>Índice de expansión</i>	<i>Potencial de expansión</i>
0-20	<i>Muy bajo</i>
21-50	<i>Bajo</i>
51-90	<i>Medio</i>
91-1300	<i>Alto</i>
Sobre 130	<i>Muy alto</i>

2.5.2.3 Método de la Actividad

El método de la Actividad fue propuesto por Seed, Woodward y Lundgren. (Seed et al., 1964) Se basó en muestras de material remoldado. La actividad se define como la relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje de granos menores a 2 micras. En la figura 2.9 y en la Tabla 2.9 podemos observar cómo es que se clasifica la expansividad de un suelo acorde a su nivel de Actividad.

$$Ac = \frac{IP}{\% < 0.002 \text{ mm}} \quad (2.3)$$

Ac = Actividad

IP = Índice de Plasticidad

$\% < 0.002 \text{ mm}$ = Porcentaje de granos menores a 2 micras

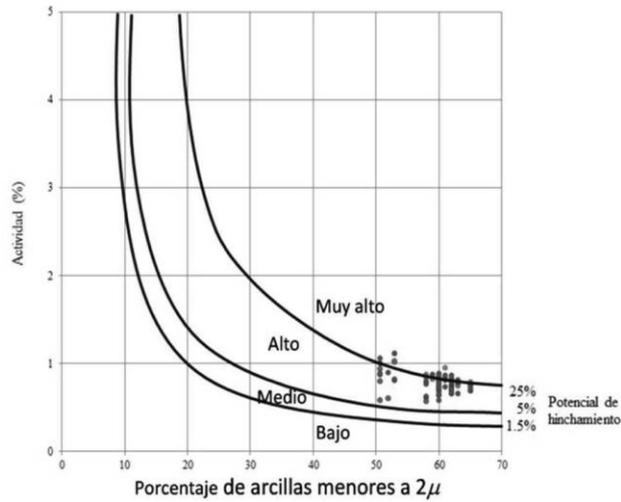


Figura 2.9 Índice de la actividad de arcillas (Seed et al., 1964)

Skempton clasificó tres clases de arcillas de acuerdo a su Índice de Actividad

- INACTIVO para actividades menores a 0.75
- NORMAL para actividades entre 0.75 y 1.25
- ACTIVO para actividades mayores de 1.25

Tabla 2.9. Minerales arcillosos y su Índice de Actividad (Skempton, 1953)

<i>Mineralogía</i>	<i>Actividad (IP / %Arcilla)</i>
<i>Caolinitas</i>	<i>0.33 - 0.46</i>
<i>Illitas</i>	<i>0.9</i>
<i>Montmorillonita (Ca)</i>	<i>1.5</i>
<i>Montmorillonita (Na)</i>	<i>7.2</i>

2.6 TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DE UN SUELO EXPANSIVO

Puppala (2009), dice que si las edificaciones son construidas en suelos como las arcillas, éstas pueden estar sometidas a grandes asentamientos y que si el suelo debajo de la estructura no apto para la construcción, es recomendable mejorar las propiedades del suelo a manera de que sea útil. Hausman (1989) y Puppala (2009) explican diferentes métodos de mejora que incluyen: (Hausmann, 1989) (Puppala et al., 2009)

- Excavación y re-compactación.

Este método propone excavar la parte superior del suelo que no es deseada y se reemplaza con un relleno de mejores propiedades. Este tipo de solución es recomendada para suelos propensos a consolidación excesiva; para suelos expansivos es útil pero al remover una gran capa del terreno.

- Tratamientos mecánicos:

-Precarga:

Proceso en el cual se utiliza el peso propio de la estructura y se somete al suelo a esta carga, previa a la construcción, para que así el suelo ya no se consolide más. Este método retrasa el proceso constructivo en varios meses.

-Compactación dinámica.

Se deja caer desde una gran altura y repetidamente un gran peso sobre la superficie del suelo, generando una densificación del suelo.

- Tratamientos físicos: controlan de manera exhaustiva el contenido de agua de los suelos

-Instalación de barreras de humedad (drenes):

Se puede reducir el potencial expansivo de un suelo controlando la variación de humedad del mismo. Esto puede lograrse colocando barreras verticales (zanjas llenas de grava) u horizontales (banquetas, membranas impermeables) impidiendo el paso de agua hacia el suelo debajo de la estructura.

- Tratamientos químicos: uso de cal y otros aditivos. Alteran las propiedades de los minerales presentes en el suelo, evitando así la expansión del mismo y, en algunos casos, mejorando su capacidad de carga.

Hausmann (1989) menciona que debido a la eficiencia, replica y la confiabilidad, los tratamientos físicos y químicos de estabilización son las metodologías más recomendadas.

Dentro de los tratamientos químicos de suelos expansivos podemos observar en experimentos realizados con anterioridad, que el mezclar los suelos con aditivos como:

- Cal hidratada. (Estabragh et al., 2013; Latifi et al., 2015; Dang et al., 2016; Dayioglu et al., 2017; Karatai et al., 2017; López-Lara et al., 2017)
- Cemento. (Estabragh et al., 2013; Turkoz y Vural, 2013; Dayioglu et al., 2017; Jamsawang et al., 2017; Mosa et al., 2017)
- Derivados de ceniza. (Zha et al., 2008; Estabragh et al., 2013; Turkoz y Vural, 2013; Rajakumar y Meenambal, 2015; Hasan et al., 2016; Dayioglu et al., 2017; Hatmoko y Suryadharma, 2017; Karatai et al., 2017)
- Cloruro de calcio. (Ramana M. y Hari K., 2006)
- Cloruro de magnesio. (Turkoz et al., 2014; Latifi et al., 2015)
- Hidróxido de magnesio. (Ureña et al., 2013)
- Fibras y Polímeros. (Miao et al., 2017)

2.6.1 El uso de materiales macro-minerales para controlar la expansión.

Estabragh et al., (2013) realizó pruebas a un suelo con alto potencial expansivo y lo expuso químicamente a tres tipos de tratamientos, el uso de cal hidratada, el uso de cemento y el uso de ceniza, obteniendo los siguientes resultados expuestos en la Tabla 2.10 en el que podemos observar una disminución en el potencial expansivo al agregar aditivos, sobre todo con la presencia de Cal.

Tabla 2.10 Características de compactación y expansión de las muestras mezcladas del suelo. Estabragh et al., (2013)

<i>Suelo + agente</i>	<i>Contenido óptimo de humedad (%)</i>	<i>Densidad máxima seca (kN/m³)</i>	<i>Presión de expansión (kPa)</i>	<i>Porcentaje de expansión (%)</i>
<i>Suelo</i>	20.5	16.1	440	35
<i>Suelo + 5% cal</i>	22	15.7	140	15
<i>Suelo + 10% cal</i>	23.3	15.3	50	5.2
<i>Suelo + 5% cemento</i>	26	15.4	280	15
<i>Suelo + 10% cemento</i>	27	15.3	290	9
<i>Suelo + 20% cemento</i>	23.5	16	----	6.2
<i>Suelo + 5% ceniza</i>	23	15.8	300	30
<i>Suelo + 10% ceniza</i>	25.2	15.5	150	24
<i>Suelo + 15% ceniza</i>	28.6	15	98	5
<i>Suelo + 20% ceniza</i>	25	15.4	----	3.9

Ramana M. y Hari K., (2006)estabilizaron una cimentación de arcilla utilizando una solución de cloruro de calcio obteniendo los resultados presentados en la Tabla 2.11

Tabla 2.11 Efecto del cloruro de calcio en propiedades Índice y de expansión de un suelo en pruebas de laboratorio. Ramna y Hari (2006)

<i>Prueba No.</i>	<i>Porcentaje de CaCl2 en solución</i>	<i>Límite Líquido (%)</i>	<i>Límite Plástico (%)</i>	<i>Límite de contracción (%)</i>	<i>Coefficiente de permeabilidad (cm/s)</i>	<i>Porcentaje de expansión (%)</i>	<i>Presión de expansión (kPa)</i>
1	0	108	30	14.7	3.45E-09	28	320
2	0.25	80	29	14.9	–	15	220
3	0.5	76	31	15.5	–	7.5	182
4	1	65	33	17.2	0.00000218	2.7	156

Ureña et al., (2013) estabilizó un suelo arcilloso bentonítico de la zona sur de España al integrar hidróxido de magnesio al 5%, 10% y 15%, dejando curar la muestra por 15 y 30 días, mostrando aumentos en la capacidad de carga (CBR) de 1.24% sin tratamiento hasta un 3.98% en la muestra curada 30 días con 15% de hidróxido de magnesio. Por otra parte para esta misma muestra se redujo la presión de expansión de 220 kPa a 40 kPa.

Turkoz et al., (2014) sometió un suelo con características expansivas y dispersivas con una solución de cloruro de magnesio en dosis de 3%, 5%, 7%, 9%, 11% y 13%, reportando los resultados obtenidos en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12 Resultados obtenidos en la estabilización de un suelo expansivo con Cloruro de Magnesio. Turkoz et al. (2014)

<i>Contenido de MgCl2</i>	<i>0%</i>	<i>3%</i>	<i>5%</i>	<i>7%</i>	<i>9%</i>	<i>11%</i>	<i>13%</i>
<i>Porcentaje de expansión (%)</i>	12.22	7.66	5.82	5	3.9	3.11	2.57
<i>Presión de expansión (kPa)</i>	89.85	59.66	55.3	49.76	43.74	39.65	21.1

Latifi et al., (2016) estudió el uso potencial de un aditivo no tradicional de calcio para el mejoramiento de las arcillas con alto contenido de montmorillonita y kaolinita con pruebas a nivel macro (pruebas de compresión no confinadas) y micro (estudios de difracción con rayos-X) obteniendo aumentos de hasta un 80% en la prueba de compresión no confinada con un 9% de aditivo y un decremento significativo en la presencia de minerales como la montmorillonita en la difracción de rayos-X.

López-Lara et al., (2017) añadió 2%-6% de peso en cal y aplicó presiones de carga al suelo para observar los comportamientos del mismo al tratamiento, obteniendo reducciones en los porcentajes de expansión de 10.58% al suelo sin tratamiento a un 0.58% de expansión con un 6% en peso de cal. Podemos observar sus resultados en la Tabla 2.13

Tabla 2.13 Expansión de un suelo tratado con cal y cargas estructurales.

López-Lara et al., (2017)

EXPANSIÓN DE UN SUELO CON CAL Y CARGAS ESTRUCTURALES

<i>Suelo con:</i>	<i>Expansión (%)</i>			
	<i>+ 0.0 kPa</i>	<i>+ 19.61 kPa</i>	<i>+ 39.22 kPa</i>	<i>+ 58.84 kPa</i>
<i>0% cal</i>	10.58%	5.81%	4.10%	3.60%
<i>2% cal</i>	5.47%	2.71%	0.48%	0.35%
<i>4% cal</i>	2.74%	0.49%	0.16%	0.10%
<i>6% cal</i>	0.58%	0.46%	0.11%	0.08%

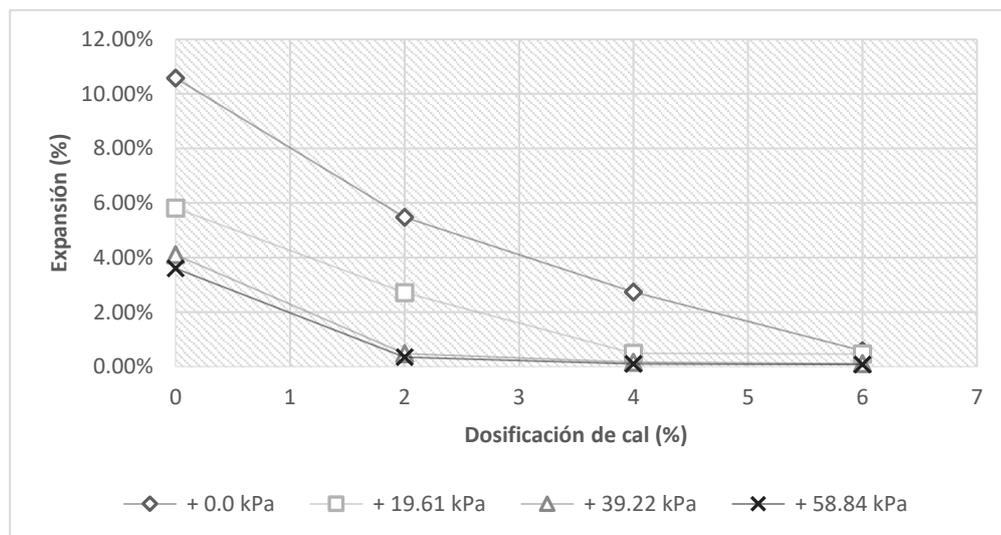


Figura 2.10. Expansión de un suelo tratado con cal y cargas estructurales.

Dayioglu et al., (2017) por su parte estabilizó una arcilla peculiar perteneciente al territorio de Dakota del Sur (EUA) llamadas “*Belle Fourche*” utilizando tres tipos de aditivos químicos, ceniza volante clase C, ceniza volante clase F y cal hidratada. Obteniendo los resultados de la Figura 1.

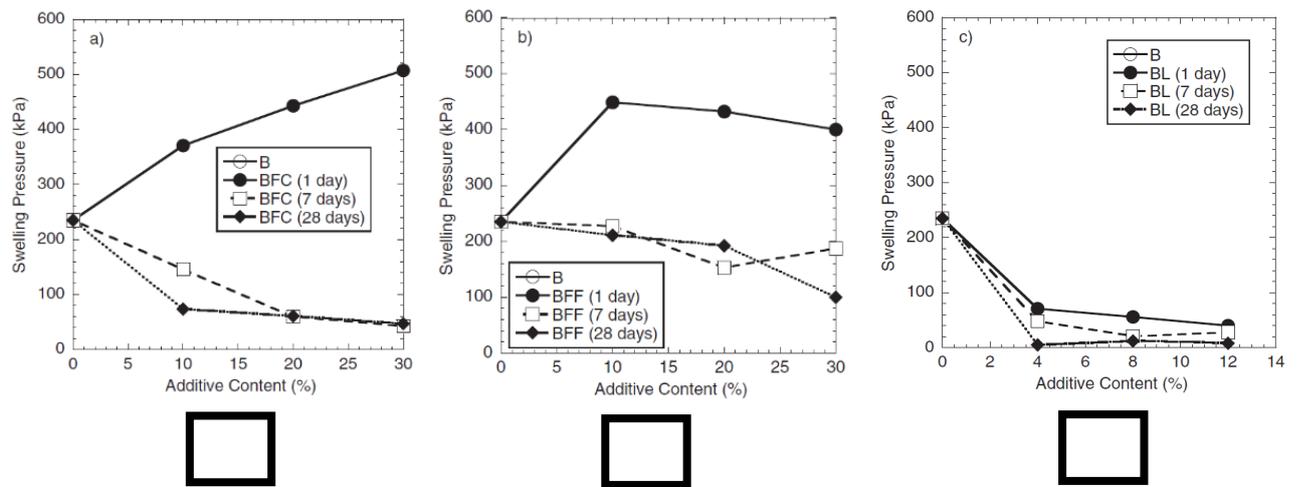


Figura 2.11. Presiones de expansión del suelo con distintos tipos de aditivo.

A) Ceniza Volante tipo C / B) Ceniza volante tipo F / C) Cal hidratada.

Dayioglu et al. (2017)

Zha et al., (2008) explica que las reducciones en el potencial de expansión de las arcillas estudiadas se deben gracias a la floculación y agregación causadas por el intercambio catiónico de los aditivos. Cada uno de estos estudios sugiere que la utilización de distintos aditivos químicos en diferentes proporciones de peso y distintos contenidos de agua en el suelo, mejora las características mecánicas de un suelo potencialmente expansivo. Aun así no es lo mismo para todos los suelos con composiciones o características similares por lo que estudios independientes tienen que llevarse a cabo para lograr obtener la cantidad óptima de aditivo a ser añadido

2.6.2 Características físico-químicas del óxido de magnesio

El óxido de magnesio (MgO), o magnesia, es un compuesto químico mineral sólido higroscópico blanco que se produce en la naturaleza como periclasa y es una fuente de magnesio. Tiene la fórmula empírica de MgO y se compone de un enrejado de iones Mg^{2+} y los iones O^{2-} unidos por enlace iónico. Forma hidróxido de magnesio en presencia de agua ($MgO + H_2O \rightarrow Mg(OH)_2$), pero puede ser revertida por calentamiento para separar la humedad.

El óxido de magnesio utilizado para la presente investigación se denomina Óxido de Magnesio pesado, podemos observar sus características en la Tabla 2.14. La presentación es en polvo muy fino, blanco e inodoro. Hay dos tipos, uno llamado ligero y el otro pesado. El ligero toma más rápido el CO₂ y el H₂O del aire que el pesado. Se combina con agua para formar Hidróxido de Magnesio

Tabla 2.14 Especificaciones químicas del Óxido de Magnesio utilizado.

Certificado de análisis tipo

<i>Especificaciones</i>		<i>Resultados</i>
<i>Descripción</i>	<i>Polvo blanco</i>	<i>Pasa Prueba</i>
<i>Ensayo MgO</i>		<i>99.20%</i>
<i>Densidad aparente</i>		<i>0.361 g/ml</i>
<i>Calcio (CaO)</i>		<i>0.600%</i>
<i>Sales solubles</i>		<i>0.800%</i>
<i>Sustancias acido insoluble</i>		<i>0.100%</i>
<i>Humedad</i>		<i>0.500%</i>
<i>Alcali Libre</i>		<i>0.400%</i>
<i>Perdida por ignición</i>		<i>0.800%</i>

2.7 TIPOS DE CIMENTACIONES PARA SUELOS EXPANSIVOS

2.7.1 Cimentaciones Superficiales.

Se entiende por cimentaciones superficiales a aquellas estructuras en contacto con el suelo utilizadas como sustento que están ubicadas en cercanía con la superficie de contacto del suelo terminado donde. Estas no son reglas estrictas, básicamente, si la carga de superficie u otras condiciones. Podemos clasificar las cimentaciones superficiales en zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación. ((UWE), 2000)

Las zapatas que se utilizan para soportar una carga puntual o individual (como la de una columna) son las zapatas aisladas y éstas pueden tener formas cuadradas, rectangulares o en forma de círculo. Se componen de un bloque o losa de espesor uniforme, pero pueden ser escalonadas si es necesario para distribuir la carga de una columna.

Las zapatas corridas son utilizadas normalmente para apoyar una carga lineal, como de un muro o de una línea de columnas muy pegadas donde el uso de zapatas aisladas se vuelva inapropiado.

El uso de zapatas corridas deberá limitarse a suelos con un potencial de expansión menor al 5% y una presión de expansión menor de 1.5 kPa. De la misma manera se buscará que el empleo de las zapatas sea lo más angosto posible para asegurar que se ejerza una presión mayor a 0.5 kPa sobre el suelo.

Para las zapatas corridas sobre suelos expansivos Jennings (1950) propuso un método en el que las zapatas eran analizadas en su sentido largo y en las que se tenían que tomar en consideración dos factores que eran un apoyo central en la zapata corrida que hiciera el efecto de la expansión y el segundo simulando dos apoyos en los extremos que simulaban la condición cuyo el suelo se contraía.

En ambos casos, el momento actuante sobre a cimentación es:

$$M = \frac{kWL^2}{8} \quad (2.4)$$

Donde:

$W =$ Carga transmitida por los muros.

$L =$ Longitud de la zapata en el sentido largo.

k = Coeficiente reductor del momento, que depende de la localidad y se ajusta por la experiencia y cuyo valor puede estar entre 0.5 y 0.8, Jennings recomienda usar $k = 0.7$.

2.7.2 Cimentaciones Profundas. Pilotes

2.7.2.1 Consideraciones De Diseño

- Debe definirse la profundidad de la zona activa
- Establecer la longitud del pilote
- Cálculo del acero de refuerzo para resistir tensión
- La losa debe ser aislada del suelo
- Los valores mínimo y máximo del diámetro del pilote deben ser: diámetro min = 30 cm, diámetro max = 50 cm.

2.7.2.2 Métodos De Diseño

Los métodos que pueden utilizarse para cimentaciones sobre suelos expansivos son los siguientes:

- Método del pilote rígido
- Método del pilote elástico (Nelson y Miller, 1992)
- Método APEX, utilizando elemento finito

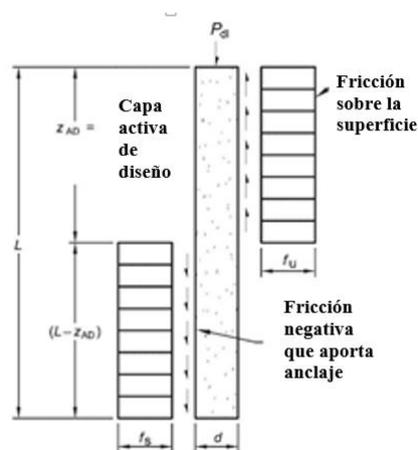


Figura 2.12. Fuerzas que actúan en un pilote rígido en suelos expansivos.

2.8 DISTRIBUCIÓN DE LOS SUELOS EXPANSIVOS EN MÉXICO Y EL MUNDO.

Khemissa y Mahamedi (2014), sostienen que estos suelos se encuentran en muchas partes del mundo, particularmente en regiones áridas y semiáridas.

Se han reportado depósitos de suelos expansivos y problemas relacionados con la acumulación de suelos en seis continentes y en más de 40 países en todo el mundo (Nelson *et al.*, 2015).

En las siguientes ciudades de México se ha reportado la presencia de suelos expansivos: Mexicali, Tijuana, Tuxtla Gutiérrez, Ciudad Juárez, Chihuahua, Durango, Celaya, Irapuato, León, Guadalajara, Cuernavaca, Querétaro, Culiacán, por mencionar algunas (Zepeda, 2012).

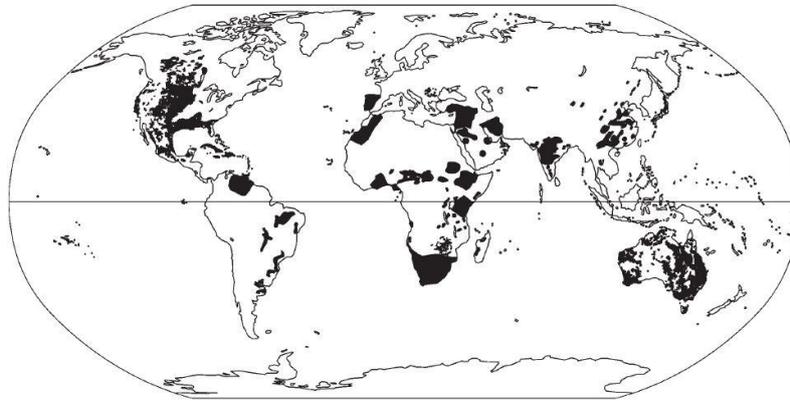


Figura 2.13 Distribución global de los sitios de suelos expansivos reportados (Nelson et al., 2015).

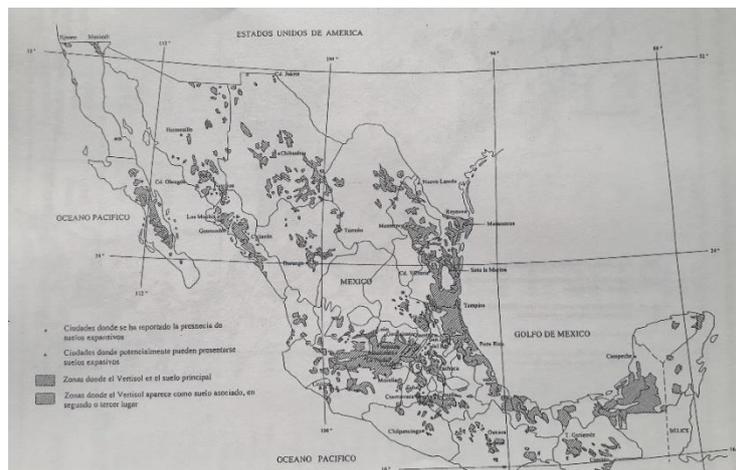


Figura 2.14 Ciudades de México donde se han reportado suelos expansivos (Zepeda, 2004).

3. CAPÍTULO III. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

3.1 Pruebas en el oedómetro.

Para calcular el cambio volumétrico de una probeta de suelo es necesario someterla a una saturación, ya sea libre o bajo carga. Es necesario colocar la muestra en un anillo flotante, provisto de extensiones para evitar la pérdida de suelo en su expansión. En la figura 3.1. Observamos un patrón de expansión de un suelo para el cálculo de $\epsilon_s\%$, dato indispensable para el cálculo en suelos expansivos.

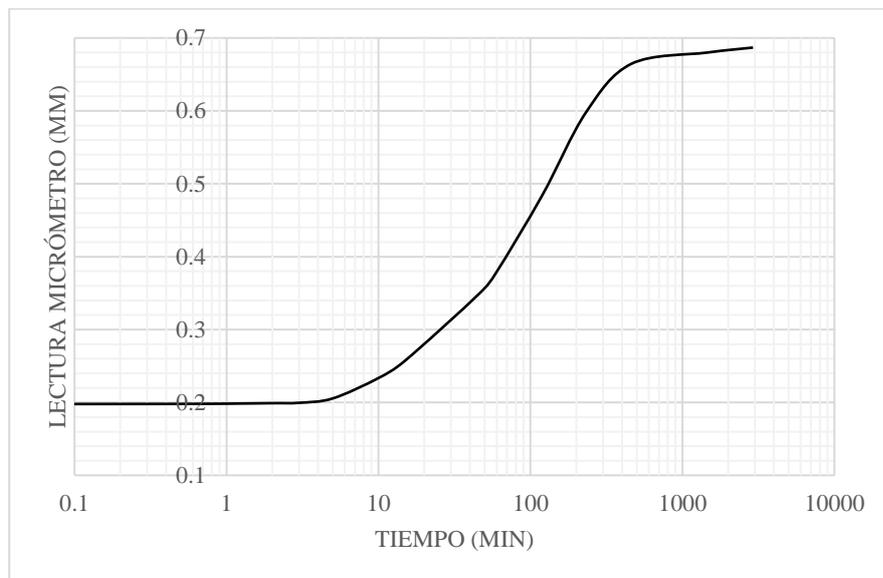


Figura 3.1. Curva de expansión por hidratación del suelo expansivo de Jurica con humedad de 14.77% (Elaboración propia)

La norma D-4546 especifica tres métodos distintos para calcular la expansión de un suelo:

3.1.1 Método A.

Para este método se inunda el espécimen con una carga de solo 1 kPa, se deja que el espécimen se asiente y después de hidrata para medir la expansión, posteriormente se aplican las cargas en aumento hasta llevar la muestra a su relación de vacíos inicial.

3.1.2 Método B.

Este método es muy similar al Método A con la diferencia de que primero se aplica una carga vertical al espécimen igual a la que presentaba en campo (carga de sitio) o una carga mayor simulando la carga de una estructura sobre el suelo; después se repite el procedimiento del método A saturando el espécimen y luego sometiénolo a cargas..

La cantidad de expansión o asentamiento se mide hasta que resulta despreciable la variación del volumen del suelo bajo la carga aplicada.

3.1.3 Método C.

Este método a diferencia de los otros dos no permite las variaciones volumétricas en el espécimen al saturarse y se mide la presión que ejerce contra las placas. Posteriormente se lleva a cabo una prueba de consolidación como correspondería a la metodología tradicional.

3.1.4 Porcentaje de Expansión, Presión de Expansión, Curva de Compresibilidad y Coeficiente de Variación Volumétrica α

El incremento de altura que presenta la pastilla de suelo al hidratarse es conocido como el porcentaje de expansión. Dónde el 100% de saturación puede entenderse al momento cuyo la masa de suelo en expansión llega a un equilibrio en su estado de esfuerzos internos. (Zeevaert, 1973)

$$\Delta h\% = \frac{\text{Cambio de volumen (100\% de su saturación)}}{\text{Volumen inicial correspondiente al peso seco después de la consolidación}} \quad (3.1)$$

Podemos entender como a presión de expansión a la presión que el suelo, originalmente no saturado, genera al ser hidratada. La manera para determinar esta presión no estaba estandarizada hasta 1996, después de la 7ª Conferencia sobre suelos expansivos, que se decidió hacer un comité para estandarizada una prueba para evaluar la expansión de los suelos, a partir de la cual se desarrolló la norma ASTM D-4546, que estandarizada el método para medir la presión y expansión volumétrica de un suelo en el laboratorio.

Esta norma define la presión de expansión como el valor que, durante el proceso de hidratación, el suelo desarrolla y es la presión necesaria para retornar el suelo a su volumen inicial después de la expansión por adición de agua. En la figura 3.2 podemos observar una gráfica deformación unitaria del suelo vs. Presión de expansión, obtenida en los trabajos de Pérez y Cabrera (2002).

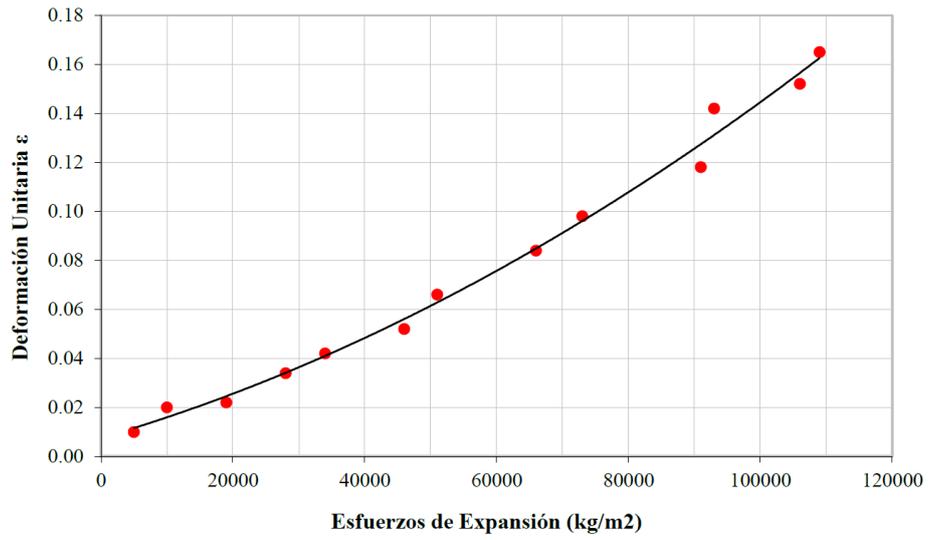


Figura 3.2 Curva de esfuerzos por expansión (Pérez Rea y Cabrera, 2002)

3.2 Predicción de la expansión volumétrica.

La expansión de un suelo ocurre de dos maneras: (Nelson y Miller, 1992)

- La expansión inicial se debe a la hidratación de los cationes adsorbidos en las partículas de suelo (expansión cristalina)
- Expansión resultado de la expansión osmótica donde se desarrolla la doble capa difusa. (DDL)

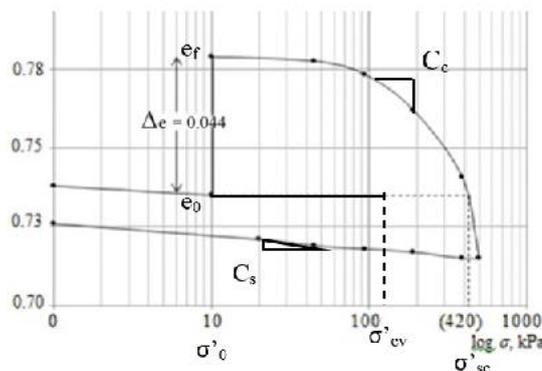
Predicción de la expansión basándonos en pruebas del oedómetro.

1. Pruebas de consolidación – expansión.

Se considera una carga inicial en una muestra de suelo no saturado que puede ser igual a la carga de sitio o a la carga de sitio más la simulación de una carga estructural. Se adiciona agua y se deja expandir para después colocar cargas y regresar a la relación de vacíos inicial. Como se puede ver en la Figura 3.3

2. Prueba de expansión a volumen constante.

En esta prueba se inunda el espécimen sin permitir la expansión volumétrica para poder medir la presión del suelo. En esta prueba se obtiene el valor de σ'_{cv} que es el valor de la presión de expansión obtenida en esta prueba.



- σ'_0 = Esfuerzo de pre-carga o inicial
- σ'_{sc} = Presión de expansión en una prueba de consolidación- expansión
- σ'_{cv} = Presión de expansión en una prueba de volumen constante.
- C_c = Coeficiente de compresibilidad.
- C_s = Índice de expansión (tomado de la curva de rebote).

Figura 3.3. Curva de expansión-compresibilidad de un suelo. (Elaboración propia)

De las pruebas de laboratorio se obtienen parámetros constructivos como son:

$$CH = \frac{\varepsilon_s \%}{100 \log \left[\frac{\sigma'_{cv}}{\sigma'_0} \right]} \quad (3.2)$$

Donde:

$$\varepsilon_s = \% \text{ de expansión correspondiente a un valor particular de } \sigma'_0$$

CH puede encontrarse haciendo dos pruebas de dos especímenes exactamente iguales, algo muy complicado de hacer, por lo que se ha tratado de establecer una relación entre σ'_{sc} y σ'_{cv} tal que CH se pueda obtener de una prueba simple de consolidación- expansión por lo que (Nelson et al., 2015) propone una expresión para el cálculo de σ'_{cv} .

$$\log \sigma'_{cv} = \frac{\log \sigma'_{cs} + m \log \sigma'_0}{1 + m} \quad (3.3)$$

Dónde m depende del tipo de suelo, su naturaleza expansiva y otras propiedades

$$0 < m < 2$$

$$m = 0.4 - 0.8 \text{ lutitas no alteradas} \quad (3.4.1)$$

$$m = 0.0 - 0.4 \text{ arcillas no alteradas y remoldeadas.} \quad (3.4.2)$$

3.2.1 Factores que influyen en los resultados de pruebas en el oedómetro.

- Condiciones iniciales de esfuerzo en el suelo.
- Consolidación de la muestra: En la norma y algunos procedimientos no se permite que el espécimen se consolide lo suficiente antes de inundarse. Se debe permitir lo mejor posible que el suelo se consolide con la precarga antes de la inundación. Es muy recomendable cubrir con plástico para no perder humedad.
- Fatiga del suelo: Se refiere a cuantos ciclos de carga o descarga a sufrido el suelo con anterioridad y afecta la presión de expansión y el porcentaje de expansión.
- Tiempo de inundación: La norma recomienda inundar hasta que se termine la deformación con un tiempo de entre 24 y 72 horas.
- Almacenamiento de las muestras.

3.2.2 Cálculo de la predicción de expansión usando datos en el oedómetro (Nelson).

$$e_f = e_0 - C_s \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{sc}} \right) \quad (3.5)$$

e_f = Relación de vacíos final

e_0 = Relación de vacíos inicial

C_s = Índice de expansión (tomado de la curva de rebote en un ensaye de consolidación-expansión).

σ'_f = Esfuerzo efectivo final

σ'_{sc} = Presión de expansión en una prueba a volumen constante.

$$\sigma'_f = \sigma'_0 \pm \Delta\sigma' - U_{wf} \quad (3.6)$$

$\Delta\sigma'$ = cambios en el esfuerzo total debido a la excavación o la sobrecarga

U_{wf} = Presión de poro del agua final estimada.

La predicción de la expansión se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\rho = \sum_{i=1}^n \Delta z_i = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{(1 + e_0)_i} z_i = \sum_{i=1}^n \left[\frac{C_{si} z_i}{(1 + e_0)_i} * \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{sc}} \right) \right]_i \quad (3.7)$$

Dónde:

ρ = Expansión total

$\sum \Delta z_i$ = Expansión de la capa i

z_i = Espesor de la capa.

n = Número de capas

$\sum \Delta C_i$ = Cambio en la relación de vacíos de la capa i

3.2.3 Cálculo de la predicción de expansión usando los datos obtenidos con la gráfica del doble oedómetro.

La ecuación para predecir la expansión, se basa en la definición de deformación unitaria.

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_s \%}{100} = \frac{\Delta H}{H} \rightarrow \text{Expansión } \Delta H = \varepsilon_s H = \frac{\varepsilon_s \% H}{100}$$

ε_s % Resultará cuyo el suelo se hidrate. ε_s % también es una función del esfuerzo vertical que existe cuyo el suelo se hidrate, por lo tanto es necesario desarrollar una relación entre la cantidad de expansión que experimentará el suelo cuyo se inunde y el esfuerzo aplicado al mismo tiempo.

Esta relación se encuentra con la prueba del doble oedómetro y se usa el parámetro CH (Índice de Expansión). El CH se puede obtener a partir de los resultados de las pruebas de expansión a volumen constante (C_v) y de consolidación-expansión (C_s)

$$\frac{\varepsilon_s \%}{100} = CH \log \left(\frac{\sigma''_{cv}}{\sigma''_i} \right) \quad (3.7)$$

En la capa de suelo el esfuerzo de inundación (σ''_i) es el esfuerzo normal vertical neto actuando en el mundo medio del estrato.

El esfuerzo normal vertical neto final (σ''_f) es el que existe en el suelo una vez que la construcción ha sido terminada y se calcula con el peso del suelo arriba del punto junto con el incremento del esfuerzo vertical que es equivalente al esfuerzo de inundación que existía en el perfil del suelo cuyo se hidrate.

El valor σ''_f incrementa con la profundidad porque el peso del suelo arriba de cada punto se incrementa. El valor del esfuerzo aplicado $\Delta\sigma''_v$ debido a las cargas producidas por la estructura decrece con la profundidad, entonces el valor de σ''_f en diferentes puntos del suelo donde se calculan las expansiones no son los mismos que en la prueba del odómetro, esto se toma en cuenta al usar CH.

CH: define la relación lineal entre el porcentaje de expansión y el esfuerzo aplicado a cualquier valor del esfuerzo menor a $\Delta\sigma''_{cv}$

A medida que se inunda, el promedio del esfuerzo aplicado en el estrato es igual a σ''_f .

Para cualquier valor del esfuerzo aplicado σ''_f , la ecuación es:

$$\frac{\varepsilon_s \%}{100} = CH \log \left(\frac{\sigma''_{cv}}{\sigma''_f} \right) \quad (3.8)$$

Que se puede sustituir en la ecuación de la expansión:

$$\Delta H = CH * H * \log \left(\frac{\sigma''_{cv}}{\sigma''_f} \right) \quad (3.9)$$

Para su aplicación el suelo se divide en capas de espesor H y se calcula ΔH para cada capa. Se suman todos los ΔH para calcular el valor total de la expansión en campo:

$$\rho = \sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n \left[CH * H * \log \left(\frac{\sigma''_{cv}}{\sigma''_f} \right) \right] \quad (3.10)$$

Donde:

$\rho =$ Expansión

$\Delta H_i =$ Expansión de la capa

$CH_i =$ Índice de expansión por la capa i

$\sigma''_{cv i} =$ Presión de expansión en una prueba de volumen constante.

$\sigma''_f i =$ Esfuerzo normal vertical neto en la capa i

Algunos métodos simplificados de presión de expansión usan la ecuación 3.11 directamente y usan el valor de $\varepsilon_s\%$ como medida en una prueba del oedómetro inundado a un valor de esfuerzo de sobrecarga por peso en el punto medio de la carga.

El valor es aplicado en la altura completa de la capa de suelo. Así el método no toma en cuenta la no linealidad de la deformación unitaria arriba del espesor de la capa, ni toma en cuenta apropiadamente el esfuerzo aplicado.

$$\Delta H = \varepsilon_s H = \frac{\varepsilon_s \% H}{100} \quad (3.11)$$

3.2.3.1 Cálculo de la expansión libre.

La expansión libre es la que toma lugar en el suelo sin otra carga más que el peso propio. Se calcula usando la ecuación 3.10. El perfil de suelo se divide en un número de capas y se calcula la expansión de cada capa. Como no hay sobrecarga del suelo, más que el peso propio, el promedio del esfuerzo σ'_f sobre el espesor de la capa es igual a la presión de pre-consolidación en el punto medio de la capa. σ'_f no varía de de forma lineal con la profundidad y la ecuación 3.10 no es una ecuación lineal.

3.3 Cálculo de zapatas corridas.

A continuación se describirá el procedimiento para el cálculo de una cimentación superficial de zapatas corridas con y sin problemas de lindero acorde al reglamento de la ACI (ACI 318SR-05).

Después de hacer el análisis de bajada de cargas y calcular el peso que cada una de las zapatas corridas tendrá que cargar se procede a elaborar el diseño de la misma y evaluar su desempeño a cortante y los momentos flexionantes de las mismas; también se tendrá que tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo y compararla con la carga que la cimentación ejercerá sobre el mismo.

3.3.1 Zapata con problemas de lindero

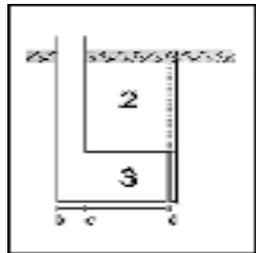


Figura 3.4. Esquema de una zapata corrida con problemas de lindero (carga no aplicada en el centro)

Los datos de entrada para el cálculo de la zapata son los siguientes:

H_t : Profundidad de desplante. (m)

W_t : Peso volumétrico del suelo (Ton / m^3)

W : Carga que actúa sobre la zapata (kg)

$f'c$: Resistencia del concreto (kg/cm^2)

f_y : Resistencia del acero (kg/cm^2)

ϕ Corte= 0.85: Ángulo de corrección para resistencia al cortante.

ϕ Flexión=0.9: Ángulo de corrección para resistencia al cortante.

Recubrimiento (r): Distancia entre la cara del concreto y el acero.

Distancia de ($b-c$): Ver imagen 3.4 (m)

Distancia de ($c-d$): Ver imagen 3.4 (m)

Altura del bloque (3): Ver imagen 3.4 (m)

Altura del bloque (2): Ver imagen 3.4 (m)

L : Ancho de la Zapata (m)

d : Peralte efectivo (Altura del bloque 3 – r) (m)

Peso del terreno

$$P_2 = (V_{\text{terreno}}) * (W_t)$$

$$(V_{\text{terreno}}) = (\text{distancia de } (c - d)) * (\text{altura del bloque } (2)) * (1.00) \quad (3.12)$$

Peso de la cimentación

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

$$(V_{\text{cimentación}}) = ((\text{distancia de } (b - c)) + (\text{distancia } (c - d))) * (\text{altura del bloque } (3)) * (1.00) \quad (3.13)$$

Peso del muro más la losa

$$P_4 = W_{\text{zapata (carga)}}(b) \quad (3.14)$$

Suma total de todas las cargas

$$\Sigma P = P_2 + P_3 + P_4 \quad (3.15)$$

Momento flexionante

Suma de momentos con respecto al punto "d"

$$M_2 = P_2 \left(\frac{\text{distancia } (c - d)}{2} \right) \quad (3.16)$$

$$M_3 = P_3 \left(\frac{\text{distancia } (c - d) + \text{distancia } (b - c)}{2} \right) \quad (3.17)$$

$$M_4 = P_4 \left(\frac{\text{distancia } (b - c)}{2} + \text{distancia } (c - d) \right) \quad (3.18)$$

Suma total de todos los momentos

$$\Sigma M = M_2 + M_3 + M_4 \quad (3.19)$$

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

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma P} \quad (3.20)$$

Excentricidad

$$e = x - \left(\frac{\text{distancia } (c - d) + \text{distancia } (b - c)}{2} \right) \quad (3.21)$$

Revisión de las presiones de contacto

$$\sigma_{max} = \frac{\sum P}{bL} + \frac{6(\sum P)e}{b^2L} \quad (3.22)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum P}{bL} - \frac{6(\sum P)e}{b^2L} \quad (3.23)$$

Donde:

$b = 1.00$ m Zapata corrida

$L =$ Ancho de la zapata = distancia de $(b - c)$ + distancia de $(c - d)$

REVISIÓN: $\sigma_t > \sigma_{max}$ → Si el esfuerzo que soporta el suelo (σ_t) es mayor que el esfuerzo ejercido por la cimentación (σ_{max}) se tienen las dimensiones adecuadas.

Distribución de las presiones de contacto

$$\sigma_{f2} = \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min}) * (\text{distancia de } (c - d))}{\text{distancia de } (b - c) + \text{distancia de } (c - d)} + \sigma_{min} \quad (3.24)$$

Determinación de los elementos mecánicos

Cortante

$$V_2 = \sigma_{min} * (\text{distancia de } (c - d)) + \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))}{2} \quad (3.25)$$

Momento

$$M_2 = \frac{\sigma_{min} * (\text{distancia de } (c - d))^2}{2} + \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min})(\text{distancia de } (c - d))^2}{2 * 3} \quad (3.26)$$

Revisión del cortante

Corte en la sección crítica V_{du}

$$\sigma_d = \frac{(\sigma_{f2} - \sigma_{min}) * (\text{altura del bloque } (3) - r)}{\text{distancia de } (c - d)} + \sigma_{min} \quad (3.27)$$

$$V_d = (\sigma_{min}) * (\text{altura del bloque } (3) - r) + \frac{(\sigma_d - \sigma_{min}) * \text{altura del bloque } (3) - r}{2} \quad (3.28)$$

$$V_{du} = V_d * u \quad (3.29)$$

Fuerza de Corte que resiste el concreto

$$\phi V_d = v_c b d \phi \quad (3.30)$$

3.3.1.1 Diseño por momento.

$$\frac{M * u}{b\phi d^2} \quad (3.31)$$

El valor de la cuantía de acero necesaria se calcula utilizando la Figura 3.5

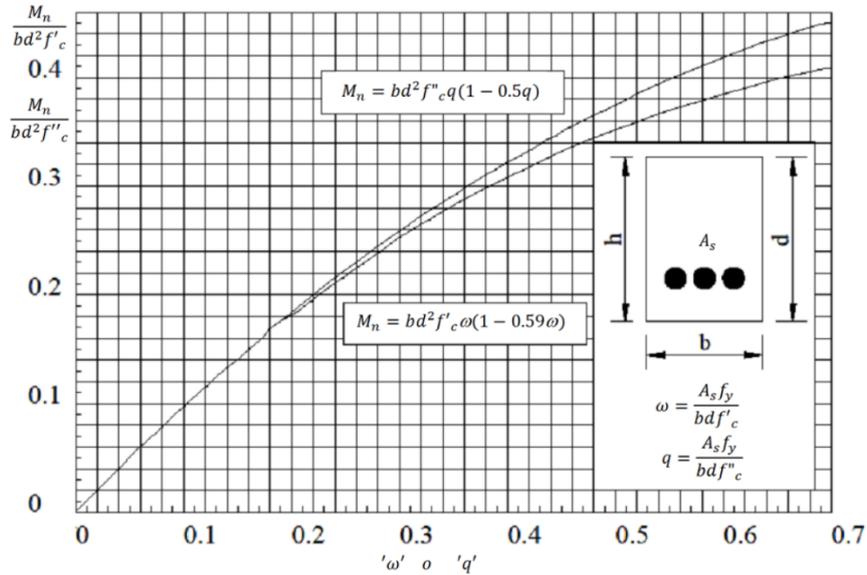


Figura 3.5. Gráfica para diseño por flexión Cuevas y Villegas (2005)

De la gráfica de porcentaje de acero obtenemos ρ que se obtiene de $\frac{M*u}{b\phi d^2}$

Posteriormente calculamos el Área de acero

$$A_s = \rho b d \quad (3.32)$$

Separación del refuerzo.

$$S = \frac{A_v * b}{A_s} \quad (3.33)$$

Acero por temperatura

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

Posteriormente calculamos el Área de acero

$$A_s = \rho b d \quad (3.34)$$

3.3.2 Zapata sin problemas de lindero

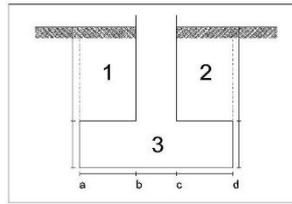


Figura 3.6. Esquema de una zapata corrida (carga aplicada en el centro)

Los datos de entrada para el cálculo de la zapata son los mismos que se especifican en la sección 3.3.1 menos por estos datos:

Distancia de (a-b): Ver imagen 3.5 (m)

Distancia de (b-c): Ver imagen 3.5 (m)

Distancia de (c-d): Ver imagen 3.5 (m)

Altura del bloque (1): Ver imagen 3.5 (m)

Altura del bloque (3): Ver imagen 3.5 (m)

Altura del bloque (2): Ver imagen 3.5 (m)

El procedimiento a seguir es igual al indicado en la sección anterior desde la ecuación 3.12 hasta la 3.33 donde habrá cambios en el cálculo de la siguiente manera

3.3.3 Presión que ejerce la cimentación sobre el terreno.

3.3.3.1 El peso total se calcula de la siguiente forma:

$$W_{(total-carga)} = W_{zapata (carga)} * L_z \quad (3.34)$$

$$W_{(total-carga)} = \text{Peso total (kg)} \quad (3.35)$$

$$W_{(zapata)} = V_{zapata} * 2.40 \quad (3.36)$$

3.3.3.2 Caso zapata de con problemas de lindero.

$$V_{(zapata)} = [\text{distancia } (b - c) + \text{distancia } (c - d)] * \text{altura del bloque 3} \\ + [\text{distancia } (b - c) * \text{altura del bloque 2}] \quad (3.37)$$

3.3.3.3 Caso zapata de sin problemas de lindero.

$$V_{(zapata)} = \text{distancia } (a - b) + \text{distancia } (b - c) \\ + [\text{distancia } (c - d) * \text{altura del bloque 3}] \\ + [\text{distancia } (b - c) * \text{altura del bloque 2}] \quad (3.38)$$

3.3.3.4 Peso soportara el suelo por parte de la construcción

$$W_{(total+zapata)} = W_{total (carga)} + W_{(zapata)} \quad (3.39)$$

Caso de zapata colindante:

$$\text{Área}_{(zapata)} = L_z[\text{distancia } (b - c) + \text{distancia}(c - d)] \quad (3.40)$$

Caso de zapata central

$$\begin{aligned} \text{Área}_{(zapata)} = L_z[\text{distancia de } (a - b) + \text{distancia } (b - c) \\ + \text{distancia}(c - d)] \quad (3.41) \end{aligned}$$

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

$$P = \frac{W_{(total+zapata)}}{\text{Area}_{zapata}} \quad (3.42)$$

3.3.3.5 La presión total se obtiene de la siguiente forma

$$P_t = \sum_{i=1}^n P_i \quad (3.43)$$

i =Contador

n =Numero de zapatas

P_i =Presión para la zapata i

P_t =Presión total

Finalmente se compara la presión que ejerce la cimentación sobre el terreno para ver si no la excede. De la misma manera se observa el valor de la presión de expansión del suelo, si esta es mayor a la presión ejercida por la cimentación es necesario que se hagan las correcciones necesarias según la siguiente sección.

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

Para calcular el momento actuante sobre una cimentación causada por suelos expansivos se utilizará el método propuesto por Jiménez Salas y Serratos (1957).

Este método propone que la resistencia del terreno es un límite al momento permisible y propone un esquema “real” de los efectos de un suelo expansivo sobre una cimentación explicados en la Figura 3.7.

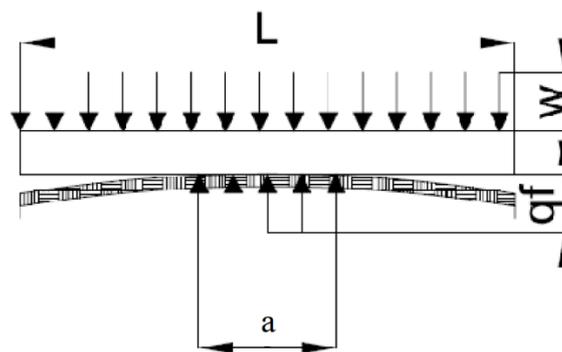


Figura 3.7. Longitud mínima de apoyo, a , definida por la carga q_f del suelo.

Entonces el momento sobre el edificio es:

$$M = \frac{WL^2}{8} * \left(1 - \frac{W}{Bq_f}\right) \quad (3.44)$$

Dónde:

B = Ancho de la cimentación, (m)

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

a = Longitud mínima de apoyo = $a = L \frac{W}{Bq_f}$

La longitud a 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 $C = Q/LBq_f$ por lo tanto se tiene:

$$M = M_0 - C \frac{QL}{8} = M_0 - M_c \quad (3.45)$$

Podemos entender que C representa la proporción de la cimentación que se encuentra en contacto directo con el terreno y que está transfiriendo carga del edificio.

Estamos suponiendo que la cimentación que tiene una longitud L y un ancho B está sobre un terreno que presenta una expansión de altura a , la cual suponemos produce un área de incremento de presión.

Se procede a plantear dos hipótesis para calcular la longitud del área "a". La primera da el momento actuante mayor dejando de lado el factor de seguridad y consiste en suponer que la presión es la rotura del suelo.

En la segunda, que también deja el factor de seguridad de lado, se supone que en el área "a" actúa la presión de expansión u .

$$Q = aB(u) \quad ; \quad a = \frac{Q}{Bu} \quad (3.46)$$

$$M_c = \frac{Q(a)}{8} \quad (3.47)$$

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

3.5 Cálculo de la cuantía de acero estructural para una cimentación sobre arcillas expansivas

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

3.5.1 Cálculo del área de acero

Determinación del refuerzo mediante fórmula:

$$\frac{M_u}{\Phi b d^2 f'_c} = \omega(1 - 0.59\omega) \quad (3.48)$$

Peralte mínimo

$$H = \frac{L}{16} \quad (3.49)$$

Dónde:

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 3.48 se obtienen dos raíces de las cuales se seleccionara la de menor valor para posteriormente obtener ρ con la ecuación 3.50

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.50)$$

Limitaciones del refuerzo

$$\rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3.51)$$

$$\rho_{max} = 0.7 \rho_b \quad (3.52)$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (3.53)$$

Dónde:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c < 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (3.54)$$

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

3.6 Cálculo de la capacidad de carga según Terzaghi y Skempton.

(Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973b)

La teoría de Terzaghi cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y es, posiblemente, la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga para cimentaciones poco profundas, que podemos entender como a aquellas cimentaciones donde el ancho B es igual o mayor que la profundidad de desplante (D_f) que es la distancia vertical entre el terreno natural y la base de la cimentación. En esta teoría Terzaghi desprecia el esfuerzo cortante por arriba del nivel de desplante del cimiento y propuso el mecanismo de falla de la figura 3.8.

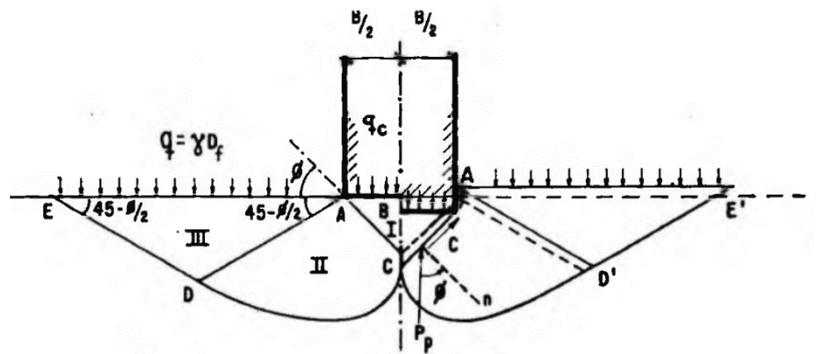


Figura 3.8. Mecanismo de falla de Terzaghi para una cimentación poco profunda y continua (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973b)

La teoría explica que la penetración del cimiento sobre el terreno solo podrá efectuarse si ésta vence las fuerzas resistentes que se oponen a la penetración, que comprende el efecto de la cohesión de las superficies AC y la resistencia del suelo que se está desplazando; obteniendo entonces:

$$q_c B = 2P_p + 2C \operatorname{sen} \phi \quad (3.55)$$

Dónde:

q_c = carga de falla en el cimiento, por unidad de longitud del mismo.

P_p = empuje pasivo actuante en la superficie AC

C = fuerza de cohesión actuante en la superficie AC .

De la figura 3.8 sabemos que $C = cB/2\cos\Phi$, quedando así como única incógnita el valor de P_p , la cual Terzaghi después descompone en tres componentes dependientes de la cohesión actuante, de la sobrecarga y de los efectos normales y la fricción a lo largo del cimiento.

Quedando al final la ecuación 3.56

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (3.56)$$

Dónde:

$q_c =$ presión máxima que puede darse al cimiento, sin provocar su falla.

$N_c, N_q, N_\gamma =$ Factores de capacidad de carga.

Terzaghi presenta de forma gráfica como calcular los valores de N_c, N_q, N_γ en función del valor del ángulo Φ presentado en la Figura 3.9.

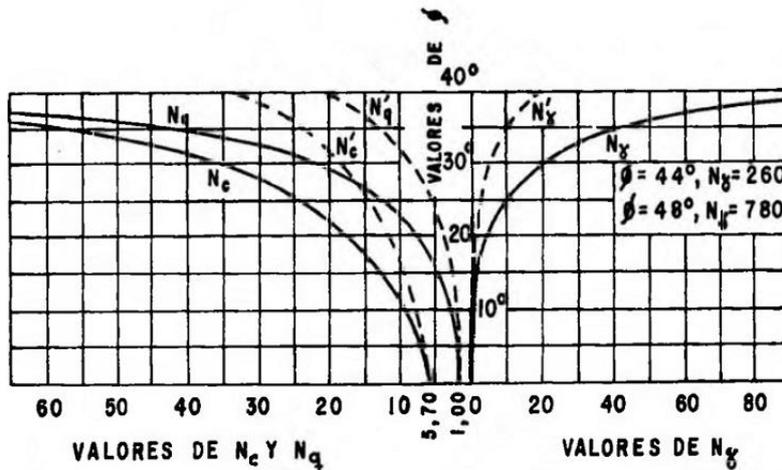


Figura 3.9. Factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ con base en el ángulo Φ . (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973b)

La capacidad de carga última respecto a falla local queda dada por la ecuación 3.57 y aplica únicamente para cimientos continuos.

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (3.57)$$

Para suelos puramente cohesivos observamos en la Figura 3.9 que los valores de los factores de la capacidad de carga N_c, N_q, N_γ son los que equivalen al valor de $\Phi = 0$, por lo tanto podemos escribir la ecuación 3.57 como la 3.58:

$$N'_c = 5.7$$

$$N'_q = 1.0$$

$$N'_\gamma = 0.0$$

$$q_c = 5.7 c + \gamma D_f \quad (3.58)$$

Pasando a la ecuación 3.59

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f \quad (3.59)$$

Dónde:

$q_u = 2c$: Resistencia a la compresión simple del material.

γ = Densidad del material del suelo.

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

En la teoría de Skempton se habla de que Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D , como podemos observar en la Figura 3.10

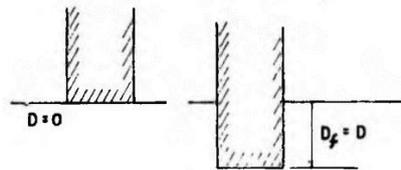


Figura 3.10 Influencia de la profundidad de desplante D_f en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973b)

Skempton menciona que si pensamos en las superficies de falla, el segundo cimiento de la figura 3.10, que tiene se encuentra a mayor profundidad, tendría una superficie mayor de desarrollo, por lo que la cohesión tendrá más influencia, creando un valor mayor para N_c ; y encontró que, en efecto, que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante y que este valor crece al aumentar esta profundidad de manera asintótica llegando a una constante a cierto nivel de desplante. Proponiendo así la ecuación 3.60.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \quad (3.60)$$

La diferencia está en que ahora el valor de N_c no vale siempre 5.7 si no que varía con la relación de B/D donde B es el ancho del cimiento y D es la profundidad de entrada en el suelo. Los valores de N_c calculados por Skempton se representan en la figura 3.11.

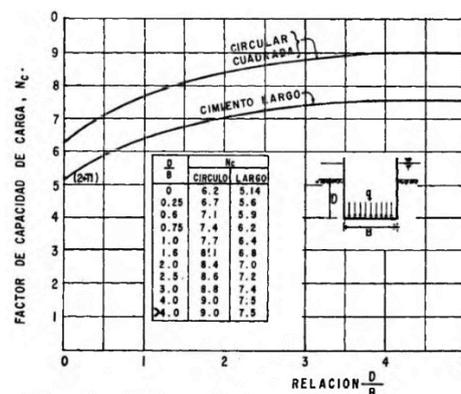


Figura 3.11. Valores de N_c calculados por Skempton. (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 1973b)

4. CAPÍTULO IV. METODOLOGÍA.

4.1 Procedimiento de la investigación.

En la Figura 3.1 observamos el procedimiento que se prosiguió para la elaboración de la investigación presente.

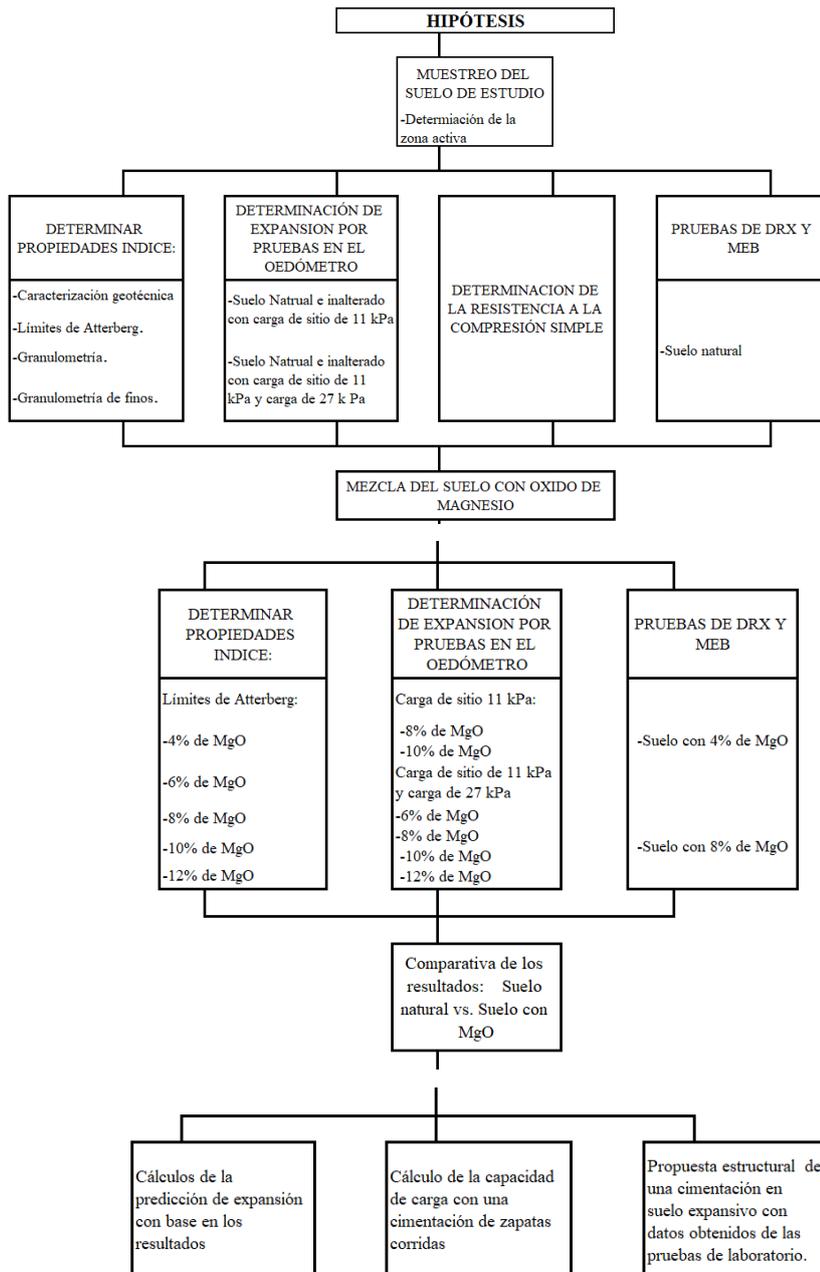


Figura 3.1. Metodología de la investigación.

4.2 Localización del suelo a estudiar.

El estado de Querétaro se encuentra ubicado en el centro del país, con una superficie aproximada de 11,269.7 km². El Fraccionamiento Jurica, se encuentra ubicado en las coordenadas UTM 350,320 E y 2,284,100 N.

4.3 Obtención de la muestra inalterada.

Se obtuvo la muestra de suelo inalterada de acuerdo a la norma Mexicana NMX-C-431-ONNCCE-2002 la cual indica el procedimiento a seguir para obtener muestras de suelo en pozos a cielo abierto (PCA). Un PCA es una excavación superficial, la cual es realizada a mano o con maquinaria y elaborando una zanja con el tamaño suficiente para poder acceder a éste. Se tienen que tomar en consideración las precipitaciones del momento así como que la muestra no pierda humedad al ser extraída.

4.4 Muestreo.

Se realizó un PCA con una profundidad de 3.0 m aproximadamente y se obtuvieron muestras de suelo a cada 20 cm para realizar un perfil de humedades del mismo. La muestra inalterada se obtuvo a una profundidad de 2.1 m dentro de la zanja y después envuelta en una mezcla de parafina y brea.

4.5 Determinación de la Capa Activa

Se determinará la capa activa con base en las mediciones de humedad (ASTM D-2216-19) del perfil del suelo a cada 20 cm y hasta una profundidad de 2.70m para observar hasta que estrato la humedad se mantiene constante.

4.5.1 Preparación de las muestras.

En este trabajo, la muestra de suelo sin tratamiento fue caracterizada, se obtuvo una muestra inalterada en campo y se analizaron sus propiedades. Después se le agregó óxido de magnesio para analizar la reducción en su potencial expansivo. Se agregó el óxido de magnesio a 4%, 6%, 8%, 10%, 12% y 14% en porcentaje de peso seco.

Todas las mezclas fueron preparadas bajo las mismas condiciones de laboratorio a una temperatura controlada de $21 \pm 1^\circ\text{C}$. Después de pesar las cantidades exactas de suelo y aditivo, se mezclaron por al menos 10 minutos con una mezcladora industrial. Después se le agregó la

cantidad de agua necesaria para alcanzar el contenido de humedad deseado. Finalmente se analizan y se miden el porcentaje de expansión y la presión de expansión de las muestras que se consideraron que serían óptimas con base en su CIC para observar su comportamiento y difracción de rayos X y Microscopía Electrónica de Barrido (MEB).

4.6 Caracterización geotécnica del suelo.

Se llevaron a cabo varios procedimientos para obtener los valores de las propiedades físicas del suelo y las variaciones mezcladas con MgO, basado en las normas vigentes y son los que se describen a continuación.

4.6.1 Determinación del contenido de Agua (w).

Acorde a la norma ASTM D 2216-98 el procedimiento para calcular el contenido de humedad de un suelo consiste en extraer porción o una muestra de suelo, apuntar el peso y luego meterlo a un horno durante 24 horas a una temperatura constante de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, posteriormente al secado se vuelve a tomar el peso de la muestra y la relación de la diferencia de estos pesos consiste en el contenido de humedad del suelo, expresado en porcentaje.

4.6.2 Determinación del Peso Volumétrico de la masa de suelo (γ_m).

De acuerdo a la norma ASTM D 4531-86-08 El peso unitario puede expresarse como la relación entre la masa total del suelo (sólidos y agua). Este peso unitario también se conoce como peso unitario total, peso volumétrico o peso unitario húmedo y se calcula como:

$$\gamma_m = \frac{W}{V} \quad (4.1)$$

Para calcular el Peso Volumétrico se obtiene una muestra (en este método la muestra no tiene que tener una forma cúbica exacta, puede ser un terrón). Se pesa la muestra y se registra el dato. Posteriormente se colocó una porción de parafina a calentar a una temperatura de 60° para fluidificarla. La muestra de suelo se amarra a un hilo y se envuelve en parafina líquida y se prosigue a pesar la muestra de suelo más parafina. Se determina el peso sumergido del espécimen con parafina y con la relación del peso específico de la parafina es posible encontrar el peso volumétrico del suelo (γ_m)

4.6.3 Determinación del Peso Específico relativo de Sólidos. (S_s)

De acuerdo a la norma ASTM D 0854-10 el peso específico relativo de sólidos (G_s o S_s) es promedio de la densidad de los minerales que se encuentren en el suelo. Se puede expresar en dos formas: incluyendo el líquido que se encuentre en los vacíos o sólo el peso específico de los sólidos. La gravedad específica de los sólidos es adimensional.

Se toma una muestra de suelo y se seca durante 24 horas, se toman 50 g de suelo seco y se satura por 24 horas. Se toman dos matraces de cuello largo y se vierte la muestra saturada con la menor cantidad de agua que se pueda en uno de los matraces. Se agrega agua destilada a los matraces hasta llegar aproximadamente a $\frac{3}{4}$ del volumen de los mismos. Se ponen a baño maría a 80°C para que pueda ser extraído el aire atrapado con una bomba de vacío por un lapso de 15 minutos. Al final se aforan los matraces hasta la marca de aforo y se determina el peso.

4.6.4 Método Estándar de Prueba para el análisis del tamaño de partícula.

Para llevar a cabo la clasificación de los suelos en el área de geotecnia, se requieren determinar algunas de sus propiedades.

La granulometría es de suma importancia para llevar a cabo la clasificación de los suelos. Cuyo éstos están constituidos por materiales en su mayor parte finos, otra de las pruebas a realizar es la de material más fino que la malla No. 200.

Para determinar la granulometría del suelo y poder identificarlo como una arcilla se realizaron pruebas de laboratorio acorde a la norma ASTM D 422-66 donde se realizó la prueba del hidrómetro para determinar los diferentes porcentajes de limo y arcilla que contenía la muestra de suelo.

En algunos casos la curva granulométrica no puede cuantificarse confiablemente para tamaños de grano muy pequeños (menores a un milímetro) con el análisis mecánico por mallas, ya que las partículas de arcilla forman grumos y no pasan a través de las mallas. Es en este caso, en donde la granulometría del material puede determinarse llevando a cabo un análisis con hidrómetro (Kalinsky, 2006)

Cuyo el hidrómetro se coloca en un fluido, éste flota. La densidad del fluido afecta la boyancia del hidrómetro. Fluidos más densos hacen más boyante al hidrómetro y flota más. Para desarrollar un análisis de hidrómetro, el suelo se mezcla con agua y con hexametáfosfato (un agente dispersante) para crear una lechada de partículas dispersas. Las partículas se encuentran inicialmente suspendidas en la mezcla y con el tiempo se asientan. Las partículas

más grandes se asentarán primero de acuerdo con la Ley de Stokes, la cual menciona que el diámetro de una partícula esférica es proporcional a la raíz cuadrada de su velocidad de asentamiento. A medida que más y más partículas se asientan con el tiempo a una profundidad mayor que el centro de la masa del hidrómetro, la densidad de la mezcla se reduce y el hidrómetro flota menos y menos en la mezcla. De este análisis se registra cuánto flota el hidrómetro con el paso del tiempo, información que es utilizada posteriormente para calcular la curva granulométrica del suelo con partículas muy pequeñas (Kalinsky, 2006).

4.6.5 Método Estándar de Prueba para Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico de suelo.

Para encontrar los Límites de Atterberg se realizó la prueba ASTM D 4318-10 en la cual se pudo caracterizar que tipo de arcilla es la que se estaba tratando.

La consistencia de un suelo se divide en tres estados: líquido, plástico, semisólido y sólido. Estos estados están relacionados a contenido de agua. Aunque la transición entre los estados es gradual, las condiciones de prueba han sido arbitrariamente establecidas para delimitar el contenido de agua como un punto preciso entre los cuatro estados. Estos contenidos de agua, que se determinan por un procedimiento de secado al horno se llaman: Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plástico.

4.6.6 Método Estándar de Prueba para Resistencia a la Compresión Simple de un Suelo Cohesivo No Confinado.

Para obtener la capacidad de carga del suelo y de las muestras se utilizó la ASTM D 2166 – 06 en la que se labra un espécimen determinado para observar cuanta carga puede soportar de manera uniaxial.

4.6.7 Prueba del oedómetro. Método Estándar de Prueba para Propiedades de Consolidación de Una Dimensión (determinación de expansión).

Las pruebas de porcentaje de expansión y de presión de expansión se realizaron con base en la prueba ASTM-D 4546-08 en la cual se hace uso de un oedómetro y se someten a carga de sitio las distintas probetas a analizar para después saturar y medir su porcentaje de expansión, después se regresa a carga de sitio para medir su presión de expansión.

Se pesa y mezcla una cantidad de suelo seco para cuantificar el peso seco deseado óxido de magnesio individualmente al 4%, 6%, 8%, 10%, 12% y 14% respectivamente.

El potencial de hinchamiento o expansión se puede descomponer en dos partes, una en porcentaje de expansión libre, que se define como el aumento en altura en relación con la inicial, y la presión de expansión que se refiere a la presión requerida para evitar el hinchamiento o cambio de volumen del suelo.

4.6.8 Capacidad de Intercambio Catiónico.

Para la determinación de la CIC se prosiguió conforme a la norma NOM-021-RECNAT-2000 Método para la determinación de la capacidad de intercambio catiónico (CIC) y bases intercambiables (Ca_{2+} , Mg_{2+} , Na_+ y K_+) de los suelos, empleando acetato de amonio 1N, pH 7.0, como solución saturante. Este método consiste en saturar la superficie de intercambio con un catión índice, el ion de amonio; se prosigue a lavar el exceso del saturante con alcohol; se desplaza el catión índice con potasio y se determina el contenido de amonio mediante la destilación.

El amonio es utilizado como catión índice ya que es muy sencilla su determinación, poca presencia dentro del suelo y porque no precipita fácilmente en contacto con el suelo. La concentración normal que se usa asegura una completa saturación de la superficie de intercambio y como está amortiguada a pH 7.0, se logra mantener un cierto valor de pH.

4.6.9 Pruebas de pH del suelo.

Para analizar el pH de las muestras de suelo se procedió a elaborar una mezcla de 5 g de las diferentes configuraciones de suelo a estudiar con 20 ml de agua destilada.

Se prosigue, según la norma, a batir las distintas muestras cada 5 minutos durante un periodo de 30 minutos, finalmente se dejan reposar 15 minutos para después volver a batirlos y tomar la medida con el potenciómetro indicado.

4.6.10 Pruebas de Difracción de Rayos X.

Como una técnica de investigación fundamental, la Difracción de Rayos X (DRX) es ampliamente utilizada para interpretar minerales del suelo. En este estudio fue utilizada para analizar los cambios mineralógicos en las estructuras del suelo, provocado por la adición de

óxido de magnesio y para identificar nuevos compuestos cristalinos que se forman durante el proceso de estabilización.

En este estudio, las técnicas de DRX se utilizaron para evaluar la evolución de los minerales de arcilla después de los tratamientos, centrándose en la intensidad y la posición del primer pico de montmorillonita.

Todas las muestras fueron molidas en un mortero de ágata antes del análisis DRX. Los materiales del suelo se secaron en un horno y se trituraron durante 2 minutos en una caja de rotura SPEX para producir un polvo fino para el análisis de DRX. Las muestras DRX fueron compactadas y colocadas en un porta-muestras de aluminio.

Las proporciones de cuarzo, caolinita, illita y montmorillonita en los DRX se estimaron de acuerdo con Mitchell y Soga (2005) que se basa en las intensidades relativas de los picos de los minerales.

Las muestras en forma de polvo se midieron en un equipo Miniflex de Rigaku con radiación de cobre $K\alpha$ 1.5406Å en un intervalo de 2 a 60 grados 2θ a un paso de 0.02 grados con una velocidad de 1 grado por minuto.

4.6.11 Microscopía Electrónica de Barrido (MEB)

Las muestras se analizaron con un microscopio electrónico de barrido TM-1000 de Hitachi operado a 15 KV con un detector de electrones retro-dispersados. Los análisis elementales se hicieron con un dispositivo de espectroscopia de energía dispersiva (EDS) Oxford acoplado al microscopio, con un tiempo de conteo de 60 segundos.

En la tabla 4.1 observamos el resumen de todas las pruebas de laboratorio que se realizaron.

Tabla 4.1. Resumen de ensayos de laboratorio a realizar.

<i>DETERMINACIÓN</i>	<i>Prueba</i>	<i>No. De Pruebas</i>	<i>No. De Muestras</i>	<i>Norma ASTM</i>
<i>Muestreo del Suelo</i>	<i>Obtención de la muestra inalterada</i>	2	1-Jurica 1-Medellín	NMX-C-431- ONNCCE- 2002
<i>Zona Activa</i>	<i>Humedad del suelo</i>	14	14-Jurica	ASTM D 2216-98
	<i>Peso volumétrico de la masa de suelo γ_m</i>	2	1-Jurica 1-Medellín	ASTM D 4531-86-08
	<i>Densidad relativa de sólidos (S_s)</i>	2	1-Jurica 1-Medellín	ASTM D 0854-10
<i>Caracterización geotécnica</i>	<i>Granulometría por mallas</i>	2	1-Jurica 1-Medellín	ASTM D- 2487-93
	<i>Material más fino que malla No. 200</i>	2	1-Jurica 1-Medellín	ASTM D 422-90
	<i>Granulometría vía hidrómetro.</i>	2	1-Jurica 1-Medellín	
	<i>Límites de consistencia.</i>	8	7-Jurica 1-Medellín	ASTM D 4318-10
<i>Resistencia a la compresión</i>	<i>Compresión de especímenes inalterados y remodelados.</i>	16	2-Jurica 14-Medellín	ASTM D 2166 – 06
<i>Potencial expansivo - % de expansión volumétrica -Presión de expansión -Curvas de compresibilidad</i>	<i>Oedómetro</i>	10	8-Jurica 2-Medellín	ASTM-D 4546-08
<i>Capacidad de Intercambio Catiónico</i>	<i>Acetato de amonio</i>	7	7-Jurica	NOM-021- REC NAT- 2000
<i>pH del suelo</i>	<i>Potenciómetro</i>	7	7-Jurica	ASTM D4972 - 19
<i>Difracción de Rayos X</i>	<i>Difractómetro para patrones de difracción</i>	3	3-Jurica	----
<i>Microscopía Electrónica de Barrido</i>	<i>Microscopio Electrónico</i>	3	3-Jurica	----

5. CAPÍTULO V. RESULTADOS.

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos durante las pruebas de laboratorio, así como los cálculos realizados con base en los fundamentos de la teoría presentada con anterioridad. Esta investigación se ha centrado principalmente en evaluar el suelo de Jurica, tomado como caso de estudio, para obtener sus características expansivas y conocer cómo las mismas fueron afectadas al utilizar MgO. De manera complementaria, se han analizado muestras de suelo de la ciudad de Medellín (Colombia) las cuales, al no ser tan expansivas, han servido para comprobar cómo la adición de MgO aumentaba su resistencia a la compresión simple, y por ende incrementaba la capacidad de carga del suelo.

5.1 Zonas de estudio: Jurica.

Para los fines de la investigación en proceso se ha elegido, en efecto, un suelo arcilloso de la zona de Jurica, en el municipio de Querétaro, debido a que es un hecho muy conocido que en esta zona se encuentran arcillas con características expansivas. En la Figura 5.1 se muestra la localización exacta del sitio donde se extrajo la muestra inalterada de suelo para su análisis posterior en laboratorio, mientras que en la Figura 5.2 se documenta con evidencia fotográfica la toma de la muestra mencionada.



Figura 5.1. Localización geográfica del sondeo para suelo, Jurica.



Figura 5.2. Extracción de muestra inalterada, Jurica.

Como se aprecia en la figura anterior, fue necesario utilizar una retro-excavadora para realizar el PCA de estudio hasta una profundidad de tres metros, y para obtener luego muestras a cada 20 cm de profundidad a fin de disponer del correspondiente perfil de humedades del suelo. Posteriormente en campo, se labró el cubo de suelo inalterado y se cubrió con una mezcla de parafina y brea (según se recomienda en M-MMP-1-01/03, referente al Método de muestreo y prueba de materiales).

5.1.1 Determinación de la zona activa.

En la Tabla 5.1 se presentan, conforme a los resultados de laboratorio, las variaciones en el contenido de agua de las muestras de suelo a cada 20 cm y hasta una profundidad de 2.70 m. Podemos observar cómo a la profundidad de dos metros los contenidos de agua en el suelo se mantienen prácticamente constantes lo cual permite reconocer, a tal profundidad, la llamada capa activa. Los datos obtenidos de la prueba para determinar la zona activa, mostrados en la Tabla 5.1, se pueden ver también en la gráfica de la Figura 5.3.

Tabla 5.1. Perfil de humedades y cálculo de la zona activa

# de muestra	Profundidad de la muestra (m)	Wsuelo+Wagua (g)	Ws-seco (g)	Wagua (g)	ω (%)
1	0.2	317.71	226.54	86.09	38.00%
2	0.4	381.81	269.96	106.39	39.41%
3	0.6	694.64	495.34	193.79	39.12%
4	0.8	291.86	207.13	80.07	38.66%
5	1	515.1	362.2	147.44	40.71%
6	1.2	507.24	360.86	138.33	38.33%
7	1.4	263.07	186.76	71.32	38.19%
8	1.6	363.95	274.75	84.73	30.84%
9	1.8	468.19	362.86	101.05	27.85%
#	2	290.98	226.26	60.7	26.83%
#	2.2	514.48	405.65	104.52	25.77%
#	2.4	539.32	425.16	109.99	25.87%
#	2.6	389.84	308.51	77.3	25.06%
#	2.7	447	354.82	88.15	24.84%

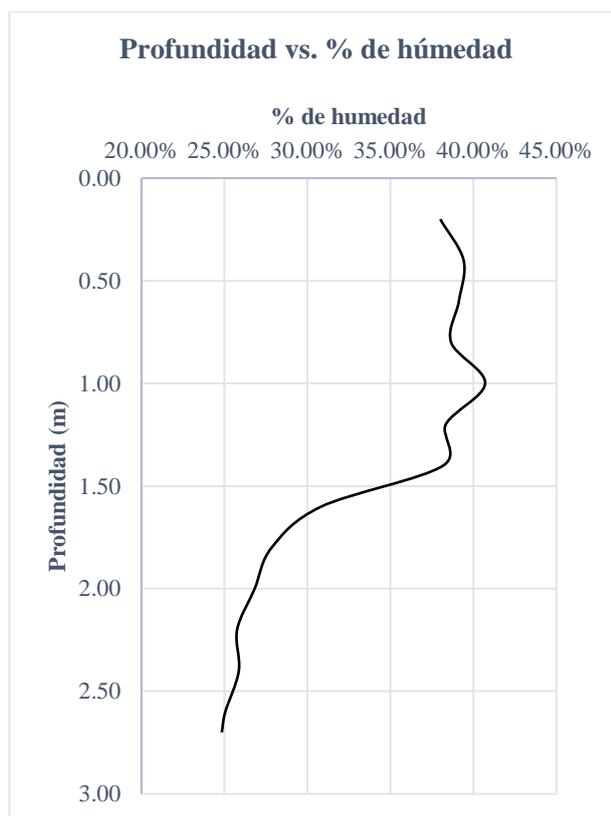


Figura 5.3. Cálculo de la zona activa.

5.1.2 Caracterización geotécnica.

Después de realizar las pruebas geotécnicas en laboratorio, se obtuvieron los datos que se presentan en la Tabla 5.2, con los cuales podemos afirmar, con base en la fundamentación teórica descrita en capítulos previos, que el material de estudio es un suelo fino con alto contenido de arcillas.

Tabla 5.2. Caracterización geotécnica del suelo

<i>Propiedad</i>	<i>Magnitud</i>
<i>Contenido de agua ($\omega\%$)</i>	<i>25.30%</i>
<i>Peso volumétrico (γ_m) (g/cm³)</i>	<i>1.79</i>
<i>Gravedad Específica (S_s)</i>	<i>2.605</i>
<i>Relación de vacíos (e)</i>	<i>91.96%</i>
<i>Límite Líquido (LL)</i>	<i>78.70%</i>
<i>Límite Plástico (LP)</i>	<i>31.37%</i>
<i>Índice Plástico (IP)</i>	<i>47.33%</i>
<i>Contracción Lineal (CL)</i>	<i>19.70%</i>
<i>Contenido de Grava (G)</i>	<i>0.00%</i>
<i>Contenido de Arena (S)</i>	<i>3.74%</i>
<i>Contenido de Finos (F)</i>	<i>96.26%</i>
<i>Clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)</i>	<i>CH</i>
<i>Potencial de Expansión (de acuerdo a la Tabla 2.7)</i>	<i>MUY ALTO</i>

5.1.2.1 Granulometría

Para la correcta caracterización del suelo se hicieron pruebas de granulometría en las que más del 96% del suelo correspondía a finos y de esa fracción del suelo el 52% corresponde a Arcillas (debajo de los 2 μm) y el 43.3% a Limos (por arriba de los 2 μm), en la Tabla 5.3 observamos los resultados de la granulometría y en la Figura 5.4 vemos la caracterización de la fracción fina.

Tabla 5.3. Granulometría del suelo, Jurica

No. de malla	Abertura nominal (mm)	% retenido	% más fino que
Nº 4	4.75	0.00%	100.00%
Nº 10	2	0.00%	100.00%
Nº 20	0.85	0.00%	100.00%
Nº 40	0.425	0.00%	100.00%
Nº 60	0.25	0.00%	100.00%
Nº 100	0.15	0.48%	97.75%
Nº 200	0.075	1.24%	96.26%
	0.0363	10.93%	89.52%
	0.0257	0.00%	89.52%
	0.0165	4.10%	84.46%
	0.0118	2.05%	83.45%
	0.0086	6.15%	76.38%
<i>FINOS</i>	0.0071	2.05%	73.34%
	0.0051	4.16%	71.27%
	0.0037	4.21%	66.10%
	0.0028	2.05%	61.05%
	0.002	5.12%	52.96%
	0.0012	10.25%	42.86%

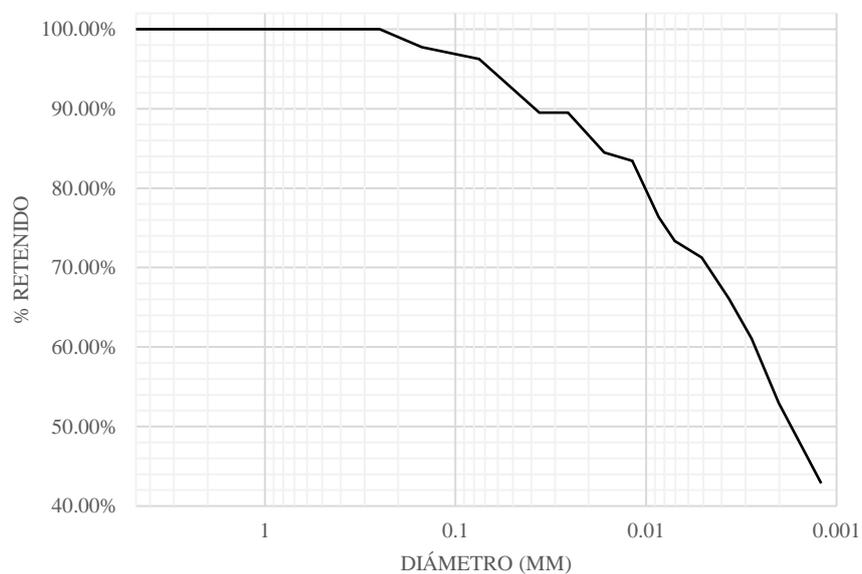


Figura 5.4. Granulometría del Suelo de Jurica

5.1.2.2 *Propiedades de plasticidad.*

Una vez caracterizado el suelo natural, se adicionó el MgO en diferentes proporciones. Las propiedades de plasticidad en el suelo se vieron mejoradas al incluir el MgO como aditivo químico del suelo. En la Tabla 5.4 y en la Figura 5.3 se pueden observar estos cambios y la reducción en los Límites Líquidos y en los Índices Plásticos, obteniendo así un suelo menos expansivo.

Se observó que con la dosificación entre el 8% y el 10 % de Óxido de Magnesio el límite líquido disminuye un 16% y aumenta 38% el límite plástico a la vez que disminuye la contracción lineal. Con esto se comprueba que la adición de este compuesto es eficiente para controlar la expansión del suelo. Según la clasificación SUCS de suelos (Figura 5.5), el suelo pasó de ser un suelo con clasificación CH (Arcilla de alta plasticidad) a un MH (Limo de alta plasticidad) concluyendo que el tamaño de partícula aumentó en su tamaño, al pasar su clasificación de tamaño de una arcilla a un limo. En la figura 5.6 podemos observar gráficamente como las propiedades de plasticidad fueron cambiando de valores según la proporción de MgO que se añadió.

Tabla 5.4 Propiedades de plasticidad de las muestras

<i>Muestra</i>	<i>Límite Líquido</i>	<i>Límite Plástico</i>	<i>Índice Plástico</i>	<i>Contracción Lineal</i>	<i>Clasificación SUCS</i>
<i>Suelo natural</i>	78.70%	31.37%	47.33%	19.70%	<i>CH</i>
<i>MgO 4%</i>	80.96%	41.28%	39.68%	21.07%	<i>MH</i>
<i>MgO 6%</i>	77.04%	44.99%	32.05%	21.89%	<i>MH</i>
<i>MgO 8%</i>	66.43%	37.09%	29.34%	18.83%	<i>MH</i>
<i>MgO 10%</i>	68.65%	43.50%	25.15%	12.59%	<i>MH</i>
<i>MgO 12%</i>	65.78%	49.11%	16.67%	11.92%	<i>MH</i>
<i>MgO 14%</i>	55.33%	39.89%	15.44%	7.25%	<i>MH</i>

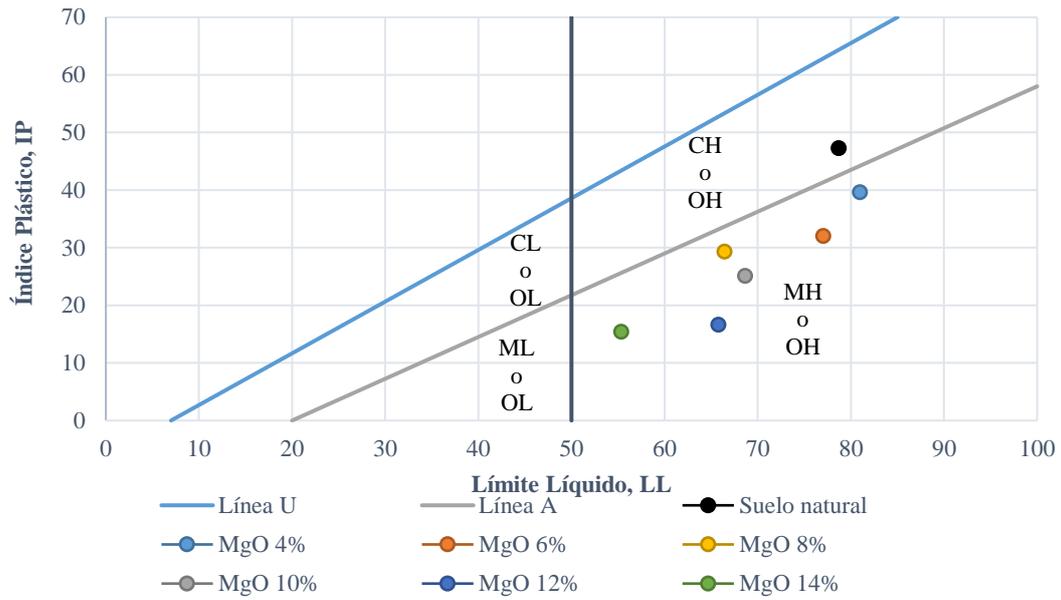


Figura 5.5. Carta de plasticidad. SUCS ASTM D2487



Figura 5.6 Límites de Atterberg vs. Porcentaje de MgO

5.1.3 Pruebas de compresión simple No Confinada y Capacidad de Carga.

Los resultados de las pruebas de Compresión Simple No Confinada se explican en la Tabla 5.5, los cálculos y resultados extendidos se pueden ver en el Anexo B. Los resultados de la Capacidad de Carga del suelo dependen del tipo de cimentación y se calculan con base en las ecuaciones de Terzaghi y Skempton explicados en el Capítulo 3. En la tabla 5.6 observamos los valores de la capacidad de carga del suelo calculados para una cimentación superficial continua (zapata corrida)

Tabla 5.5 Resistencia a la compresión

Muestra	Resistencia a la compresión simple (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión simple (kPa)
Probeta 1	1.1360	111.4035
Probeta 2	0.9414	92.3198
Promedio	1.0387	101.8617

Tabla 5.6 Capacidad de carga para una cimentación continua

Terzaghi			Skempton		
N^c	5.7		$B = ancho$	50	cm
N^q	1		$D = prof$	80	cm
N^γ	0		B/D	0.625	
Df	80	cm	Nc	5.9	Tabla 3.11
γ	0.00179	kg/cm ³	Df	80	cm
qu	1.038	kg/cm ²	γ	0.00179	kg/cm ³
$Qc=$	3.102	kg/cm ²	qu	1.038	kg/cm ²
$Qc=$	304.153	kPa	$c=qu/2$	0.519	
$Qc=$	30.525	Ton/m ²	$Qc=$	3.205	kg/cm ²
			$Qc=$	314.33	kPa
			$Qc=$	31.55	Ton/m ²

5.1.4 Medición de expansión del suelo

Para poder calcular la expansión volumétrica y la presión de expansión del suelo se procedió a realizar el Método B de la ASTM-D 4546-08 con el cual, primero, se lleva a carga de sitio al espécimen para después proceder a su hidratación para inducir la expansión y posteriormente someterlo a cargas para observar el comportamiento del suelo y mediante el método gráfico calcular la presión de expansión que es el valor que se alcanza en la gráfica cuyo la relación de vacíos (e) es igual a la presentada cuyo el suelo fue sometido a su carga de sitio.

Una muestra inalterada y combinaciones con MgO al 6%, 8%, 10% y 12% se sometieron a la carga de sitio al ser extraídas a una profundidad de 2.1 m con una carga equivalente a 27 kPa (0.27 kg/cm^2). Al observar que los cambios volumétricos y las presiones de expansión en las muestras con MgO daban valores iguales a cero se prosiguió a evaluar las mismas a una carga de sitio menor, a 0.6 m de profundidad para evaluar una carga de sitio cercana a 11 kPa (0.112 kg/cm^2). Esta es una profundidad usual para plantar las cimentaciones superficiales para casas-habitación ligeras.

El suelo inalterado presenta elevados valores de expansión volumétrica así como de presión de expansión cuyo la carga de sitio es igual a 11 kPa, mientras que al agregar MgO, con la misma carga de sitio, el porcentaje de expansión volumétrica disminuye un 85% mientras que la presión de expansión aumentó, esto se debe a que los granos de arcilla, al ser remoldeados, se encuentran más unidos que cuyo estaban en estado inalterado generando así una mayor presión de expansión. Si el suelo natural hubiera sido remoldeado se hubieran presentado presiones de expansión mayores a los resultados obtenidos de las muestras inalteradas. Aun así podemos observar que al incrementar el porcentaje de MgO (en una muestra remoldeada) observamos que, como se esperaba, los valores de la presión de expansión y el incremento volumétrico disminuyeran. En la Figura 5.7 podemos observar el comportamiento expansivo de las muestras, se observa como al tener una menor carga de sitio la expansión del suelo es mayor; por otra parte al añadir el MgO se observa, a parte de una menor expansión, que la expansión toma mucho más tiempo. En la Tabla 5.7 y en el Anexo B podemos observar los resultados del comportamiento expansivo del suelo estudiado y las curvas de compresibilidad de la muestra inalterada y las muestras con MgO, con las cuales se calculó la presión de expansión mediante el método gráfico; también podemos observar los valores de los coeficientes de compresibilidad y de expansión para calcular la predicción de expansión acorde al capítulo 3.2.2 y 3.2.3.

Por otra parte, al hacer los ensayos con una mayor carga de sitio se pudo simular cual sería el comportamiento del suelo si tuviera una estructura cimentada por encima. La diferencia de cargas entre las pruebas fue de aproximadamente 27 kPa (2.75 Ton/m²) lo cual es una carga similar a la de una edificación pequeña (Ver Anexo F. Cálculo de zapatas corridas sobre suelos expansivos). En los resultados observamos que el suelo inalterado con esta carga estructural aún presentaría valores de expansión considerables, los cuales afectarían la vivienda. Por otro lado cuyo colocamos esta carga estructural en combinación con pequeñas dosificaciones de MgO observamos que la expansión se reduce a cero.

Esta información se corrobora o puede ser comparada con los trabajos realizados por López-Lara et al., (2017) (Capítulo II. Ver tabla 2.13) en los que se usó cal hidratada como agente reductor del potencial expansivo y se simulaban cargas estructurales sobre el suelo tratado, se observó cómo al colocarlas el potencial expansivo se reducía entre un 20% y un 80% dependiendo del valor de la carga y la dosificación con cal.

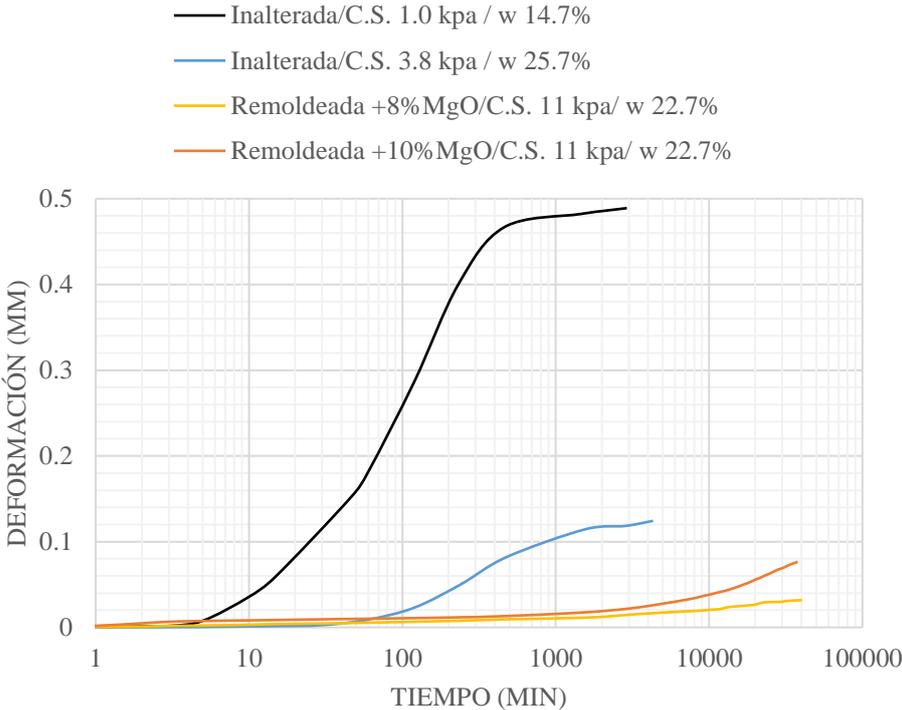


Figura 5.7. Expansión vs. Tiempo, Jurica.

Tabla 5.7 Resultados de las pruebas oedométricas. Jurica.

<i>Muestra</i>	<i>Porcentaje de humedad w %</i>	<i>Expansión: carga de sitio de 11 kPa (%)</i>	<i>Presión de Expansión: carga de sitio de 11 kPa (kPa)</i>	<i>Expansión: carga de sitio de 37 kPa (%)</i>	<i>Presión de Expansión: carga de sitio de 37 kPa (kPa)</i>	<i>Índice de Compresibilidad Cc</i>	<i>Índice de Expansión Cs</i>
<i>Suelo natural inalterado</i>	25.40%	----	----	6.41%	277	0.0447	0.0338
<i>MgO 6%</i>	25.40%	----	----	0.00%	0	----	----
<i>MgO 8%</i>	25.40%	----	----	0.00%	0	----	----
<i>MgO 10%</i>	25.40%	----	----	0.00%	0	----	----
<i>MgO 12%</i>	25.40%	----	----	0.00%	0	----	----
<i>Suelo natural inalterado</i>	14.70%	24.61%	230	----	----	0.02107	0.01128
<i>MgO 8%</i>	22.50%	3.81%	370	----	----	0.0207	0.0056
<i>MgO 10%</i>	22.50%	1.58%	260	----	----	0.0161	0.0025

5.1.5 Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC)

La Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) y el pH en un suelo están inversamente relacionados y el uso de MgO en las muestras generó un decremento de hasta un 25% en el valor de la CIC mientras que aumento el nivel de pH. En la tabla 5.8 y 5.9 podemos apreciar los resultados obtenidos para la CIC y pH del suelo en las muestras investigadas. Estos resultados sustentan la teoría de que el uso de MgO reduce la CIC, por lo que los cationes adsorbidos entre cada grano de arcilla tendrán una mayor adherencia y no podrán ser cedidos tan fácilmente cuyo entren en contacto con los cationes disueltos junto con las partículas de H₂O al ser hidratadas. De esta manera el suelo tendrá una menor variación en su contenido de cationes adsorbidos y por ende una mayor estabilidad entre sus granos de arcilla a nivel microscópico, creando a nivel macroscópico, un suelo con características expansivas disminuidas.

Tabla 5.8 Resultados de la CIC en los suelos analizados

<i>No.</i>	<i>Identificación de la muestra</i>	<i>CIC</i>	<i>Unidades</i>
1	<i>Suelo natural</i>	49.266	<i>Cmol(+)/kg</i>
2	<i>Suelo natural + 4% de MgO.</i>	47.858	<i>Cmol(+)/kg</i>
3	<i>Suelo natural + 6% de MgO.</i>	43.150	<i>Cmol(+)/kg</i>
4	<i>Suelo natural + 8% de MgO.</i>	41.719	<i>Cmol(+)/kg</i>
5	<i>Suelo natural + 10% de MgO.</i>	40.551	<i>Cmol(+)/kg</i>
6	<i>Suelo natural + 12% de MgO.</i>	38.825	<i>Cmol(+)/kg</i>
7	<i>Suelo natural + 14% de MgO.</i>	37.152	<i>Cmol(+)/kg</i>

La Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC) es una propiedad química a partir de la cual es posible inferir acerca del tipo de arcilla presente, de la magnitud de la reserva nutrimental y del grado de intemperismo de los suelos. El resultado numérico de la determinación es un dato ampliamente usado en los estudios edafológicos (tipos de suelo) y de fertilidad.

Los datos obtenidos de la prueba indicarían que el material arcilloso encontrado en el suelo corresponde a una Holoisita (Ver tabla 2.4. Capítulo 2) aunque en las pruebas explicadas posteriormente en este mismo capítulo observamos que el suelo estudiado corresponde a una montmorillonita. El hecho de que los valores de la CIC no corresponden a los de la tabla 2.4 podrían deberse que la Montmorillonita no es el único material arcilloso presente en el suelo, lo que podría indicar presencia de Illitas generando así una disminución en los valores de la CIC.

5.1.6 pH del suelo.

Para la prueba de medición del pH del suelo se realizaron dos pruebas por dosificación de MgO. En la tabla 5.9 se describen los promedios de ambas pruebas por dosificación observando un comportamiento de aumentó en los valores de pH, esto debido a la adición del MgO, el cual es un compuesto alcalino. Estos resultados van de la mano con los valores de la CIC para predecir el cambio y mejoramiento en las arcillas expansivas.

Tabla 5.9 Resultados del pH de las muestras de suelo.

<i>Muestra</i>	<i>pH</i>	<i>Temperatura</i>
<i>Suelo Natural</i>	<i>8.342</i>	<i>17</i>
<i>Suelo Natural + 4% MgO</i>	<i>9.082</i>	<i>17</i>
<i>Suelo Natural + 6% MgO</i>	<i>9.152</i>	<i>17</i>
<i>Suelo Natural + 8% MgO</i>	<i>9.266</i>	<i>17.1</i>
<i>Suelo Natural + 10% MgO</i>	<i>9.373</i>	<i>17.3</i>
<i>Suelo Natural + 12% MgO</i>	<i>9.635</i>	<i>17.5</i>
<i>Suelo Natural + 14% MgO</i>	<i>11.123</i>	<i>17.5</i>

5.2 Caracterización físico-química de los suelos

5.2.1 Difracción de rayos X (DRX)

Acorde a Moore y Reynolds, (1997), los nombres de montmorillonita sódica, cálcica o magnésica, refiere al catión principal que se encuentra entre las láminas de arcilla; la diferencia del catión característico modificará las propiedades expansivas de la arcilla así como las relaciones que tendrá el mineral con las partículas de H₂O o con compuestos inorgánicos que puedan entrar en este espacio inter-partícula.

Para la prueba de DRX se analizaron las mezclas del suelo natural con 4% y 8% de MgO, al igual que el suelo natural sin aditivo. En la Figura 5.15 podemos ver el resultado de la DRX realizada a la muestra del suelo natural junto a las muestras que tienen 4% y 8% de MgO respectivamente. Podemos apreciar picos característicos que identifican a la Montmorillonita Cálcica, vemos picos representativos de Anortita y Cuarzo, así como del mineral periclasa, característico por contener altas concentraciones de MgO.

Los patrones de difracción proyectados tienen ligeras variaciones que se pueden deber al manejo de las muestras en laboratorio antes de ser colocados en el instrumento, aunque uno es muy evidente que es el pico a 43° de 2θ que es un ángulo característico de la periclasa, mineral formado por cristales de MgO. En las Tablas 5.9, 5.10 y 5.11 podemos observar la relación en el contenido de cationes de la muestra de suelo por lo que las variaciones en los picos de intensidad (si no se deben a la diferencia en el manejo de las muestras en el laboratorio) pueden ser atribuidas a los intercambios inter-laminares de los distintos cationes, principalmente Ca²⁺, Mg²⁺ y K⁺, generando una reducción en el espacio inter-laminar llevando a estructuras minerales más estables.

Se encontró que uno de los picos correspondientes al mineral Illita también se observa en el patrón de difracción proyectado en un valor de 19.2° de 2θ el cual se encuentra muy cercano a un pico característico de la montmorillonita en 19.5° de 2θ, lo cual podría indicar la presencia del mineral Illita, explicando así los valores que se tienen de resultado para la CIC, que si bien, no son ni característicos de la montmorillonita, tampoco lo son de la Illita, pensando entonces en que pueda ser una combinación de ambos.

Estos cambios y variaciones en los resultados nos dejan entender los cambios en las propiedades de plasticidad y en el potencial expansivo de los suelos tratados, causados por los cambios a nivel microscópico.

5.2.1.1 *Suelo Natural*

Las figuras 5.8 y 5.9 corresponden al mismo espectro de difracción de Rayos X correspondiente a la muestra de suelo natural sin aditivo. La diferencia entre ambas corresponde a las líneas verticales que caracterizan los espectros de difracción característicos para cada uno de los minerales encontrados. En la figura 5.8 se incluyen los picos característicos del mineral Illita, mientras que en la 5.9 no. Podemos observar como en el pico cercano al valor de 19.5° de 2θ coinciden los picos tanto de la montmorillonita como de la Illita, indicando quizá la presencia de ambos minerales en la muestra.

De las figuras siguientes podemos apreciar con líneas de colores los ángulos característicos en los que ciertos minerales producen un pico en la lectura:

- En color ROJO los ángulos 2θ para una Montmorillonita cálcica 15 \AA $\text{Ca}_{0,2}(\text{Al}, \text{Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$.
- En color AZUL CLARO los ángulos 2θ para una Illita $\text{KAAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH})_2$
- En color AZUL MARINO los ángulos 2θ para el Cuarzo SiO_2
- En color VERDE los ángulos 2θ para la Anortita $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$

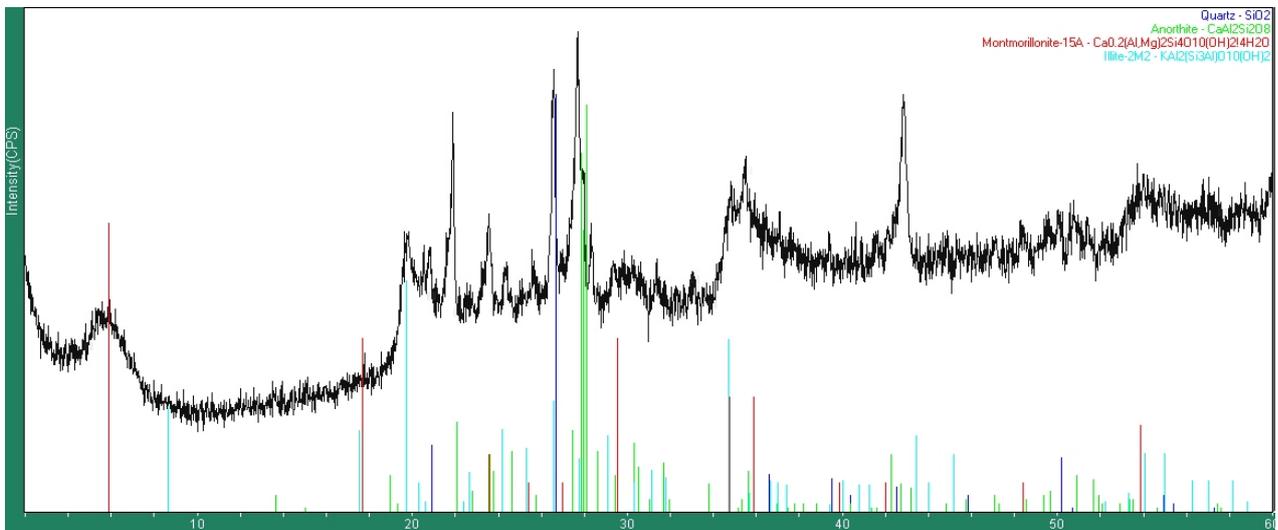


Figura 5.8 DRX suelo natural. Colores de identificación para Montmorillonita, Illita, Cuarzo y Anortita.

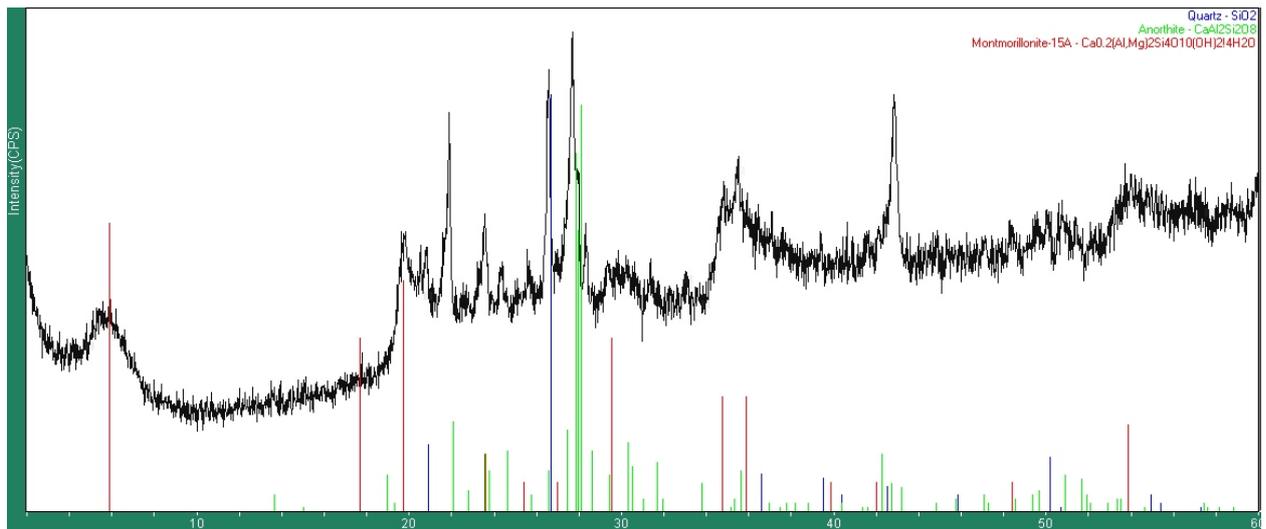


Figura 5.9 DRX suelo natural. Colores de identificación para Montmorillonita, Cuarzo y Anortita.

Estos minerales determinan la expansión natural del suelo. Generalmente la mayor cantidad que se presenten de estos minerales en el suelo, mayor será la expansión del mismo. Sin embargo, los efectos expansivos pueden ser ‘diluidos’ con la presencia de otros minerales no expansivos como el Cuarzo o los carbonatos. (Kemp et al., 2005)

5.2.1.2 Comparativa DRX del suelo natural y las dosificaciones al 4% y 8% de MgO

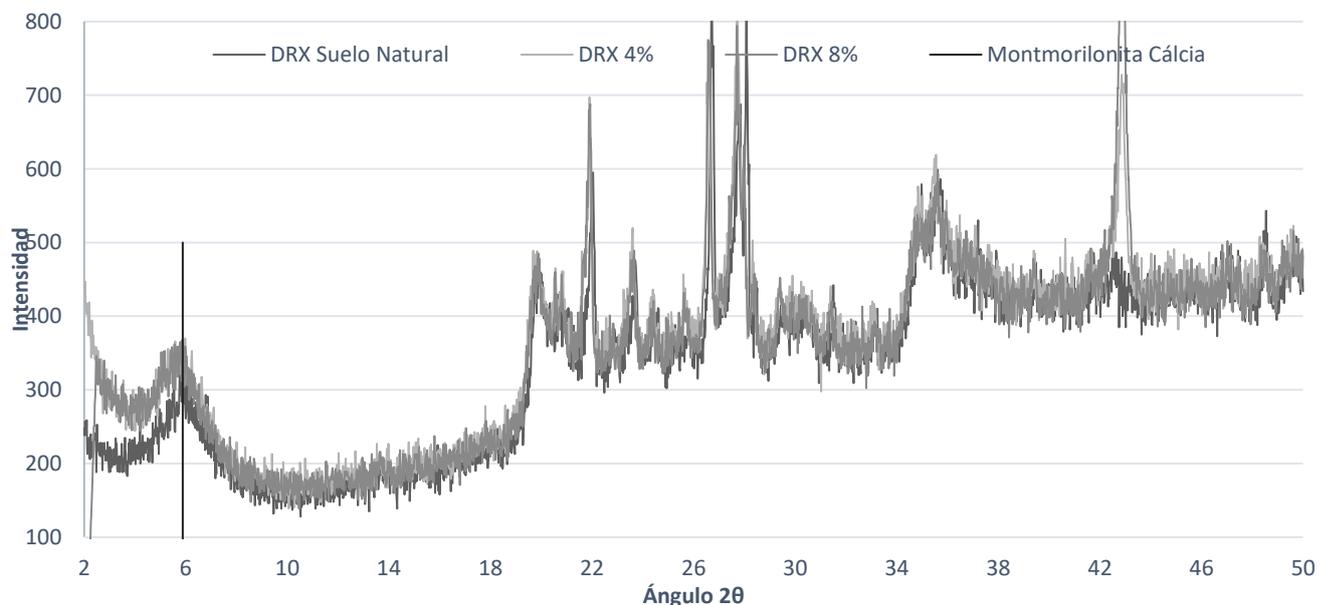


Figura 5.10 DRX suelo natural vs. Suelo con 4% y 8% de MgO

En la Figura 5.10 podemos apreciar que las curvas se comportan prácticamente idénticas exceptuando, en el primer pico característico de la montmorillonita en el valor de 2θ de 5.8 (las causas se discuten en la sección 5.2.1) y el pico en 43° en la cual podemos apreciar un aumento la lectura, el cual se debe a la presencia de MgO que se adicionó a las muestras, corroborando que en la muestra natural no hay presencia de minerales con contenido de magnesio y en las dos muestras siguientes podemos apreciar la presencia del mineral con magnesio, denominado Periclasa.

5.2.2 *Microscopia Electrónica de Barrido (MEB).*

En las figuras 5.11, 5.12 y 5.13 observamos los resultados obtenidos de la Microscopía Electrónica de Barrido, la cual hace un análisis visual de las muestras. En las figuras podemos apreciar estructuras y aglomeraciones características de los granos arcillosos con montmorillonita así como la presencia de MgO en las últimas dos figuras. Podemos apreciar que las partículas de arcilla, al entrar en contacto con MgO, genera aglomeraciones creando así tamaños de partícula mayores (dato que se puede corroborar en las propiedades de plasticidad) cambiando el suelo a uno más homogéneo y estable. En la Tabla 5.8, 5.9 y 5.10 podemos observar la presencia de distintos elementos en las muestras de suelo. Como es evidente vemos un aumento en la concentración de magnesio entre las diferentes muestras, aunque es importante notar la presencia de Potasio, Calcio y Aluminio, los cuales son cationes adsorbidos entre las partículas de arcilla y que están estrechamente relacionados con la CIC y el potencial expansivo de los suelos. Con estas tablas (y la distinción de distintos elementos) podemos descartar la presencia de montmorillonitas sódicas, corroborando así los datos obtenidos de la DRX.

5.2.2.1 *Suelo Natural.*

En la figura 5.11 vemos las imágenes obtenidas de MEB a distintos acercamientos para observar la forma de los granos de arcilla.

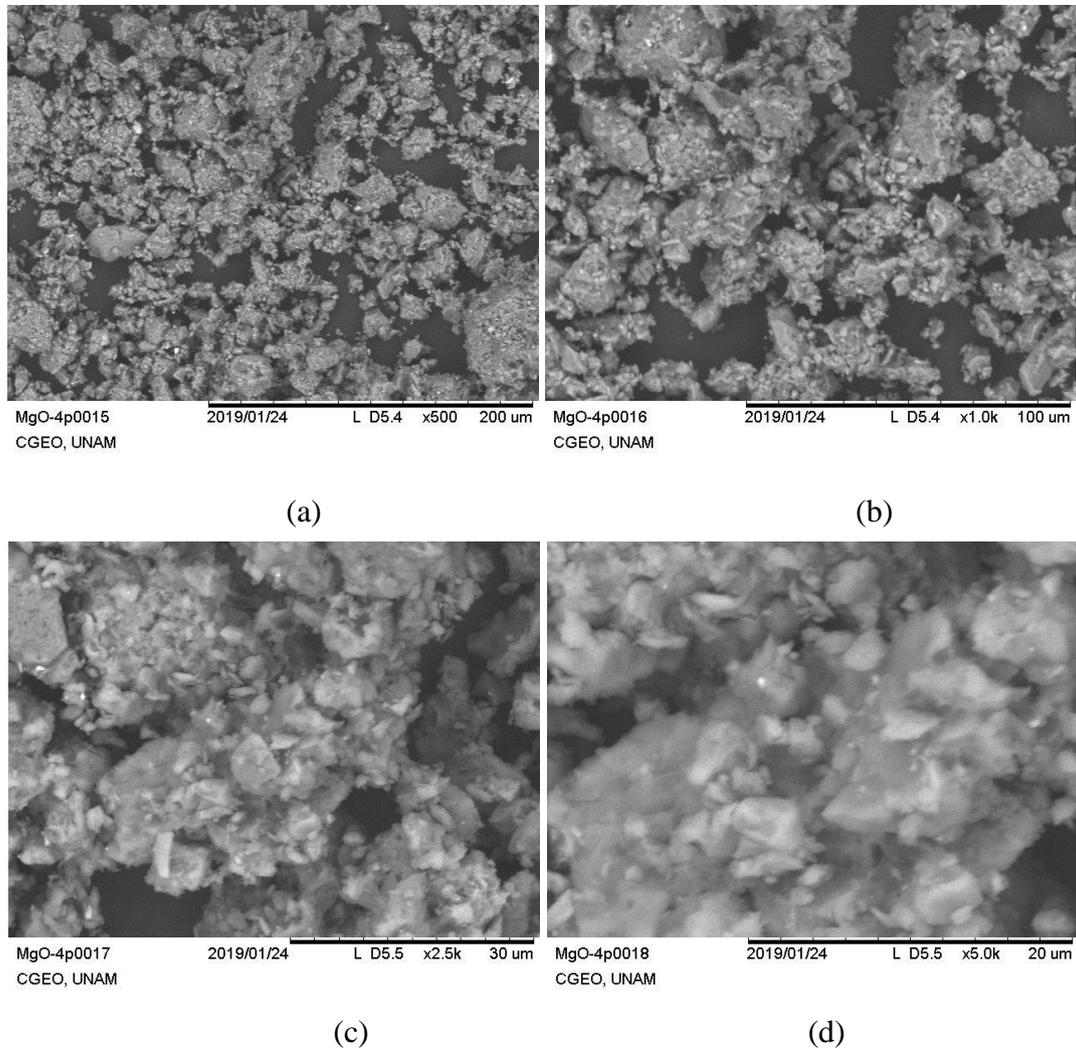


Figura 5.11. Microscopía Electrónica de Barrido (MEB) para el Suelo Natural a distintos acercamientos.

5.2.2.2 *Suelo Natural + 4% MgO*

En la figura 5.12 vemos las imágenes obtenidas de MEB a distintos acercamientos de la mezcla de suelo natural +4% de MgO para observar la forma de los granos de arcilla y como la presencia de MgO modifica los tamaños de partícula o las aglomeraciones presentes.

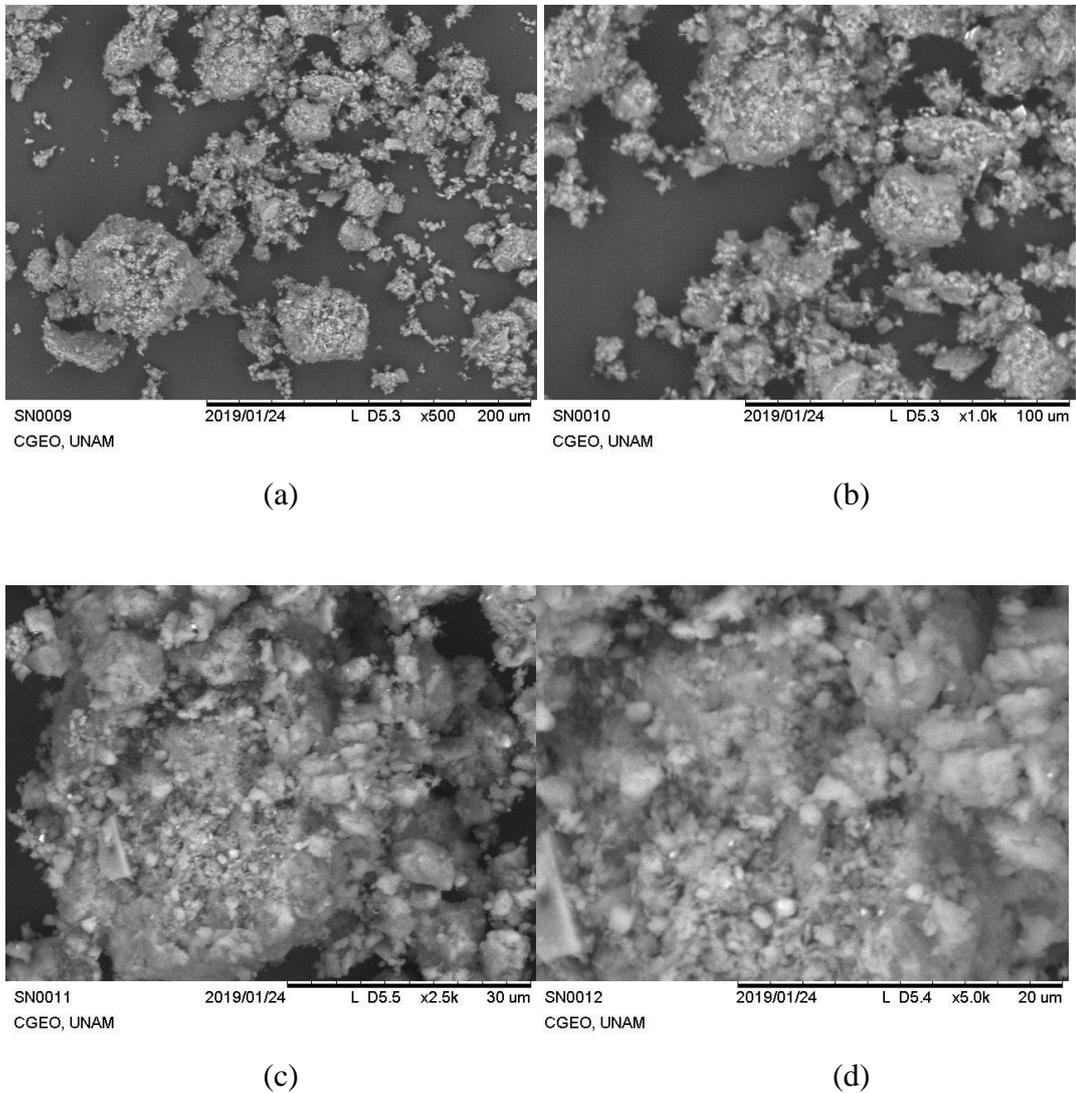


Figura 5.12. Microscopía Electrónica de Barrido (MEB) para el Suelo Natural + 4% MgO a distintos acercamientos.

5.2.2.3 *Suelo Natural +8% de MgO*

En la figura 5.13 al igual que en la 5.12 vemos las imágenes obtenidas de MEB a distintos acercamientos de la mezcla de suelo natural +8% de MgO

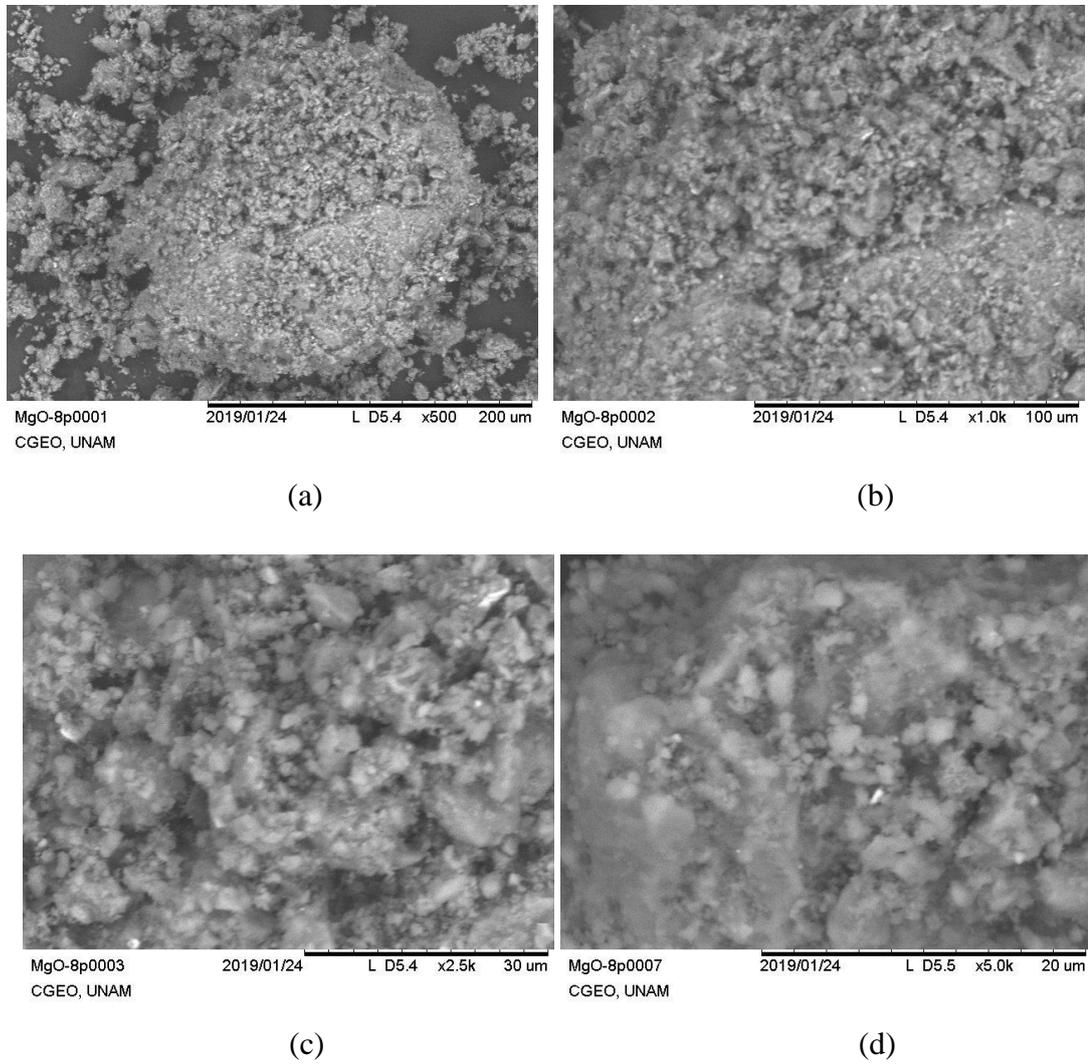


Figura 5.13. Microscopía Electrónica de Barrido (MEB) para el Suelo Natural + 8% MgO a distintos acercamientos.

5.2.2.4 Proporción de contenido de Elementos obtenidos de MEB.

De las Tablas 5.10, 5.11 y 5.12 podemos observar que el contenido de los elementos permanece casi constante, exceptuando el del Magnesio el cual se aprecia que del 4% al 8% aumenta considerablemente, se explica más a detalle en la sección 5.1.8

Tabla 5.10 Proporción de elementos encontrados en MEB para el Suelo
Natural

<i>Suelo natural</i>	<i>Elementos encontrados (%)</i>					
<i>Nombre</i>	<i>Mg</i>	<i>Al</i>	<i>Si</i>	<i>K</i>	<i>Ca</i>	<i>Fe</i>
<i>Espectro #1</i>	1.8	18.3	41.7	3.4	6.6	28.1
<i>Espectro #2</i>	1.6	13.1	40.6	2.5	6.3	28.2
<i>Espectro #3</i>	1.7	15.6	56.6	4.1	6.4	15.6

Tabla 5.11 Proporción de elementos encontrados en MEB para el Suelo
Natural+ 4% de MgO

<i>Suelo natural + 4% MgO</i>	<i>Elementos encontrados</i>					
<i>Nombre</i>	<i>Mg</i>	<i>Al</i>	<i>Si</i>	<i>K</i>	<i>Ca</i>	<i>Fe</i>
<i>Espectro #1</i>	14.5	15	48.2	2.9	5	14.5
<i>Espectro #2</i>	8.6	13.5	41.1	2.9	5.6	28.4
<i>Espectro #3</i>	7.1	15	43.5	2.3	5.2	27

Tabla 5.12 Proporción de elementos encontrados en MEB para el Suelo
Natural+ 8% de MgO

<i>Suelo natural + 8% MgO</i>	<i>Elementos encontrados</i>					
<i>Nombre</i>	<i>Mg</i>	<i>Al</i>	<i>Si</i>	<i>K</i>	<i>Ca</i>	<i>Fe</i>
<i>Espectro #1</i>	20.3	13.2	48.2	2.7	4.2	10.4
<i>Espectro #2</i>	32.4	9.2	31.2	2.6	5.7	18.9
<i>Espectro #3</i>	26.2	13.3	44.7	2.2	4.3	9.3

5.3 Zonas de estudio: Las Violetas, Medellín, Colombia.

Para fines de la investigación en proceso durante la estancia académica en la ciudad de Medellín se eligió un suelo limo-arcilloso de la zona de Las Violetas. En la figura 5.14 podemos observar la localización exacta de donde se extrajo la muestra inalterada en un PCA.



Figura 5.14. Localización geográfica del sondeo para suelo, Medellín.

5.3.1 Caracterización geotécnica.

Al igual que en el suelo extraído de Jurica se realizó la caracterización geotécnica del suelo del suelo de Medellín para poder clasificar el suelo, obteniendo los datos mostrados en la Tabla 5.13 en el que podemos observar que es un suelo limo-arcilloso con propiedades de expansión medias.

Tabla 5.13 Caracterización geotécnica del suelo de Medellín, Colombia.

<i>Propiedad</i>	<i>Magnitud</i>
<i>Contenido de agua ($\omega\%$)</i>	<i>29.27%</i>
<i>Peso volumétrico (γ_m) (g/cm^3)</i>	<i>1.875</i>
<i>Gravedad Específica (S_s)</i>	<i>2.648</i>
<i>Relación de vacíos (e)</i>	<i>0.8236</i>
<i>Límite Líquido (LL)</i>	<i>52.58%</i>
<i>Límite Plástico (LP)</i>	<i>32.28%</i>
<i>Índice Plástico (IP)</i>	<i>20.30%</i>
<i>Contracción Lineal (CL)</i>	<i>19.69%</i>
<i>Contenido de Grava (G)</i>	<i>0.08%</i>
<i>Contenido de Arena (S)</i>	<i>10.40%</i>
<i>Contenido de Finos (F)</i>	<i>89.52%</i>
<i>Clasificación del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)</i>	<i>MH</i>
<i>Potencial de Expansión (de acuerdo a la Tabla 2.7)</i>	<i>Expansión Media</i>

5.3.1.1 Granulometría

Para la correcta caracterización del suelo se hicieron pruebas de granulometría en las que más del 87% del suelo correspondía a finos y de esa fracción del suelo el 32.50% corresponde a Arcillas (debajo de los 2 μm) y el 67.50% a Limos (por arriba de los 2 μm), en la Tabla 5.14 observamos los resultados de la granulometría y en la Figura 5.15 vemos la caracterización de la fracción fina.

Tabla 5.14 Granulometría del suelo, Medellín.

No. de malla	Abertura nominal (mm)	% retenido	% más fino que
N° 4	4.75	0.00%	99.02%
N° 10	2	0.00%	99.02%
N° 20	0.85	0.00%	99.02%
N° 40	0.425	0.00%	99.02%
N° 60	0.25	0.90%	98%
N° 100	0.15	0.89%	97.23%
N° 200	0.075	2.91%	94.32%
	0.0241	12.11%	82.21%
	0.0200	2.32%	79.89%
	0.0159	3.13%	76.76%
	0.0116	6.99%	69.77%
	0.0097	3.13%	66.63%
	0.0068	7.02%	59.61%
<i>FINOS</i>	0.0052	6.24%	53.38%
	0.0038	7.83%	45.54%
	0.0031	3.89%	41.66%
	0.0029	1.55%	40.11%
	0.0012	7.60%	32.50%
	0.0007	6.68%	25.82%
	0.0006	1.65%	24.17%

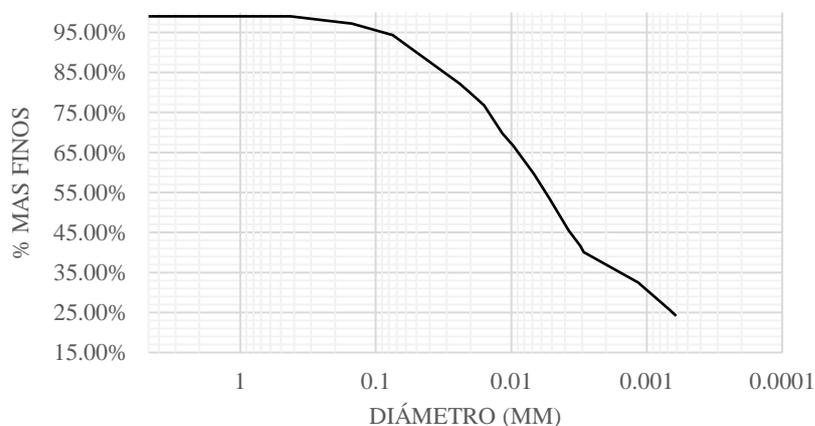


Figura 5.15. Granulometría del suelo, Medellín

5.3.2 Propiedades de plasticidad.

Al igual que en el suelo de Jurica, una vez caracterizado del suelo se prosiguió a realizar las pruebas de plasticidad del suelo para observar su comportamiento mecánico. En la Tabla 5.15 podemos ver los resultados obtenidos de esta prueba para el suelo de Medellín y en la Figura 5.16 observamos donde se coloca en la carta de plasticidad de la SUCS, vemos que se encuentra en la zona de limos de alta plasticidad muy pegado a la línea que separa a los limos de alta plasticidad de los de baja plasticidad.

Tabla 5.15 Propiedades de plasticidad del suelo, Medellín.

Muestra	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico	Contracción Lineal	Clasificación SUCS
Suelo Medellín	52.58%	32.28%	20.30%	19.69%	MH

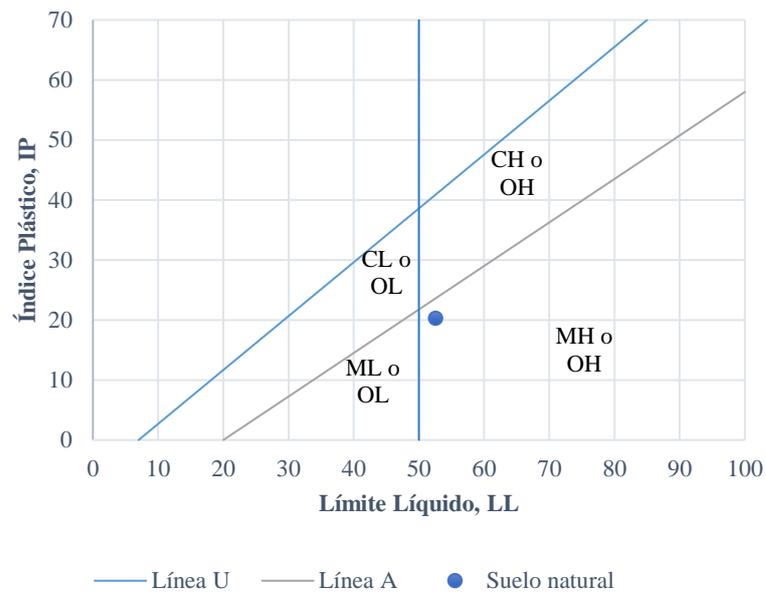


Figura 5.16. Carta de plasticidad SUCS ASTM D2487, , Medellín.

5.3.3 Resistencia a la compresión simple No Confinada y Capacidad de Carga.

Los resultados de las pruebas de Compresión Simple No Confinada para las probetas realizadas con el suelo de Medellín se explican en la Tabla 5.16, los cálculos y resultados extendidos se pueden ver en el Anexo E.

Se elaboraron probetas para medir su resistencia a la compresión simple. Se utilizaron probetas de suelo inalterado y remoldeado, así como mezclas con Óxido de Magnesio.

Los resultados de la Capacidad de Carga del suelo dependen del tipo de cimentación y se calculan con base en las ecuaciones de Terzaghi y Skempton explicados en el Capítulo 3. En la tabla 5.17 observamos los valores de la capacidad de carga del suelo calculados para una cimentación superficial continua (zapata corrida) acorde a los valores promedio obtenidos de las pruebas de compresión simple. Los cálculos están descritos en el Anexo E.

Tabla 5.16 Resistencia a la compresión simple del suelo Medellín.

<i>Muestra</i>	<i>Peso volum. seco (kg/m³)</i>	<i>Peso volum. Hum. (kg/m³)</i>	<i>Capacidad de Carga (kg/cm²)</i>	<i>Promedio (kg/cm²)</i>
<i>Suelo Natural - Inalterada</i>	<i>1.452</i>	<i>1.875</i>	<i>2.769</i>	<i>3.567</i>
<i>Suelo Natural - Probeta 1</i>	<i>1.458</i>	<i>1.866</i>	<i>4.364</i>	
<i>Suelo Natural + 6% MgOH - Probeta 1</i>	<i>1.458</i>	<i>1.891</i>	<i>5.307</i>	<i>5.601</i>
<i>Suelo Natural + 6% MgOH - Probeta 2</i>	<i>1.439</i>	<i>1.861</i>	<i>5.757</i>	
<i>Suelo Natural + 6% MgOH - Probeta 3</i>	<i>1.457</i>	<i>1.887</i>	<i>5.465</i>	
<i>Suelo Natural + 6% MgOH - Probeta 4</i>	<i>1.474</i>	<i>1.908</i>	<i>5.876</i>	
<i>Suelo Natural + 9% MgOH - Probeta 1</i>	<i>1.424</i>	<i>1.850</i>	<i>5.813</i>	<i>6.115</i>
<i>Suelo Natural + 9% MgOH - Probeta 2</i>	<i>1.462</i>	<i>1.892</i>	<i>5.909</i>	
<i>Suelo Natural + 9% MgOH - Probeta 3</i>	<i>1.475</i>	<i>1.910</i>	<i>6.070</i>	
<i>Suelo Natural + 9% MgOH - Probeta 4</i>	<i>1.472</i>	<i>1.904</i>	<i>6.667</i>	
<i>Suelo Natural + 12% MgOH - Probeta 1</i>	<i>1.227</i>	<i>1.905</i>	<i>6.440</i>	<i>6.523</i>
<i>Suelo Natural + 12% MgOH - Probeta 2</i>	<i>1.019</i>	<i>1.893</i>	<i>6.426</i>	
<i>Suelo Natural + 12% MgOH - Probeta 3</i>	<i>1.490</i>	<i>1.927</i>	<i>6.989</i>	
<i>Suelo Natural + 12% MgOH - Probeta 4</i>	<i>1.490</i>	<i>1.927</i>	<i>6.239</i>	

Tabla 5.17 Capacidad de carga para una cimentación continua, Medellín.

Muestra	Terzaghi (kg/cm ²)	Skempton (kg/cm ²)
Suelo Natural	10.315	10.672
Suelo Natural + 6% MgOH	16.114	16.674
Suelo Natural + 9% MgOH	17.579	18.190
Suelo Natural + 12% MgOH	18.745	19.397

5.3.4 Medición de expansión del suelo.

Para poder calcular la expansión volumétrica y la presión de expansión del suelo se procedió a realizar el Método A de la ASTM-D 4546-08 con el cual, primero, se coloca una carga de 1 kPa para después proceder a su hidratación para inducir la expansión y posteriormente someterlo a cargas para observar el comportamiento del suelo y mediante el método gráfico calcular la presión de expansión que es el valor que se alcanza en la gráfica cuyo la relación de vacíos (e) es igual a la presentada cuyo el suelo fue sometido a su carga de sitio.

Las muestras analizadas se pueden ver en la Tabla 5.18 en la que se usó una muestra remoldeada de suelo y una muestra remoldeada con 9% de MgO. En la Figura 5.17 podemos ver como fue el comportamiento expansivo de las muestras a lo largo del tiempo.

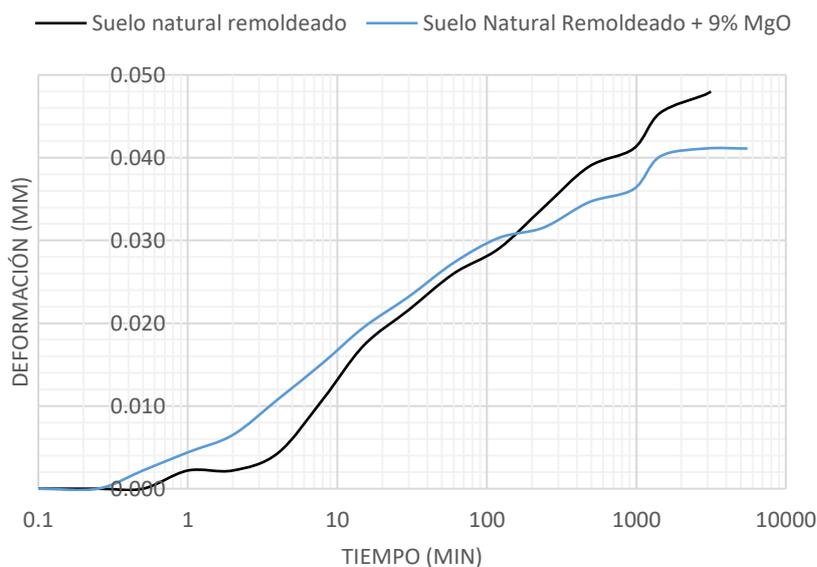


Figura 5.17. Pruebas de expansión, Medellín.

Tabla 5.18 Resultados de las pruebas oedométricas, Medellín.

<i>Muestra</i>	<i>Porcentaje de humedad w %</i>	<i>Expansión: carga de sitio de 1 kPa (%)</i>	<i>Presión de Expansión: carga de sitio de 1 kPa (kPa)</i>
<i>Suelo natural remoldeado</i>	20.20%	1.92%	23
<i>Suelo natural remoldeado + 9% de MgO</i>	20.20%	1.64%	13

De la tabla 5.18 podemos observar que el suelo de Medellín no presentaba características expansivas graves, aun así al adicionar MgO se pudo observar que hubo un decremento en la expansión volumétrica así como en la presión de expansión del suelo. Por otra parte al igual que en el suelo de Jurica observamos que la expansión tomó más tiempo en presentarse en presencia del MgO.

5.4 Cálculo de la predicción de expansión volumétrica.

Los reglamentos de construcción tienen valores de asentamientos permisibles para cimentaciones superficiales de 5.00 cm para cimentaciones en ausencia de colindancias y de 2.50 cm para cimentaciones con presencia de colindancias (RCDF), podemos asumir que estas limitaciones también son aplicables para expansiones en las cimentaciones.

En la tabla 5.19 vemos el resumen de los cálculos para la predicción de la expansión volumétrica. Los cálculos pueden verse en el anexo G.

Podemos observar que los datos obtenidos de ambos cálculos son distintos entre sí, aun así podemos ver claro que si la cimentación propuesta en este suelo se encuentra con colindancias solamente pocas de las configuraciones cumplirían con el reglamento de construcción.

Observamos que al tratar el suelo con MgO y colocando una carga el abatimiento de la expansión entra en los límites permisibles del reglamento.

Tabla 5.19 Resumen de los cálculos de la predicción de expansión volumétrica

<i>Cálculo de la predicción de expansión volumétrica según las pruebas del oedómetro. (Uso del Cs)</i>		<i>Cálculo de la predicción de expansión usando los datos obtenidos con la gráfica del doble oedómetro. (Uso del CH)</i>	
	$\Sigma\rho$ (cm)		$\Sigma\rho$ (cm)
<i>Suelo con carga de sitio de 11 kPa, sin carga estructural ni aditivo</i>	5.67	<i>Suelo con carga de sitio de 11 kPa, sin carga estructural ni aditivo</i>	3.33
<i>Capa de tepetate de 1.00m y suelo con carga de sitio de 11 kPa, sin carga estructural ni aditivo</i>	4.0		
<i>Suelo con carga de sitio de 11 kPa, carga estructural de 27 kPa y sin aditivo</i>	3.4	<i>Suelo con carga de sitio de 11 kPa, carga estructural de 27 kPa y sin aditivo</i>	2.78
<i>Capa de tepetate de 1.00m y suelo con carga de sitio de 11 kPa, carga estructural de 27 kPa y sin aditivo</i>	1.8		
<i>Suelo moldeado con carga de sitio de 11 kPa y 8% de MgO</i>	0.5	<i>Suelo moldeado con carga de sitio de 11 kPa y 8% de MgO</i>	1.06

5.4.1 Cálculo de la predicción de expansión volumétrica según las pruebas del oedómetro. (Uso del C_s)

Para el cálculo de la predicción de expansión volumétrica se utilizaron las ecuaciones propuestas en la fundamentación teórica (Capítulo 3, Sección 3.2.2) y se proponen cinco escenarios distintos.

- Cálculo de la expansión del suelo en estado natural e inalterado. (Natural y con plataforma de tepetate de 100 cm)
- Cálculo de la expansión del suelo en estado natural y con una carga simulada de 27 kPa. (Natural y con plataforma de tepetate de 100 cm)
- Cálculo de la expansión del suelo remoldeado con 8% de MgO.

5.4.1.1 Cálculo de la presión de expansión a volumen constante σ_{cv}

Utilizando la Ecuación 3.2 podemos obtener el valor de la presión de expansión a volumen constante utilizando la presión de expansión de una prueba de expansión con el oedómetro. Los cálculos para los 3 estratos se muestran en la Tabla 5.20

Tabla 5.20 Valores de σ_{cv} con base en σ_{sc} obtenido de la prueba de oedómetro

Cálculo de σ_{cv1}		Cálculo de σ_{cv1}		Cálculo de σ_{cv1}	
Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.29	Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.52	Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.345
Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.100	Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.180	Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.11732
m	0.1	m	0.1	m	0.1
σ_{cv}	1.723	σ_{cv}	1.982	σ_{cv}	1.786

5.4.2 Cálculo de la predicción de expansión usando los datos obtenidos con la gráfica del doble oedómetro. (Uso del CH)

Para el cálculo de la predicción de expansión volumétrica se utilizaron las ecuaciones propuestas en la fundamentación teórica (Capítulo 3, Sección 3.2.3) y se proponen tres escenarios distintos para compararlos con los resultados obtenidos en la sección anterior:

- Cálculo de la expansión del suelo en estado natural e inalterado.
- Cálculo de la expansión del suelo en estado natural y con una carga simulada de 27 kPa.
- Cálculo de la expansión del suelo remoldeado con 8% de MgO.

5.5 Cálculo de una cimentación superficial continua.

Una vez conocida la presión de expansión del suelo (Sección 5.2.5) 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 5.18.

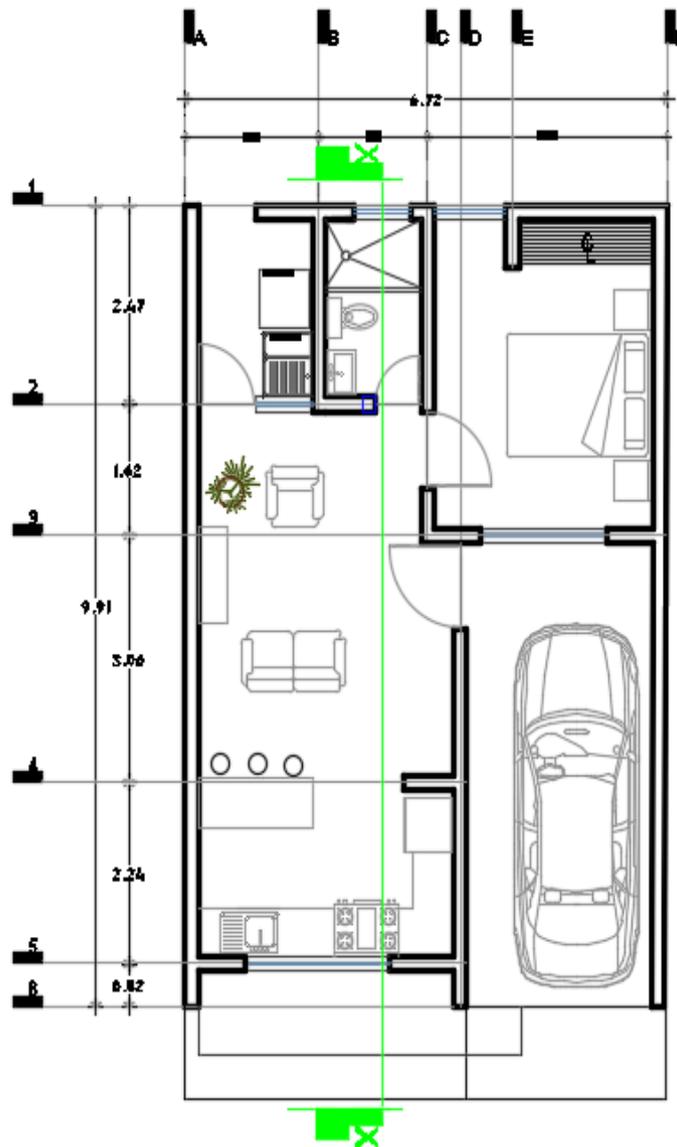


Figura 5.18 Planta de edificación de 1 nivel.

En el anexo H, se muestra toda la memoria de cálculo para la bajada de cargas que da como resultado la Tabla 5.21

Tabla 5.21. Peso que carga la zapata por muro y por losa

<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Peso por cada metro muro (Kg/m)</i>	<i>Peso que carga la zapata por losa (Kg/m)</i>	<i>Peso que carga la zapata total (Kg/m)</i>	<i>Peso que carga la zapata total (Ton/m)</i>
A	01-jun	9.91	896.639	1198.35	2094.99	2.095
F	01-jun	9.91	896.639	1243.23	2139.867	2.14
B	01-feb	2.37	896.639	596.8	1493.442	1.493
C	01-mar	4.09	881.558	1007.173	1888.731	1.889
D	03-jun	5.82	886.041	1415.084	2301.125	2.301
1	A-F	6.72	885.114	832.22	1717.335	1.717
2	A-C	3.38	862.062	884.22	1746.279	1.746
3	C-F	3.41	858.503	794.08	1652.584	1.653
4	B'-D	0.79	896.639	0	896.639	0.897
5	A-C	3.38	878.344	1099.88	1978.22	1.978

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

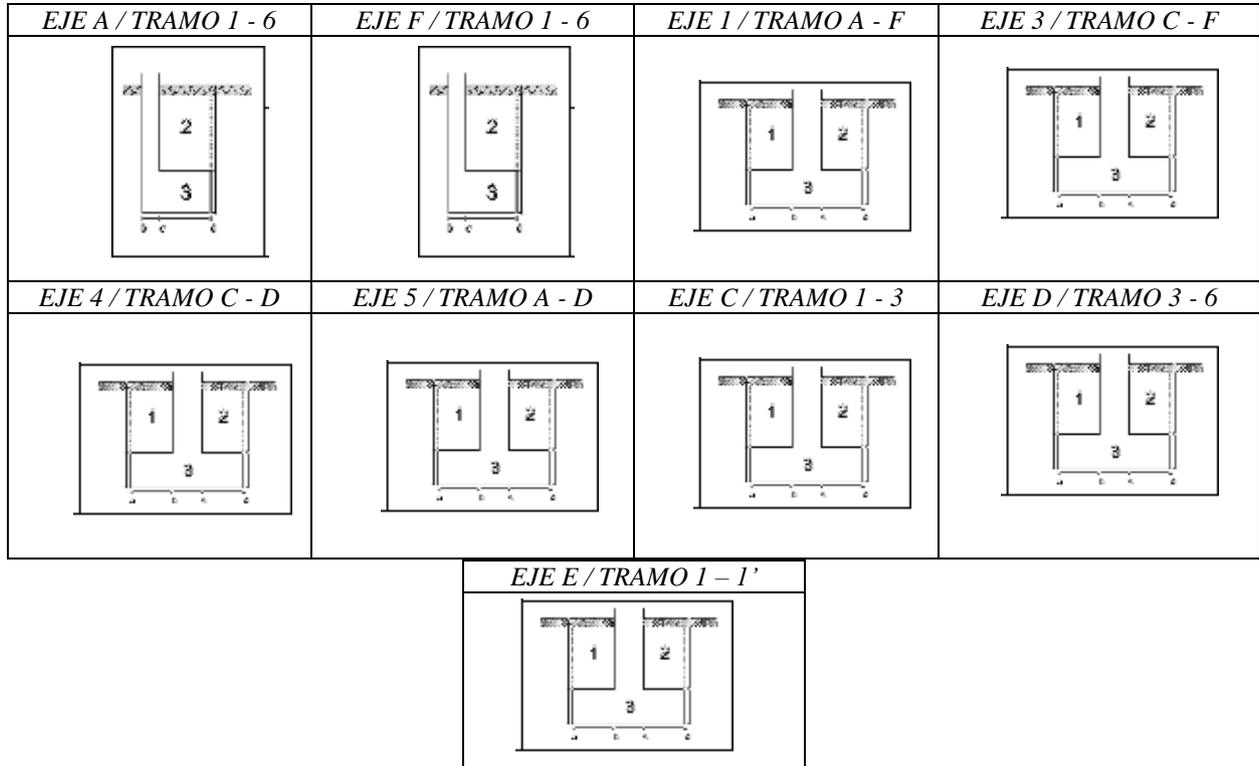


Figura 5.19 Tipo de zapatas a diseñar.

5.5.1 Zapata con problemas de lindero

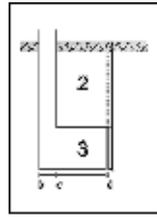


Figura 5.20 Propuesta de zapata corrida sin problemas de lindero

Se tomara como ejemplo las zapatas comprendidas, en el eje A tramo 1-6 y eje F tramo 1-6 el reglamento tomado será el del ACI, (ACI 318SR-05). Se utilizaron las ecuaciones desde la 3.12 hasta la 3.28 para los siguientes cálculos.

Tabla 5.22. Datos del eje A y tramo 1-6

<i>Eje A</i>	
<i>Tramo 1-6 (m)</i>	9.91
<i>Datos</i>	
<i>Peso volumétrico del suelo W_t (Ton / m³)</i>	1.78
<i>Esfuerzo del suelo σ_t (Ton/m²)</i>	4.74
<i>Profundidad (Ht) (m)</i>	0.3
<i>Carga W zapata (carga) (Ton / m)</i>	2.095
<i>f_c (Kg/m²)</i>	200
<i>f_y (Kg/m²)</i>	4000
<i>(u)</i>	2
<i>ϕ Corte</i>	0.85
<i>ϕ Flexión</i>	0.9
<i>Recubrimiento r (cm)</i>	0.05
<i>Distancia de (b-c) (m)</i>	0.2
<i>Distancia de (c-d) (m)</i>	0.3
<i>Altura del bloque (3)</i>	0.6
<i>Altura del bloque (2)</i>	0.3
<i>Base cimentación (1 ml)</i>	9.91
<i>L = Ancho de la zapata</i>	0.5
<i>d = Altura del bloque 3 - r</i>	55

5.5.2 Zapata corrida sin problemas de lindero

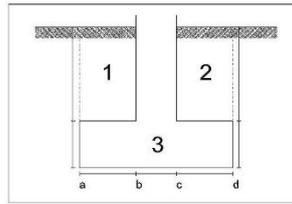


Figura 5.21. Propuesta de zapata corrida sin problemas de lindero.

Tabla 5.23. Datos del eje C y tramo 1-3

<i>Eje C</i>	
<i>Tramo 1-3 (m)</i>	4.09
<i>Datos</i>	
<i>Peso volúmetrico del suelo W_t (Ton / m³)</i>	2.35
<i>Esfuerzo del suelo σ (Ton/m²)</i>	13.91
<i>Profundidad (Ht) (m)</i>	0.3
<i>Carga W zapata (carga) (Ton / m)</i>	1.889
<i>f_c (Kg/m²)</i>	200
<i>f_y (Kg/m²)</i>	4000
<i>(u)</i>	2
<i>ϕ Corte</i>	0.85
<i>ϕ Flexión</i>	0.9
<i>Recubrimiento r (cm)</i>	0.05
<i>Distancia de (a-b) (m)</i>	0.15
<i>Distancia de (b-c) (m)</i>	0.2
<i>Distancia de (c-d) (m)</i>	0.15
<i>Altura del bloque (1)</i>	0.3
<i>Altura del bloque (3)</i>	0.6
<i>Altura del bloque (2)</i>	0.3
<i>Base cimentación (1 ml)</i>	1
<i>L = Ancho de la zapata</i>	0.5
<i>d = Altura del bloque 3 - r</i>	55

Los cálculos para obtener la Tabla 5.24 se muestran en el Anexo F y muestran a detalle según las ecuaciones de la sección 3.2.1 y 3.2.2.

Tabla 5.24. Resultado y propuesta de cimentación corrida.

<i>Eje</i> <i>Tramo</i>	<i>A</i> <i>1-6</i>	<i>F</i> <i>1-6</i>	<i>B</i> <i>1-2</i>	<i>C</i> <i>1-3</i>	<i>D</i> <i>3-6</i>	<i>1</i> <i>A-F</i>	<i>2</i> <i>A-C</i>	<i>3</i> <i>C-F</i>	<i>4</i> <i>B'-D</i>	<i>5</i> <i>A-C</i>
<i>Largo (m)</i>	9.91	9.91	2.37	4.09	5.82	6.72	3.38	3.41	0.79	3.38
<i>Profundidad Ht (m)</i>	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.3
<i>Carga Wzapata (carga) (Ton/m) =</i>	2.0950	2.1399	1.4934	1.8887	2.3011	1.7173	1.7463	1.6526	0.8966	1.9782
<i>Recubrimiento (cm)</i>	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
<i>Distancia de (a-b)(m) =</i>	-	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	-
<i>Distancia de (b-c) (m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>Distancia de (c-d) (m)</i>	0.3	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.3
<i>altura de bloque (1)</i>	-	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-
<i>altura de bloque (2)</i>	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
<i>altura de bloque (3)</i>	0.6	0.6	0.2	0.3	0.4	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>Área de acero (As) (cm²)</i>	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95	4.95
<i>Área de acero por temperatura (As) (cm²)</i>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
<i>Ancho</i>	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Con los datos de la tabla 5.24 y el análisis de la bajada de cargas se prosiguió a evaluar la presión que ejercía cada zapata sobre el terreno para poder compararla con la capacidad de carga que tenía el suelo. Este dato lo podemos ver en la tabla 5.25

Tabla 5.25. Presión ejercida por cada zapata sobre el terreno.

<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Longitud (m)</i>	<i>Peso por cada metro (Kg/m)</i>	<i>Peso que carga la zapata por losa (Kg/m)</i>	<i>Peso que carga la zapata total (Kg/m)</i>	<i>Peso que carga la zapata total (Ton/m)</i>	<i>Peso total (Ton)</i>	<i>Volumen de la zapata (m3)</i>	<i>Peso de la zapata (Ton)</i>	<i>Peso total mas zapata (Ton)</i>	<i>Área de la zapata (m2)</i>	<i>Presión (Ton/m2)</i>
A	1-6	9.91	896.639	1198.35	2095.0	2.095	20.761	1.489	3.574	24.335	4.955	4.91
F	1-6	9.91	896.639	1243.23	2139.9	2.14	21.206	3.568	8.562	29.768	4.955	6.01
B	1-2	2.37	896.639	596.80	1493.4	1.493	3.539	0.379	0.91	4.45	1.5405	2.89
C	1-3	4.09	881.558	1007.17	1888.7	1.889	7.725	0.859	2.061	9.786	2.6585	3.68
D	3-6	5.82	886.041	1415.08	2301.1	2.301	13.393	1.513	3.632	17.024	3.783	4.5
1	A-F	6.72	885.114	832.22	1717.3	1.717	11.54	2.083	5	16.54	4.368	3.79
2	A-C	3.38	862.062	884.22	1746.3	1.746	5.902	0.71	1.704	7.606	2.197	3.46
3	C-F	3.41	858.503	794.08	1652.6	1.653	5.635	0.716	1.719	7.354	2.2165	3.32
4	B'-D	0.79	896.639	0.00	896.6	0.897	0.708	0.126	0.303	1.012	0.5135	1.97
5	A-C	3.38	878.344	1099.88	1978.2	1.978	6.686	0.27	0.648	7.334	2.197	3.34

Comparando los resultados de la sección 5.3.3 observamos que ninguna de las cimentaciones corridas ejerce una presión mayor a la que soporta el suelo. Una vez conocidos estos datos se procede a evaluar la cimentación y hacer los cálculos pertinentes para un suelo expansivo acorde a las ecuaciones descritas en el capítulo 3 desde la 3.44 hasta la 3.54. Obteniendo la Tabla 5.26.

5.5.3 Cálculo del área de necesario para una cimentación sobre un suelo expansivo.

Tabla 5.26. Cálculo del área de acero para una cimentación sobre un suelo expansivo.

EJE	TRAMO	Q (KG)	w (kg/cm)	L (m)	B (cm)	Presión de expansión u (kg/cm ²)	Mu (kg - cm)	Peralte real	r	As (cm ²)	Estribos			Refuerzo				
											No.	D (cm)	No.	Diam. Var.-	No. Va	As v.p. (cm ²)	H---C. As v.p. (cm ²)	Mu (kg-cm)
A	1-6	24,335.43	24.556	9.91	50	2.825	2,490,468.71	60	5	13.34	3	0.9525	6	2.87	5	14.35	58.56	1,032,750.00
F	1-6	29,768.32	30.039	9.91	50	2.825	2,903,344.42	60	5	15.72	3	0.9525	5	1.99	8	15.92	58.19	2,340,900.00
B	1-2	4,449.54	18.774	2.37	50	2.825	114,296.84	20	5	2.25	3	0.9525	4	1.27	2	2.54	14.21	2,268,000.00
C	1-3	9,786.27	23.927	4.09	50	2.825	415,569.83	30	5	4.84	3	0.9525	4	1.27	4	5.08	24.37	2,187,000.00
D	3-6	17,024.23	29.251	5.82	50	2.825	982,030.77	40	5	8.25	3	0.9525	4	1.27	7	8.89	34.28	2,592,000.00
1	A-F	16,540.17	24.613	6.72	50	2.825	1,147,270.66	50	5	7.37	3	0.9525	4	1.27	6	7.62	40.21	2,511,000.00
2	A-C	7,605.94	22.503	3.38	50	2.825	270,156.07	30	5	3.75	3	0.9525	4	1.27	3	3.81	20.23	2,268,000.00
3	C-F	7,353.95	21.566	3.41	50	2.825	265,603.26	30	5	3.75	3	0.9525	4	1.27	3	3.81	20.42	2,106,000.00
4	B'-D	1,011.71	12.806	0.79	50	2.825	9,084.79	20	5	2.25	3	0.9525	4	1.27	2	2.54	4.34	2,187,000.00
5	A-C	7,334.38	21.699	3.38	50	2.825	262,273.14	30	5	3.75	3	0.9525	4	1.27	3	3.81	20.23	2,592,000.00

6. CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES.

Es fundamental que se estudien a detalle los suelos donde se vaya a cimentar una estructura civil debido que, aun cuando se tenga información de los sitios circundantes, el suelo en el lugar puede tener alteraciones en sus propiedades mecánicas que no hayan sido evaluadas en estudios convencionales de mecánica de suelos.

El empleo de macro-minerales (concepto definido en esta investigación) ha sido ampliamente utilizado como estabilizante químico para arcillas expansivas en diferentes partes del mundo donde se han presentado problemas con tal clase de suelos y su interacción con las obras civiles. Es frecuente encontrar la aplicación de cationes, como: potasio, calcio, zinc y magnesio. El uso de estos macro-minerales depende de la disponibilidad de materiales en cada sitio, pero también de la curiosidad e interés del investigador o el propio constructor para proponer diferentes materiales como estabilizantes.

El presente trabajo de investigación ha tomado, como fundamentación teórica, los trabajos realizados a nivel internacional sobre arcillas expansivas, así como también los proyectos realizados con el suelo de Jurica (Querétaro, México) para enriquecer aún más el conocimiento sobre este suelo en específico, elegido como caso de estudio.

El suelo de Jurica, en efecto, presenta características muy expansivas y es por eso que se han desarrollado varios trabajos de investigación en la Universidad Autónoma de Querétaro para analizar sus propiedades y comportamiento en diferentes épocas del año, además de proponer técnicas de tratamientos físicos, mecánicos y químicos tendientes a evaluar su desempeño. Con los resultados de esta investigación, se ha logrado caracterizar la arcilla de Jurica con una predominancia del mineral montmorillonita, del tipo cálcica, si bien no tan problemática como una sódica pero que sí presenta altos índices de expansión.

El empleo del óxido de magnesio (MgO) había sido propuesto sólo en una investigación precedente (Ureña *et al.*, 2013) en la que los autores señalan haber estabilizado arcilla con presencia de montmorillonita sódica. Aunque la naturaleza mineralógica era distinta a la del suelo de Jurica, en este trabajo se han obtenido resultados positivos del mismo orden que en la investigación mencionada. De inicio, las características microscópicas del suelo se vieron afectadas por la aplicación del MgO, pues esto modificó el tamaño de partícula del mismo y en consecuencia significó una mejora en cuanto a sus características a macro escala.

El desbalance de cargas eléctricas, la presencia de arcillas cálcicas y la capacidad de intercambio catiónico (CIC) propician la naturaleza expansiva en este tipo de suelos. Con la acción del MgO, el pH del suelo se modifica y es por esto que el cambio en el llamado *primer pico* de montmorillonita pueda ser atribuido a los intercambios que suceden entre los distintos cationes, como Ca^{2+} , Mg^{2+} o K^+ . Este intercambio reduce el espacio inter-laminar, lo que lleva a tener estructuras más estables que se pueden comportar como partículas más grandes y homogéneas, según se ha podido observar en imágenes diversas obtenidas mediante microscopía electrónica.

Por su parte, el hecho de que en los resultados del DRX hubiera un pico en el ángulo 2θ , con un valor de 19.5° , indica que también podría haber presencia del mineral illita que, en combinación con el cuarzo, disminuyen las características expansivas del suelo. Estos minerales también disminuyen la CIC, lo que genera un suelo con más estabilidad al momento de ceder sus cationes adsorbidos entre las partículas de arcilla.

Estas propiedades microscópicas modifican los resultados observables a mayor escala. En primera instancia, los valores de plasticidad del suelo mejoran, disminuyendo los valores del llamado *límite líquido* del suelo hasta en un 16% mientras que en las pruebas del oedómetro se ha observado que la adición de MgO disminuye el potencial expansivo de las arcillas de Jurica.

Es interesante advertir que al someter el suelo adicionado con MgO a una carga inducida que simula el peso de una estructura, disminuye el potencial expansivo del mismo a valores prácticamente nulos. Tal resultado permite recomendar que se haga un estudio más detallado de la relación “carga estructural-contenido de MgO” para determinar la dosificación óptima.

Otro resultado obtenido de las pruebas en el oedómetro ha sido que la expansión volumétrica del suelo tardaba mucho más tiempo en presentarse con la presencia del MgO. Tal característica podría ser de ayuda cuando se presentan problemas con los suelos expansivos al momento que ocurren cambios en el contenido de agua. Al tardar más tiempo en presentarse el proceso de expansión, se tiene mayor oportunidad para que las condiciones de humedad alrededor del suelo vuelvan a un estado previo antes de que comience dicho proceso.

Otro de las características estudiadas ha sido si la adición del MgO, además de disminuir el potencial expansivo, podría mejorar la capacidad de carga del suelo. Las arcillas no saturadas normalmente no presentan problemas de capacidad de carga, propiedad que por cierto fue evaluada en un suelo de Medellín (Colombia) con alto contenido de finos, si bien con más limos

que arcillas. Después de realizar las pruebas a diferentes dosificaciones de MgO, se observó que las propiedades de resistencia a la compresión simple aumentaron hasta un 57% con la adición de sólo un 6% de MgO. Tal resultado es alentador y abre la posibilidad de estudiar con detalle las ventajas que puede ofrecer este aditivo para mejorar suelos con problemas de capacidad de carga. Se encontró también que el suelo de Medellín tuvo valores mínimos de expansión volumétrica y presión de expansión, parámetros que disminuyeron, aun así, con la adición de MgO.

Además de la fase experimental, se han realizado cálculos sobre la expansión que podrían tener los suelos estudiados. En la tabla 2.3 se observa que los valores del contenido de agua no disminuyen de 15% (aún en los meses más secos del año) por lo que haber realizado las pruebas de expansión a un suelo inalterado, con un contenido de agua cercano al 15%, ha permitido simular la expansión del caso más crítico. Ha sido interesante observar que, según los cálculos, la arcilla podría llegar a tener expansiones mayores de 6 cm. Los reglamentos de construcción, de hecho, especifican cuáles son las tolerancias máximas para asentamientos en cimentaciones (de 5 cm para cimentaciones sin colindancias y 2.5 cm con colindancias) pero no indican cuáles son las tolerancias máximas en caso de una expansión. Si se admite la misma regla en el otro sentido, es evidente que no se podría construir una cimentación ligera sobre este tipo de suelos, por exceder los límites reglamentarios. Sin embargo, al tratar el suelo con MgO y observar que su expansión disminuye a no más de 0.50 cm, se logra tener un suelo adecuado para edificar dicha cimentación.

7. CAPÍTULO VII. REFERENCIAS

ASTM D2166-66. Standard test methods for non-confined compressive strength of cohesive soils.

ASTM D-4829. Standard Test Method for Expansive Index of Soils

ASTM D 2216 – 10 : Standard Test Methods For Laboratory Determination Of Water (Moisture) Content Of Soil Y Rock By Mass

ASTM D 422-66 : Standard Test Method For Particle-Size Analysis Of Soils

ASTM D 854 – 10 : Standard Test Method For Specific Gravity Of Soils Solids By Water Pycnometer

ASTM D 1140 – 00 : Standard test methods for amount of material in soils finer than no. 200 (75- μ m) sieve1

ASTM D 2435 – 96: Standard Test Methods For One-Dimensional Consolidation Properties Of Soils

ASTM D4318 – 10 : Standard Test Methods For Liquid Limit, Plastic Limit, Y Plasticity Index Of Soils

ASTM D 2166 – 06 : Standard Test Methods For Unconfined Compressive Strength Of Cohesive Soil

ASTM D 3080-03 : Standard Test Methods For Direct Shear Tes Of Soils Under Consolidated Conditions

Bell, F.G. & Culshaw, M.G. 2001. Problem Soils: A review from a British perspective. Problematic soils symposium, Nottingham (I.Jefferson, E.J.Murray, E.Faragher y P.R.Fleming, eds), Nov. 2001, 1-35.

Chen, F.H. 1988. Foundations on expansive soils. Elsevier, Amsterdam, the Netherlys.

Cheney, J.E. 1986. 25 years' heave of a building constructed on clay, after tree removal. Ground Engineering. July, 1988. 13-27

(UWE), U. of W. E. 2000. Foundations. Available from: <http://environment.uwe.ac.uk/geocal/foundations/Fountype.htm>

Álvarez Ávila, M. d. 1976. El efecto del Ph sobre capacidad de intercambio cationico

en los suelos salino sodicos del vaso del ex-Lago de Texcoco. Universidad Nacional Autónoma de México.

Baeza Campuzano, A. J. 2012. DISEÑO DE ZAPATAS CONTINUAS DE CIMENTACIÓN SOBRE SUELOS EXPANSIVOS MEDIANTE LA METODOLOGÍA LYTTON-MITCHELL, CASO QUERÉTARO. Universidad Autónoma de Querétaro.

Buckman, H., y N. Brady. 1966. The Nature y Properties of Soils. In: Nabu Press; 6th edition. p. 980.

Cabrera Arvizu, O. 2001. Determinación de la expansión volumétrica por hidratación en un suelo expansivo y su influencia en el análisis y diseño de cimentaciones. Universidad Autónoma de Querétaro.

Del Castillo, R. 2005. La ingeniería de suelos. Noriega Editores.

Dang, L. C., B. Fatahi, y H. Khabbaz. 2016. Behaviour of Expansive Soils Stabilized with Hydrated Lime y Bagasse Fibres. *Procedia Eng.* 143:658–665. doi:10.1016/j.proeng.2016.06.093.

Dayioglu, M., B. Cetin, y S. Nam. 2017. Stabilization of expansive Belle Fourche shale clay with different chemical additives. *Appl. Clay Sci.* 146:56–69. doi:10.1016/j.clay.2017.05.033.

Driscoll, R. M. C., y C. Crilly. 2000. Subsidence Damage to Domestic Buildings: Lessons Learned y Questions Remaining. 1^o Edición. IHS BRE Press, Bracknell, United Kingdom.

Estabragh, A. R., M. R. S. Pereshkafti, B. Parsaei, y A. A. Javadi. 2013. Stabilised expansive soil behaviour during wetting y drying. *Int. J. Pavement Eng.* 14:418–427. doi:10.1080/10298436.2012.746688.

Galaviz González, J. 2013. PREDICCIÓN DE ASENTAMIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES MEDIANTE ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO EXPANSIVO-ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN. Universidad Autónoma de Querétaro.

Hasan, H., L. Dang, H. Khabbaz, B. Fatahi, y S. Terzaghi. 2016. Remediation of Expansive Soils Using Agricultural Waste Bagasse Ash. *Procedia Eng.* 143:1368–1375. doi:10.1016/j.proeng.2016.06.161.

Hatmoko, J. T., y H. Suryadharma. 2017. Shear Behavior of Calcium Carbide Residue - Bagasse Ash Stabilized Expansive Soil. *Procedia Eng.* 171:476–483. doi:10.1016/j.proeng.2017.01.359.

Hausmann, M. N. 1989. *Engineering Principles of Ground Modification*. McGraw-Hill Companies, California.

Holly, J. E., y C. E. Lawrence. 1980. Seasonal heave of Australian clay soil. In: 4 th International Conference on Expansive Soils,. Denver, Colorado. p. 19.

Jamsawang, P., N. Nuansrithong, P. Voottipruex, S. Songpiriyakij, y P. Jongpradist. 2017. Laboratory investigations on the swelling behavior of composite expansive clays stabilized with shallow y deep clay-cement mixing methods. *Appl. Clay Sci.* 148:83–94. doi:10.1016/j.clay.2017.08.013.

Jones, L. D., y I. Jefferson. 2012. *Expansive Soils*. Inst. Civ. Eng. Manuals Ser. 1–46.

Juárez Badillo, E., y A. Rico Rodríguez. 1973a. *MECÁNICA DE SUELOS*. T. 01. Editorial Limusa.

Juárez Badillo, E., y A. Rico Rodríguez. 1973b. *MECÁNICA DE SUELOS*. T.02. Editorial Limusa, México.

Kalinsky, M. E. 2006. *Soil Mechanics Lab Manual*. (Wiley, editor.).

Karatai, T. R., J. W. Kaluli, C. Kabubo, y G. Thiong’O. 2017. Soil Stabilization Using Rice Husk Ash y Natural Lime as an Alternative to Cutting y Filling in Road Construction. *J. Constr. Eng. Manag.* 143:4–8. doi:10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0001235.

Kemp, S. J., R. J. Merriman, y J. E. Bouch. 2005. Clay mineral reaction progress – the maturity y burial history of the Lias Group of Engly y Wales. *Mineral. Soc.* 49. doi:http://dx.doi.org/10.1180/0009855054010154.

de la Llata G., R. 2002. *Uso Actual y Potencial del Suelo en los Municipios Conurbados de Querétaro*. CONCYTEQ, Querétaro, México.

Latifi, N., C. L. Meehan, M. Z. A. Majid, y S. Horpibulsuk. 2016. Strengthening montmorillonitic y kaolinitic clays using a calcium-based non-traditional additive: A micro-level study. *Appl. Clay Sci.* 132–133:182–193. doi:10.1016/j.clay.2016.06.004.

Latifi, N., A. S. A. Rashid, S. Siddiqua, y S. Horpibulsuk. 2015. Micro-structural analysis of strength development in low- y high swelling clays stabilized with magnesium

chloride solution - A green soil stabilizer. *Appl. Clay Sci.* 118:195–206. doi:10.1016/j.clay.2015.10.001.

López-Lara, T., J. B. Hernández-Zaragoza, J. Horta-Rangel, E. Rojas-González, S. López-Ayala, y V. M. Castaño. 2017. Expansion reduction of clayey soils through Surcharge application y Lime Treatment. *Case Stud. Constr. Mater.* 7:102–109. doi:10.1016/j.cscm.2017.06.003.

López Lara, T. 1995. Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas expansivas de Jurica, Querétaro. Universidad Autónoma de Querétaro.

Miao, S., D. Ph, Z. Shen, X. Wang, F. Luo, D. Ph, X. Huang, D. Ph, C. Wei, y D. Ph. 2017. Stabilization of Highly Expansive Black Cotton Soils by Means of Geopolymerization. *J. Mater. Civ. Eng.* 29:1–9. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002023.

Mitchell, J. K., y K. Soga. 2005. *Fundamentals of Soil Behavior*. 3rd Editio. (2013. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons, editor.). Hoboken, N.J.

Moore, D. M., y R. C. J. Reynolds. 1997. *X-ray diffraction y the identification y analysis of clay minerals*. Second edi. Oxford University Press, Oxford.

Mosa, A. M., A. H. Taher, y L. A. Al-Jaberi. 2017. Improvement of poor subgrade soils using cement kiln dust. *Case Stud. Constr. Mater.* 7:138–143. doi:10.1016/j.cscm.2017.06.005.

Nelson, J. D., C. Kuo Chie, D. D. Overton, y E. J. Nelson. 2015. *Foundation Engineering for Expansive Soils*. Wiley; 1 edition (February 9, 2015).

Nelson, J., y D. J. Miller. 1992. *Expansive Soils: Problems y Practice in Foundation y Pavement Engineering* Title. John Wiley & Sons, INC, New York, USA.

Pérez Rea, L., y O. Cabrera. 2002. Predicción de la deformación volumétrica por hidratación en un suelo expansivo.

Puppala, A. J., S. Saride, E. Archeewa, L. R. Hoyos, y S. Nazarian. 2009. **RECOMMENDATIONS FOR DESIGN, CONSTRUCTION, Y MAINTENANCE OF BRIDGE APPROACH SLABS: SYNTHESIS REPORT**. Arlington, Texas.

Rajakumar, C., y T. Meenambal. 2015. Experimental Study of Bagasse Ash Utilisation for Road Application on Expansive Soil. *Nat. Environ. Pollut. Technol.* 14.

Ramana M., V., y P. Hari K. 2006. Stabilisation of expansive clay bed using calcium chloride solution. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Gr. Improv.* 39–46.

Rogers, J., R. Olshansky, y R. Rogers. 1985. DAMAGE TO FOUNDATIONS FROM EXPANSIVE SOILS. 6.

Rojas, E., D. Hurtado, A. Zepeda, M. De, L. Pérez, y U. A. De Querétaro. 2010. Desplome de un conjunto de edificios. El calvario de un propietario. 10.

Seed, H. B., R. J. Wookward, y R. Lundgren. 1964. CLAY MINERALOGICAL ASPECTS OF THE ATTERBERG LIMITS. *J. Soil Mech. Found. Div.* 90:107–131.

Skempton, A. W. 1953. The colloidal activity of clays. In: 3rd. Int. Conf. on Soil Mechanics. p. 57–61.

Turkoz, M., H. Savas, A. Acaz, y H. Tosun. 2014. The effect of magnesium chloride solution on the engineering properties of clay soil with expansive y dispersive characteristics. *Appl. Clay Sci.* 101:1–9. doi:10.1016/j.clay.2014.08.007.

Turkoz, M., y P. Vural. 2013. The effects of cement y natural zeolite additives on problematic clay soils. *Sci. Eng. Compos. Mater.* 20:395–405. doi:10.1515/secm-2012-0104.

Ureña, C., J. M. Azañón, F. Corpas, F. Nieto, C. León, y L. Pérez. 2013. Magnesium hydroxide, seawater y olive mill wastewater to reduce swelling potential y plasticity of bentonite soil. *Constr. Build. Mater.* 45:289–297. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.03.053.

Zeevaert, L. 1973. Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Illustrated. (V. N. Reinhold, editor.). Michigan, USA.

Zepeda G., J. A., Á. Trejo M., E. Rojas G., M. de la L. Pérez R., A. Pérez G., y T. López-Lara. 2004. Mecánica de Suelos No Saturados. In: J. A. Zepeda G., editor. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Querétaro, México. p. 251–279.

Zha, F., S. Liu, Y. Du, y K. Cui. 2008. Behavior of expansive soils stabilized with fly ash. *Nat. Hazards.* 47:509–523. doi:10.1007/s11069-008-9236-4.

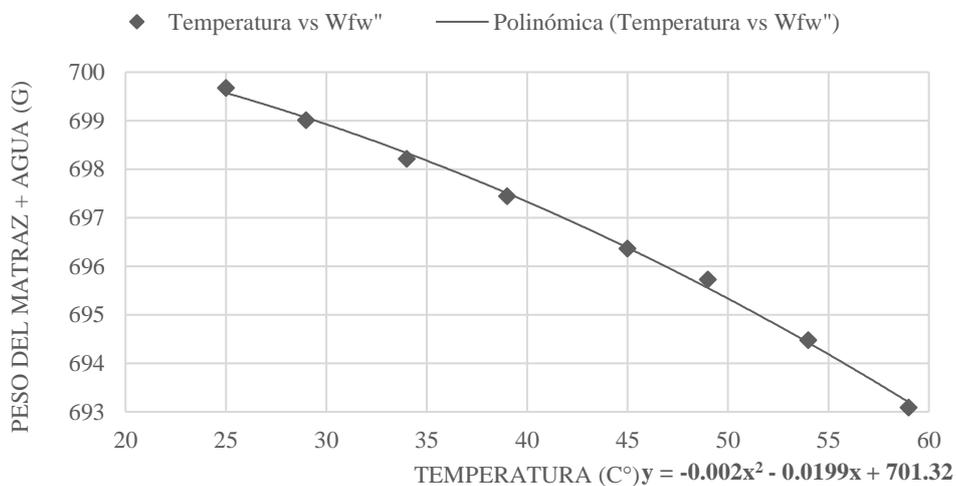
ANEXO A. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA. JURICA

A.1. Densidad Relativa de Sólidos (S_s)

CALIBRACIÓN DEL MATRAZ.

Temperatura (°C)	59	54	49	45	39	34	29	25
Peso Matraz (g)	693.1	694.5	695.7	696.4	697.5	698.2	699	699.7

CURVA DE CALIBRACIÓN DEL MATRAZ



DATOS OBTENIDOS DE LA PRUEBA

W_s	W_{fw}	W_{fws}	S_s
168.17	693.75	797.37	2.605

Dónde:

S_s = Peso específico Relativo de los Sólidos del Material

W_s = Peso del material secado al horno.

W_{fw} = Peso del matraz lleno con agua.

W_{fws} = Peso del matraz conteniendo al suelo y el agua hasta la marca de aforo.

A.2. Peso específico de la masa de suelo (γ_m)

POR INMERSIÓN EN AGUA, ENVUELTO EN PARAFINA.

W_m (g)	W_{m+p} (g)	$W_{m+p/s}$ (g)	γ_p (gr/cm ³)	γ_o (gr/cm ³)	V_p (g)	V_m (cm ³)	γ_m (gr/cm ³)	γ_m (ton/m ³)
77.70	87.00	33.16	0.96	1	9.69	44.15	1.79	1790.08

CONTENIDO DE AGUA

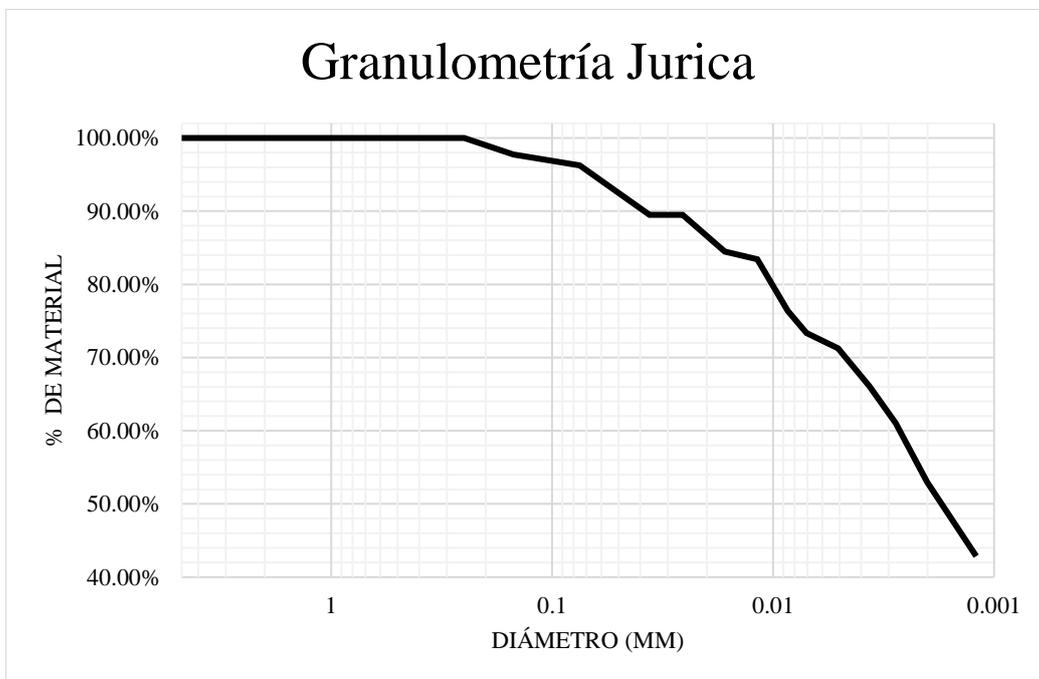
W_f	(g)	W_m+W_m (g)	W_m+W_s (g)	W_{agua} (g)	W_s (cm ³)	ω (%)
142.51		433.43	372.73	60.70	239.83	25.31%

MATERIAL MAS FINO QUE MALLA NO.200

W_o (g)	W retenido en malla 200 (g)	W que pasó malla 200 (g)	% de material fino
312.40	11.68	300.72	96.26%

A.3. Granulometría por mallas e hidrómetro.

No. de malla	Abertura nominal (mm)	% retenido	% más fino que
Nº 4	4.75	0.00%	100.00%
Nº 10	2	0.00%	100.00%
Nº 20	0.85	0.00%	100.00%
Nº 40	0.425	0.00%	100.00%
Nº 60	0.25	0.00%	100.00%
Nº 100	0.15	0.48%	97.75%
Nº 200	0.075	1.24%	96.26%
	0.0363	10.93%	89.52%
	0.0257	0.00%	89.52%
	0.0165	4.10%	84.46%
	0.0118	2.05%	83.45%
	0.0086	6.15%	76.38%
Finos	0.0071	2.05%	73.34%
	0.0051	4.16%	71.27%
	0.0037	4.21%	66.10%
	0.0028	2.05%	61.05%
	0.0020	5.12%	52.96%
	0.0012	10.25%	42.86%



A.4. Límites de Atterberg (Límites de consistencia).

.4.1. Límites de Atterberg. Suelo Natural.

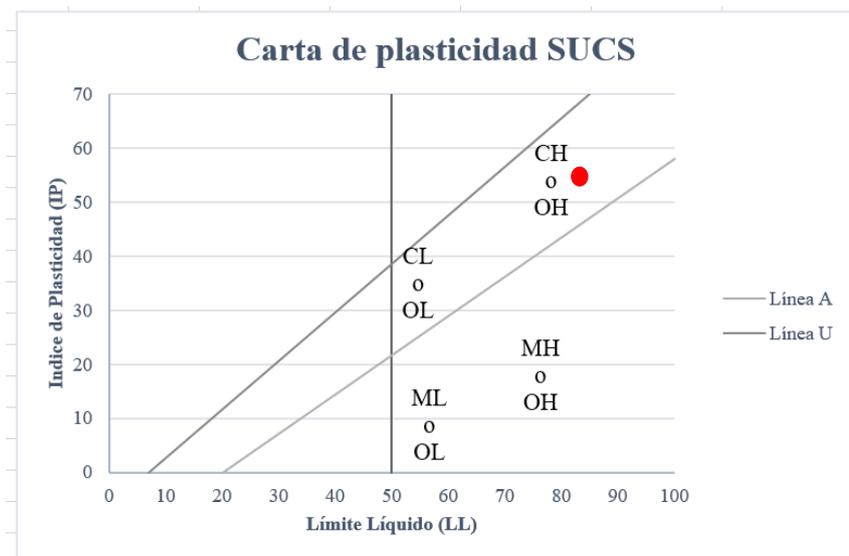
DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

No. De Golpes	W_{tara} (g)	$W_{tara+suelo\ húmedo}$ (g)	$W_{suelo\ húmedo}$ (g)	$W_{tara+suelo\ seco}$ (g)	$W_{suelo\ seco}$ (g)	W_{agua} (g)	% de humedad
10	124.1	147.5	23.4	136.26	12.16	11.24	92.43%
15	115.2	141.29	26.09	129.52	14.32	11.77	82.19%
20	119.6	144.7	25.1	133.6	14	11.1	79.29%
25	125.1	149.6	24.5	138.81	13.71	10.79	78.70%
30	125.3	147	21.7	137.49	12.19	9.51	78.01%
35	128.5	154.49	25.99	143.24	14.74	11.25	76.32%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W_{tara} (g)	$W_{tara+suelo\ húmedo}$ (g)	$W_{suelo\ húmedo}$ (g)	$W_{tara+suelo\ seco}$ (g)	$W_{suelo\ seco}$ (g)	W_{agua} (g)	% de humedad
20.7	27.4	6.7	25.8	5.1	1.6	31.37%

INDICE PLÁSTICO (LL - LP)	Longitud interna del molde (cm)	Longitud de la muestra de suelo (cm)	CL=	CLASIFICACIÓN SUCS
47.33%	9.9	7.95	19.70%	CH Arcilla de Alta plasticidad



A

A.4.1. Límites de Atterberg. Suelo Natural + 4% de MgO

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

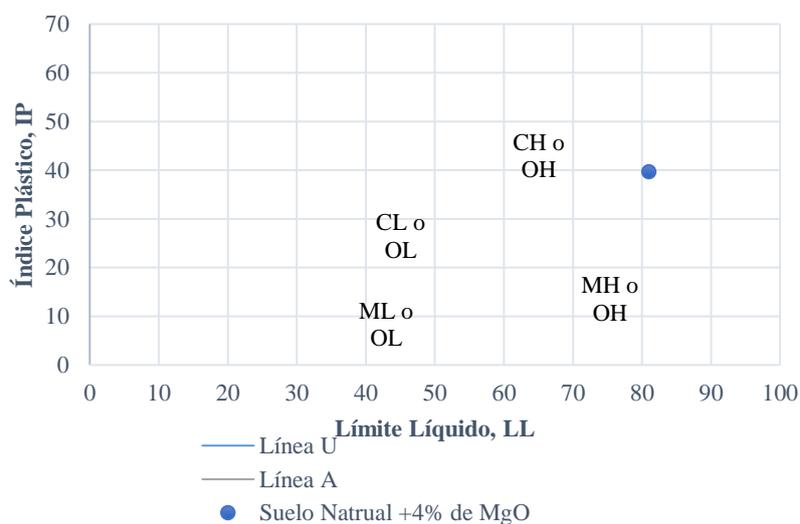
No. De Golpes	W tara (g)	W tara+suelo húmedo (g)	W suelo húmedo (g)	W tara+suelo seco (g)	W suelo seco (g)	W agua (g)	% de humedad
11	121	149.5	28.5	136.26	15.26	13.24	86.76%
20	126.1	150.9	24.8	139.67	13.57	11.23	82.76%
25	116	139	23	128.71	12.71	10.29	80.96%
30	117.8	144.1	26.3	132.59	14.79	11.51	77.82%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara (g)	W tara+suelo húmedo (g)	W suelo húmedo (g)	W tara+suelo seco (g)	W suelo seco (g)	W agua (g)	% de humedad
117.56	125.09	7.53	122.89	5.33	2.2	41.28%

INDICE PLÁSTICO (LL - LP)	Longitud interna del molde (cm)	Longitud de la muestra de suelo (cm)	CL=	CLASIFICACIÓN SUCS
39.68%	10.1662	8.024666667	21.07%	MH Limo de Alta plasticidad



A.4.3. Límites de Atterberg. Suelo Natural + 6% de MgO

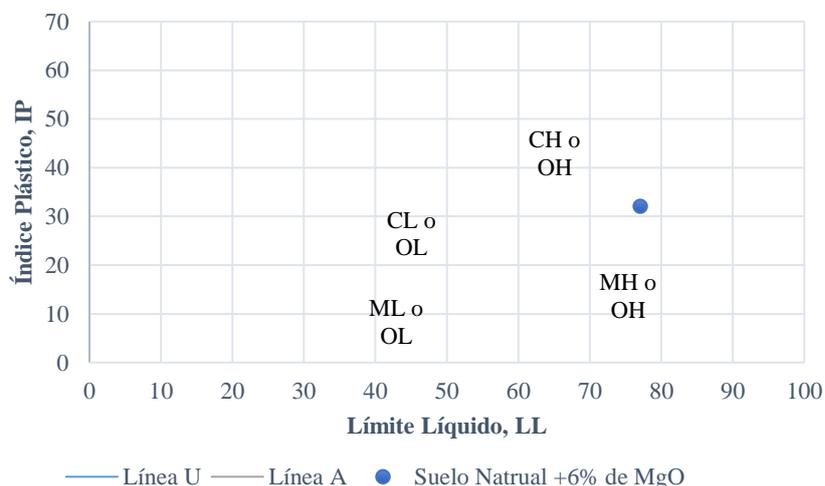
DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

No. De Golpes	W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
20	123.94	150.35	26.41	138.57	14.63	11.78	80.52%
25	123.87	149.47	25.6	138.33	14.46	11.14	77.04%
28	124.71	149.03	24.32	138.2	13.49	10.83	80.28%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
119.44	126.24	6.8	124.13	4.69	2.11	44.99%

INDICE PLÁSTICO (LL - LP)	Longitud interna del molde (cm)	Longitud de la muestra de suelo (cm)	CL=	CLASIFICACIÓN SUCS
32.05%	10.063	7.86	21.89%	MH Limo de Alta plasticidad



A.4.4. Límites de Atterberg. Suelo Natural + 8% de MgO

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

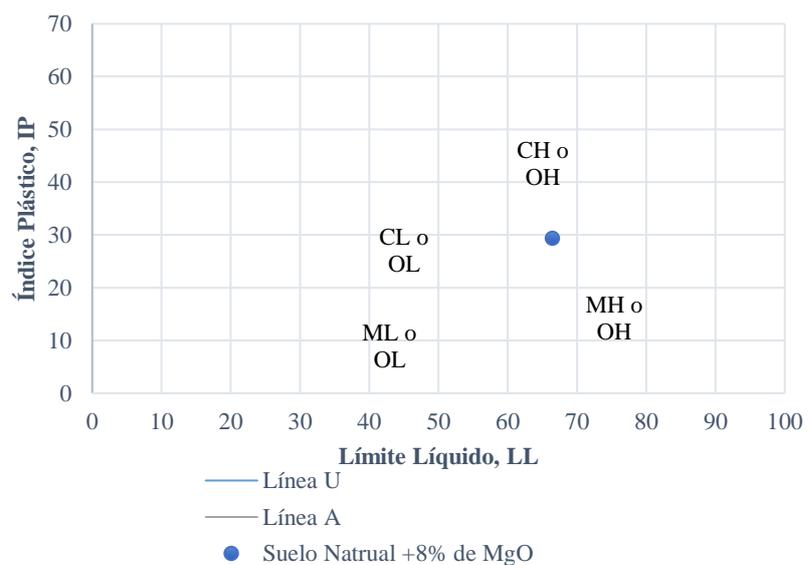
No. De Golpes	W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
20	117.32	140.41	23.09	131.04	13.72	9.37	68.29%
25	122.25	136.03	13.78	130.53	8.28	5.5	66.43%
28	130.37	153.99	23.62	144.74	14.37	9.25	64.37%
32	120.96	159.87	38.91	144.73	23.77	15.14	63.69%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
125.87	136.22	10.35	133.42	7.55	2.8	37.09%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
--------	---------------------	----------------	-------------------	--------------	------	--------------



A.4.5. Límites de Atterberg. Suelo Natural + 10% de MgO

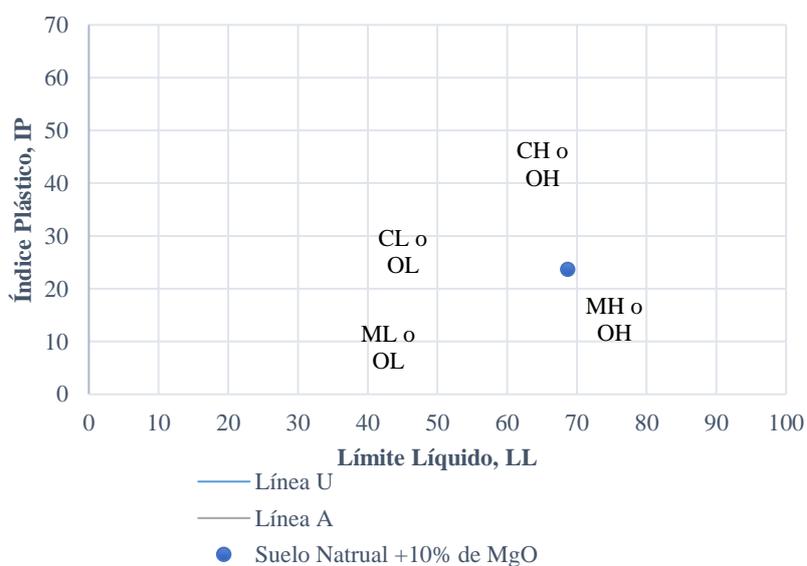
DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

No. De Golpes	W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
15	130.4	152.39	21.99	143.34	12.94	9.05	69.94%
25	123.81	152.38	28.57	140.75	16.94	11.63	68.65%
25	117.93	139.88	21.95	131.06	13.13	8.82	67.17%
29	120.6	148.4	27.8	137.69	17.09	10.71	62.67%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
117.55	128.37	10.82	125.09	7.54	3.28	43.50%

INDICE PLÁSTICO (LL - LP)	Longitud interna del molde (cm)	Longitud de la muestra de suelo (cm)	CL=	CLASIFICACIÓN SUCS
23.67%	10.061	8.794	12.59%	MH Limo de Alta plasticidad



A.4.6. Límites de Atterberg. Suelo Natural + 12% de MgO

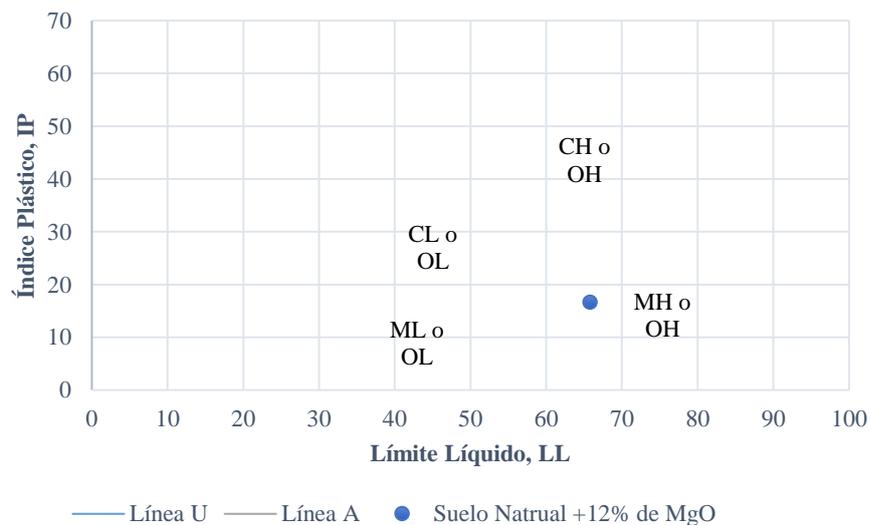
DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

No. De Golpes	W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
12	117.8	141.94	24.14	131.71	13.91	10.23	73.54%
20	126.2	152.63	26.43	142.06	15.86	10.57	66.65%
25	124.74	155.36	30.62	143.21	18.47	12.15	65.78%
30	126.17	159.54	33.37	146.23	20.06	13.31	66.35%

INDICE PLASTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
122.83	130.39	7.56	127.9	5.07	2.49	49.11%

INDICE PLÁSTICO (LL - LP)	Longitud interna del molde (cm)	Longitud de la muestra de suelo (cm)	CL=	CLASIFICACIÓN SUCS
16.67%	10.054	8.856	11.92%	MH Limo de Alta plasticidad



A.4.7. Límites de Atterberg. Suelo Natural + 14% de MgO

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

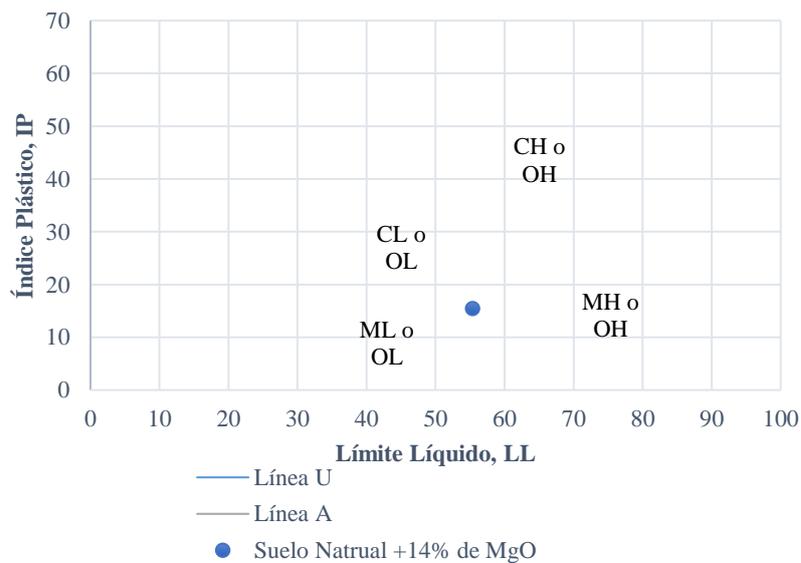
No. De Golpes	W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
10	127.28	153.95	26.67	144.79	17.51	9.16	52.31%
18	117.33	137.42	20.09	130.34	13.01	7.08	54.42%
20	125.96	149.84	23.88	141.92	15.96	7.92	49.62%
25	116.17	133.8	17.63	127.52	11.35	6.28	55.33%
28	135.24	150.92	15.68	145.42	10.18	5.5	54.03%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
124.19	126.82	2.63	126.07	1.88	0.75	39.89%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
124.19	126.82	2.63	126.07	1.88	0.75	39.89%



ANEXO B. PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE Y CAPACIDAD DE CARGA. JURICA

ANEXO B.1. Prueba de compresión simple no confinada a la probeta 1

COMPRESIÓN SIMPLE INCONFINADA PROBETA 1

<i>D1</i>	3.78	cm	<i>Altura 1</i>	7.37	cm
<i>D2</i>	3.81	cm	<i>Altura 2</i>	7.32	cm
<i>D3</i>	3.92	cm	<i>Altura 3</i>	7.13	cm
<i>D prom</i>	3.84	cm	<i>Altura prom</i>	7.28	cm
				72.75	mm
<i>M tara</i>	45.61	g	<i>Área</i>	11.57	cm ²
<i>M t + s hum</i>	180.66	g	<i>Volumen</i>	84.17	cm ³
<i>M suelo hum</i>	145.80	g			
<i>M t + s sec</i>	162.81	g			
<i>M suelo sec</i>	117.20	g			
<i>Contenido hum</i>	24.4%				
<i>Peso vol hum</i>	1.73	g/cm ³			
<i>Peso vol sec</i>	1.39	g/cm ³			
<i>K anillo</i>	0.4230				
<i>Area0</i>	11.70	cm ²			
<i>Altura prom</i>	72.75	mm			

<i>Lectura</i>	<i>Tiempo (s)</i>	<i>DESP (mm)</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Lectura</i>	<i>Carga kg (Lectura*K)</i>	<i>Esfuerzo (kPa)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	0	0.0000	72.753	0.000000	11.702	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	15	0.0250	72.728	-0.000344	11.698	3.50	1.4806	12.4114	0.1266
3	30	0.0420	72.711	-0.000577	11.696	7.70	3.2573	27.3115	0.2785
4	45	0.0590	72.694	-0.000811	11.693	12.60	5.3301	44.7020	0.4558
5	60	0.0780	72.675	-0.001072	11.690	16.90	7.1490	59.9731	0.6116
6	75	0.0990	72.654	-0.001361	11.687	21.60	9.1372	76.6741	0.7819
7	90	0.1170	72.636	-0.001608	11.684	25.30	10.7024	89.8302	0.9160
8	105	0.1370	72.616	-0.001883	11.680	29.90	12.6483	106.1921	1.0829
9	120	0.1620	72.591	-0.002227	11.676	28.20	11.9292	100.1888	1.0216
10	135	0.1850	72.568	-0.002543	11.673	29.80	12.6060	105.9067	1.0799
11	150	0.2070	72.546	-0.002845	11.669	31.30	13.2405	111.2711	1.1346
12	165	0.2420	72.511	-0.003326	11.664	24.20	10.2371	86.0720	0.8777
13	180	0.2690	72.484	-0.003697	11.659	21.30	9.0103	75.7856	0.7728
14	195	0.2970	72.456	-0.004082	11.655	18.60	7.8682	66.2043	0.6751

ANEXO B.2. Prueba de compresión simple no confinada a la probeta 2

COMPRESIÓN SIMPLE INCONFINADA PROBETA 2

<i>D1</i>	3.58	cm	<i>Altura 1</i>	8.95	cm
<i>D2</i>	3.87	cm	<i>Altura 2</i>	8.94	cm
<i>D3</i>	3.99	cm	<i>Altura 3</i>	8.93	cm
<i>D prom</i>	3.81	cm	<i>A prom</i>	8.94	cm
				89.41	mm
<i>M tara</i>	41.60	g	<i>Área</i>	11.41	cm ²
<i>M t + s hum</i>	222.14	g	<i>Volumen</i>	102.04	cm ³
<i>M suelo hum</i>	180.54	g			
<i>M t + s sec</i>	187.42	g			
<i>M suelo sec</i>	145.82	g			
<i>Contenido hum</i>	23.8%				
<i>Peso vol hum</i>	1.77	g/cm ³			
<i>Peso vol sec</i>	1.43	g/cm ³			
<i>K anillo</i>	0.4230				
<i>Area0</i>	11.71				
<i>Altura prom</i>	89.41	mm			

<i>Lectura</i>	<i>Tiempo (s)</i>	<i>DESP (mm)</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Lectura</i>	<i>Carga kg (Lectura*K)</i>	<i>Esfuerzo (kpa)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	0	0.0000	89.407	0.000000	11.706	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	15	0.0180	89.389	-0.000201	11.704	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
3	30	0.0360	89.371	-0.000403	11.702	1.50	0.6345	5.3177	0.0542
4	45	0.0540	89.353	-0.000604	11.699	3.50	1.4806	12.4105	0.1266
5	60	0.0710	89.336	-0.000794	11.697	6.50	2.7496	23.0524	0.2351
6	75	0.0880	89.319	-0.000984	11.695	9.50	4.0187	33.6984	0.3436
7	90	0.1040	89.303	-0.001163	11.693	13.00	5.4993	46.1219	0.4703
8	105	0.1220	89.285	-0.001365	11.690	17.00	7.1913	60.3253	0.6151
9	120	0.1390	89.268	-0.001555	11.688	20.50	8.6719	72.7591	0.7419
10	135	0.1560	89.251	-0.001745	11.686	23.50	9.9410	83.4226	0.8507
11	150	0.1740	89.233	-0.001946	11.684	26.00	10.9985	92.3158	0.9414
12	165	0.1930	89.214	-0.002159	11.681	24.50	10.3640	87.0084	0.8872
13	180	0.2160	89.191	-0.002416	11.678	17.50	7.4029	62.1648	0.6339
14	195	0.2350	89.172	-0.002628	11.676	18.50	7.8259	65.7310	0.6703
15	210	0.2520	89.155	-0.002819	11.673	20.00	8.4604	71.0740	0.7248
16	225	0.2690	89.138	-0.003009	11.671	20.00	8.4604	71.0875	0.7249
17	240	0.2870	89.120	-0.003210	11.669	19.00	8.0374	67.5467	0.6888

ANEXO B.3. Cálculos de la capacidad de carga.

Terzaghi

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f$$

Dónde:

$q_u = 2c$: Resistencia a la compresión simple del material.

γ = Densidad del material del suelo.

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

Skempton

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

SUELO DE JURICA PURAMENTE COHESIVO

Terzaghi			Skempton		
N_c	5.7		$B = ancho$	50	cm
N_q	1		$D = prf$	80	cm
N_γ	0		B/D	0.625	
D_f	80	cm	N_c	5.9	Tabla 3.11
γ	0.00179	kg/cm ³	D_f	80	cm
q_u	1.038	kg/cm ²	γ	0.00179	kg/cm ³
$Q_c =$	3.1015	kg/cm ²	q_u	1.038	kg/cm ²
$Q_c =$	30.525	Ton/m ²	$c = q_u/2$	0.519	
			$Q_c =$	3.2053	kg/cm ²
			$Q_c =$	31.546	Ton/m ²

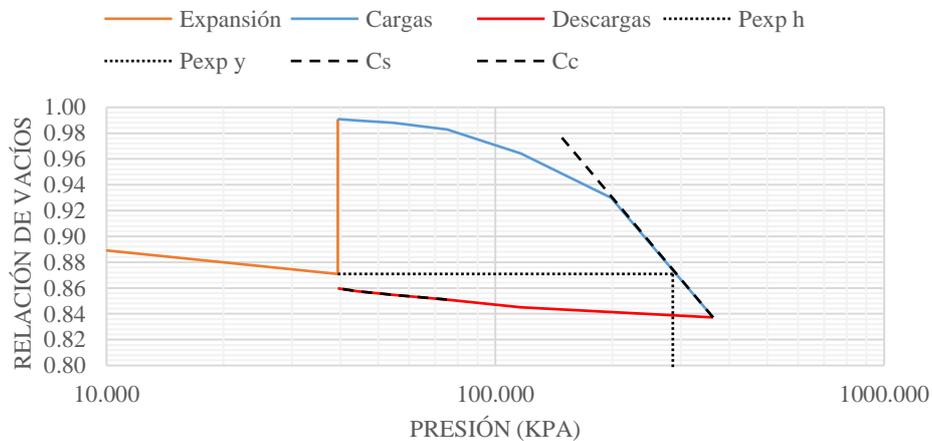
ANEXO C. PRUEBAS DE OEDÓMETRO. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD. JURICA

ANEXO C.1. Curva de Compresibilidad. Suelo inalterado de Jurica con carga de sitio de 39 kPa.

Carga de sitio (kPa)	Humedad (%)	Área del anillo (cm ²)	Expansión (%)	Pres. de Exp. (kPa)	Índice de Compresibilidad C _c	Índice de Expansión C _s
39.34	25.4%	46.356	6.41%	277	0.0447	0.0338

Datos	Carga (g)	Presión (Kg/cm ²)	Presión (kPa)	Presión Total (kPa)	Relación de vacíos e	Espesor pastilla h (cm)
inicial		0.01	1.020	1.020	0.9196	1.989
carga de sitio (c.s.)	1742	0.38	38.32	39.34	0.8709	1.939
expansión	1742	0.38	38.32	39.34	0.9909	2.063
carga #1	226	0.05	4.97	44.31	0.9898	2.062
carga #2	463	0.10	10.18	54.50	0.9881	2.060
carga #3	935	0.20	20.57	75.06	0.9829	2.055
carga #4	1870	0.40	41.14	116.20	0.9642	2.035
carga #5	3740	0.81	82.27	198.47	0.9299	2.000
carga #6	7480	1.61	164.54	363.01	0.8373	1.904
descarga #1	-3740	-0.81	-82.27	116.20	0.8451	1.906
descarga #2	-1870	-0.40	-41.14	75.06	0.8511	1.912
descarga #3	-935	-0.20	-20.57	54.50	0.8546	1.918
descarga #4	-463	-0.10	-10.18	44.31	0.8574	1.922
descarga #5	-226	-0.05	-4.97	39.34	0.8598	1.925
descarga #6	-226	-0.05	-4.97	39.34	0.8598	1.927
descarga sitio	-1742	-0.38	-38.32	1.02		

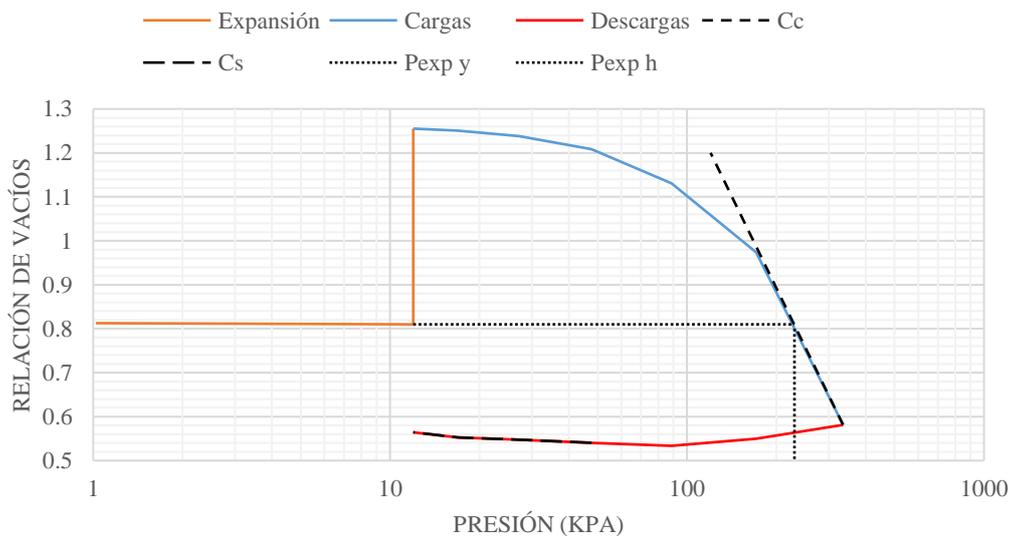
SN - Curva de compresibilidad c.s. = 3.8 kpa y w%=25.4%



ANEXO C.2. Curva de Compresibilidad. Suelo inalterado de Jurica inalterado con carga de sitio de 11 kPa.

Carga de sitio (kPa)	Humedad (%)	Área del anillo (cm ²)	Expansión (%)	Pres. de Exp. (kPa)	Índice de Compresibilidad C _c	Índice de Expansión C _s
10.94	14.7%	46.405	24.61%	230	0.02107	0.01128
<i>Datos</i>	<i>Carga (g)</i>	<i>Presión (Kg/cm²)</i>	<i>Presión (kPa)</i>	<i>Presión Total (kPa)</i>	<i>Relación de vacíos e</i>	<i>Espesor pastilla h (cm)</i>
<i>inicial</i>		0.01	1.02	1.02	0.8124	1.990
<i>carga de sitio (c.s.)</i>	498	0.11	10.94	11.96	0.8099	1.987
<i>expansión</i>	498	0.11	10.94	11.96	1.2552	2.476
<i>carga #1</i>	226	0.05	4.97	16.93	1.2507	2.471
<i>carga #2</i>	463	0.10	10.17	27.10	1.2386	2.458
<i>carga #3</i>	935	0.20	20.55	47.65	1.2084	2.425
<i>carga #4</i>	1870	0.40	41.09	88.74	1.1305	2.339
<i>carga #5</i>	3740	0.81	82.18	170.92	0.9739	2.167
<i>carga #6</i>	7480	1.61	164.37	335.29	0.5812	1.736
<i>descarga #1</i>	-7480	-1.61	-164.37	170.92	0.5500	1.702
<i>descarga #2</i>	-3740	-0.81	-82.18	88.74	0.5336	1.684
<i>descarga #3</i>	-1870	-0.40	-41.09	47.65	0.5406	1.692
<i>descarga #4</i>	-935	-0.20	-20.55	27.10	0.5474	1.699
<i>descarga #5</i>	-463	-0.10	-10.17	16.93	0.5522	1.704
<i>descarga #6</i>	-226	-0.05	-4.97	11.96	0.5645	1.718

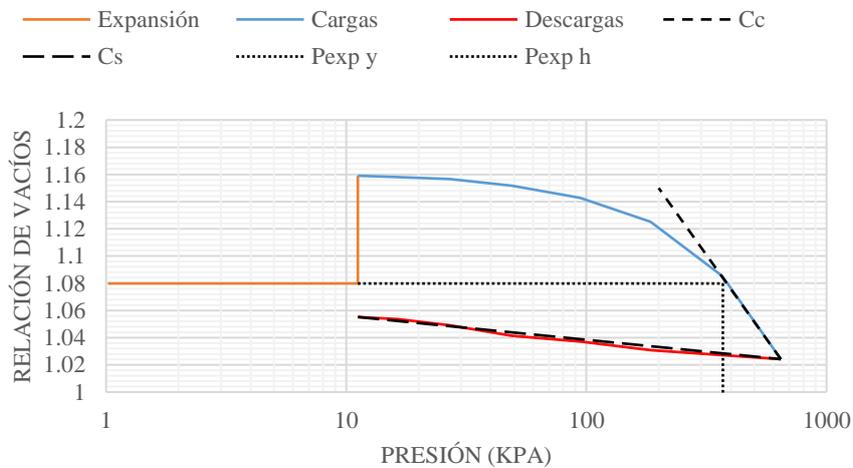
SN - Curva de compresibilidad c.s. = 1.1 kpa y w%=14.7%



ANEXO C.3. Curva de Compresibilidad. Suelo de Jurica remoldeado con 8% de MgO y con carga de sitio de 11 kPa.

Carga de sitio (kPa)	Humedad (%)	Área del anillo (cm ²)	Expansión (%)	Pres. de Exp. (kPa)	Índice de Compresibilidad C _c	Índice de Expansión C _s
1.1	22.5%	44.158	3.81%	370	0.0207	0.0056
<i>Datos</i>	<i>Carga (g)</i>	<i>Presión (Kg/cm²)</i>	<i>Presión (kPa)</i>	<i>Presión Total (kPa)</i>	<i>Relación de vacíos e</i>	<i>Espesor pastilla h (cm)</i>
<i>inicial</i>	0	0.01	1.02	1.02	1.0798	2.008
<i>carga de sitio (c.s.)</i>	484	0.11	11.18	11.18	1.0798	2.010
<i>expansión</i>	484	0.11	11.18	11.18	1.1591	2.087
<i>carga #1</i>	227	0.05	5.24	16.42	1.1580	2.086
<i>carga #2</i>	456	0.10	10.53	26.95	1.1566	2.085
<i>carga #3</i>	953	0.22	22.01	48.96	1.1518	2.080
<i>carga #4</i>	1952.5	0.44	45.09	94.04	1.1427	2.071
<i>carga #5</i>	3952.5	0.90	91.27	185.32	1.1252	2.054
<i>carga #6</i>	7905	1.79	182.55	367.86	1.0852	2.014
<i>carga #7</i>	12000	2.72	277.11	644.97	1.0242	1.955
<i>descarga #1</i>	-7905	-1.79	-182.55	185.32	1.0309	1.961
<i>descarga #2</i>	-3952.5	-0.90	-91.27	94.04	1.0372	1.967
<i>descarga #3</i>	-1952.5	-0.44	-45.09	48.96	1.0413	1.971
<i>descarga #4</i>	-953	-0.22	-22.01	26.95	1.0492	1.979
<i>descarga #5</i>	-456	-0.10	-10.53	16.42	1.0535	1.983
<i>descarga #6</i>	-227	-0.05	-5.24	11.18	1.0552	1.985
<i>descarga #7</i>	-484	-0.11	-11.18	0.00	1.0552	1.985
<i>descarga sitio</i>						

MgO 8% Curva de compresibilidad c.s. = 1.1 kpa y w%=14.7%

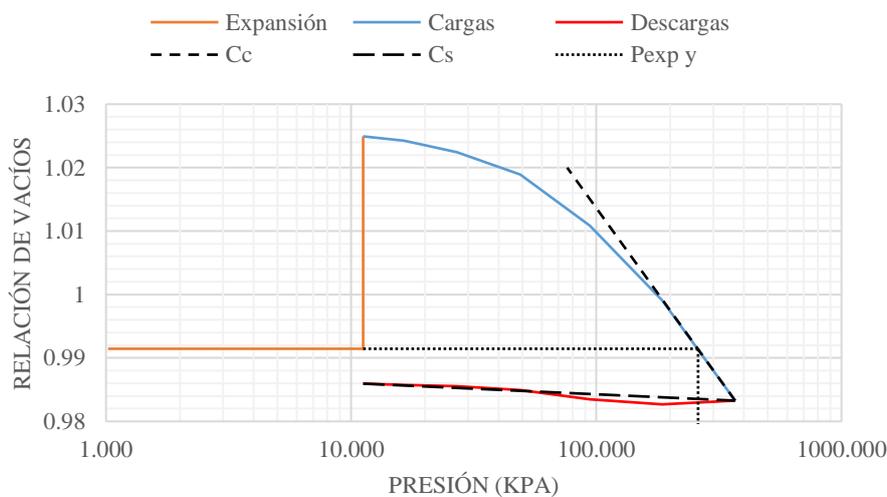


ANEXO C.4. Curva de Compresibilidad. Suelo de Jurica remoldeado con 10% de MgO y con carga de sitio de 11 kPa.

Resumen de la prueba de en el oedómetro.

Carga de sitio (kPa)	Humedad (%)	Área del anillo (cm ²)	Expansión (%)	Pres. de Exp. (kPa)	Índice de Compresibilidad C _c	Índice de Expansión C _s
11.17	22.50%	44.158	1.58%	260	0.0161	0.0025
<i>Datos</i>	<i>Carga (g)</i>	<i>Presión (Kg/cm²)</i>	<i>Presión (kPa)</i>	<i>Presión Total (kPa)</i>	<i>Relación de vacíos e</i>	<i>Espesor pastilla h (cm)</i>
<i>inicial</i>		0.01	1.02	1.02	0.9914	2.008
<i>carga de sitio (c.s.)</i>	484	0.11	11.19	11.19	0.9914	2.010
<i>expansión</i>	484	0.11	11.19	11.19	1.0249	2.042
<i>carga #1</i>	227	0.05	5.25	16.43	1.0242	2.041
<i>carga #2</i>	456	0.10	10.54	26.98	1.0225	2.039
<i>carga #3</i>	953	0.22	22.03	49.00	1.0189	2.035
<i>carga #4</i>	1952.5	0.44	45.13	94.14	1.0109	2.029
<i>carga #5</i>	3952.5	0.90	91.36	185.50	0.9991	2.018
<i>carga #6</i>	7905	1.79	182.72	368.22	0.9833	2.027
<i>descarga #1</i>	-7905	-1.79	-182.72	185.50	0.9827	2.027
<i>descarga #2</i>	-3952.5	-0.90	-91.36	94.14	0.9835	2.050
<i>descarga #3</i>	-1952.5	-0.44	-45.13	49.00	0.9850	2.058
<i>descarga #4</i>	-953	-0.22	-22.03	26.98	0.9856	2.058
<i>descarga #5</i>	-456	-0.10	-10.54	16.43	0.9858	2.058
<i>descarga #6</i>	-227	-0.05	-5.25	11.19	0.9860	2.058
<i>descarga sitio</i>	-484	-0.11	-11.19	0.00		

MgO 10 % Curva de compresibilidad c.s. = 1.1 kpa y w%=14.7%



ANEXO D. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, MEDELLÍN.

D.1. Densidad Relativa de Sólidos (S_s)

<i>DATOS OBTENIDOS DE LA PRUEBA</i>			
W_s	W_{fw}	W_{fws}	S_s
51.31	657.55095	689.49	2.649

Dónde:

S_s =Peso específico Relativo de los Sólidos del Material

W_s =Peso del material secado al horno.

W_{fw} =Peso del matraz lleno con agua.

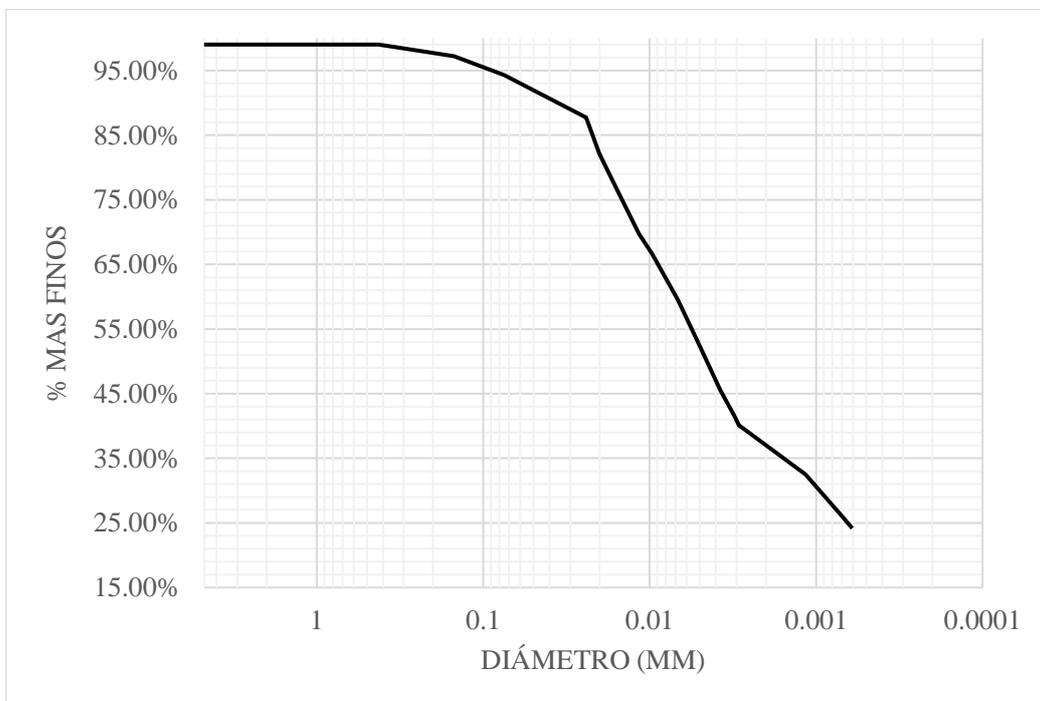
W_{fws} =Peso del matraz conteniendo al suelo y el agua hasta la marca de aforo.

MATERIAL MAS FINO QUE MALLA NO.200

W_o (g)	W retenido en malla 200 (g)	W que pasó malla 200 (g)	% de material fino
137.83	16.91	120.92	87.73%

D.3. Granulometría por mallas e hidrómetro.

No. de malla	Abertura nominal (mm)	% retenido	% más fino que
Nº 4	4.75	0.00%	99.02%
Nº 10	2	0.00%	99.02%
Nº 20	0.85	0.00%	99.02%
Nº 40	0.425	0.00%	99.02%
Nº 60	0.25	0.90%	98%
Nº 100	0.15	0.89%	97.23%
Nº 200	0.075	2.91%	94.32%
	0.0241	6.59%	87.73%
	0.0200	5.58%	82.15%
	0.0159	3.13%	76.76%
	0.0116	6.99%	69.77%
	0.0097	3.13%	66.63%
	0.0068	7.02%	59.61%
FINOS	0.0052	6.24%	53.38%
	0.0038	7.83%	45.54%
	0.0031	3.89%	41.66%
	0.0029	1.55%	40.11%
	0.0012	7.60%	32.50%
	0.0007	6.68%	25.82%
	0.0006	1.65%	24.17%



D.4. Límites de Atterberg (Límites de consistencia).

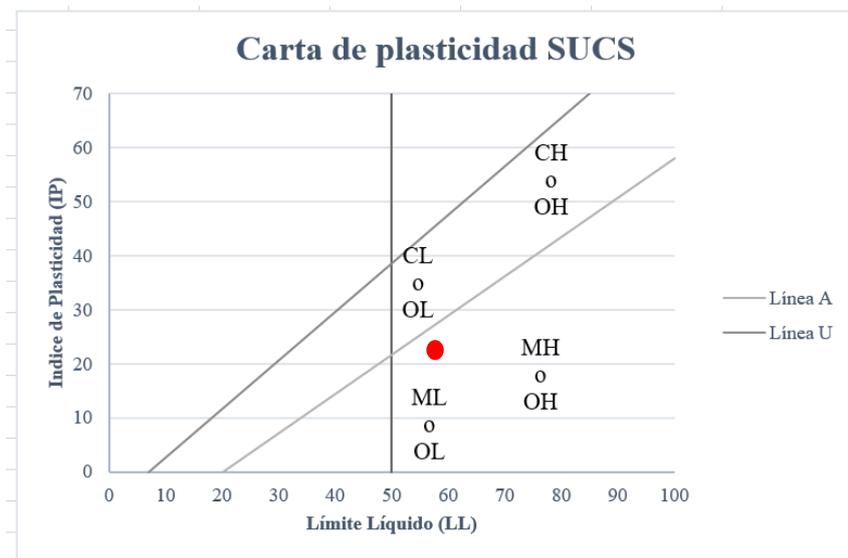
DETERMINACIÓN DEL LIMITE LÍQUIDO.

No. De Golpes	W tara	W tara+suelo húmedo	W suelo húmedo	W tara+suelo seco	W suelo seco	Agua	% de humedad
20	15.27	43.04	27.77	33.42	18.15	9.62	53.003%
25	16.45	43.03	26.58	33.87	17.42	9.16	52.583%
30	21.7	51.29	29.59	41.14	19.44	10.15	52.212%
35	15.72	40.55	24.83	32.19	16.47	8.36	50.759%

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLÁSTICO A 25 GOLPES

W tara (g)	W tara+suelo húmedo (g)	W suelo húmedo (g)	W tara+suelo seco (g)	W suelo seco (g)	W agua (g)	% de humedad
18.46	21.41	2.95	20.69	2.23	0.72	32.28%

INDICE PLÁSTICO (LL - LP)	Longitud interna del molde (cm)	Longitud de la muestra de suelo (cm)	CL=	CLASIFICACIÓN SUCS
20.29%	9.9	7.95	19.70%	CH Arcilla de Alta plasticidad



ANEXO E. PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE Y CAPACIDAD DE CARGA, MEDELLÍN.

E.1. SUELO NATURAL INALTERADO-PROBETA 1

<i>D1</i>	4.902	<i>cm</i>	<i>Altura 1</i>	10.06	<i>cm</i>
<i>D2</i>	5.005	<i>cm</i>	<i>Altura 2</i>	10.018	<i>cm</i>
<i>D3</i>	4.986	<i>cm</i>	<i>Altura 3</i>	10.016	<i>cm</i>
<i>D prom</i>	4.9643		<i>Altura prom</i>	10.031	<i>cm</i>
				100.313	<i>mm</i>
			<i>Área</i>	19.356	<i>cm2</i>
<i>M tara</i>	45.61	<i>g</i>	<i>Volumen</i>	194.165	<i>cm3</i>
<i>M t + s hum.</i>	409.67	<i>g</i>			
<i>M suelo hum.</i>	364.06	<i>g</i>	<i>Ao=</i>	19.399339	<i>cm2</i>
<i>M t + s seco</i>	327.55	<i>g</i>			
<i>M suelo seco</i>	281.94	<i>g</i>			
<i>Contenido hum.</i>	29.127%				
<i>Peso vol hum.</i>	1.8750	<i>g/cm3</i>			
<i>Peso vol seco</i>	1.4521	<i>g/cm3</i>			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm2)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm2)</i>
1	00:00:00.0	0.0120	100.3013	-0.000120	19.3970	0.246	2.413	0.1244
2	00:00:15:0	0.0260	100.2873	-0.000259	19.394	0.499	4.895	0.2524
3	00:00:30:0	0.0400	100.2733	-0.000399	19.392	0.745	7.308	0.3769
4	00:00:45:0	0.0530	100.2603	-0.000528	19.389	0.991	9.722	0.5014
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
23	00:05:30:0	0.3490	99.9643	-0.003479	19.332	4.967	48.726	2.5205
20	00:04:45:0	0.3430	99.9703	-0.003419	19.333	5.206	51.071	2.6416
21	00:05:00:0	0.3240	99.9893	-0.003230	19.337	5.459	53.553	2.7695
22	00:05:15:0	0.3550	99.9583	-0.003539	19.331	4.801	47.098	2.4364

E.2. SUELO NATURAL REMOLDEADO-PROBETA 2

<i>D1</i>	5.004	cm	<i>A1</i>	9.954	cm			
<i>D2</i>	4.985	cm	<i>A2</i>	9.973	cm			
<i>D3</i>	5.007	cm	<i>A3</i>	9.954	cm			
<i>D prom</i>	4.9987		<i>A prom</i>	9.960	cm			
				99.603	mm			
					cm ²			
<i>M tara</i>	109.18	g	<i>Área</i>	19.624	cm ³			
<i>M t+s hum</i>	474	g	<i>Volumen</i>	195.4664				
<i>M suelo hum</i>	364.82	g			cm ²			
<i>M t + s sec</i>	320	g	<i>Ao=</i>	19.640911				
<i>M suelo sec</i>	282	g						
<i>Contenido hum</i>	29.369%							
<i>Peso vol hum</i>	1.8664	g/cm ³						
<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00.0	0.0120	99.5913	-0.000120	19.6385	0.159	1.560	0.0794
2	00:00:10:0	0.0250	99.5783	-0.007327	19.4980	0.325	3.188	0.1635
3	00:00:20:0	0.0350	99.5683	-0.007427	19.4961	0.499	4.895	0.2511
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
47	00:07:40:0	0.2720	99.3313	-0.009789	19.4505	7.823	76.744	3.9456
48	00:07:50:0	0.2730	99.3303	-0.009799	19.4503	7.982	78.303	4.0258
53	00:08:40:0	0.2720	99.3313	-0.009789	19.4505	8.156	80.010	4.1135
49	00:08:00:0	0.2680	99.3353	-0.009749	19.4513	8.315	81.570	4.1936
50	00:08:10:0	0.2590	99.3443	-0.009660	19.4530	8.488	83.267	4.2804
51	00:08:20:0	0.2480	99.3553	-0.009550	19.4551	8.655	84.906	4.3642
52	00:08:30:0	0.2730	99.3303	-0.009799	19.4503	8.062	79.088	4.0662

E.3. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MgO-PROBETA 1

<i>D1</i>	5.038	cm	<i>Altura 1</i>	9.923	cm			
<i>D2</i>	4.999	cm	<i>Altura 2</i>	10.088	cm			
<i>D3</i>	5.01	cm	<i>Altura 3</i>	10.065	cm			
<i>D prom</i>	5.0157		<i>Altura prom</i>	10.025	cm			
				100.253	mm			
			<i>Área</i>	19.758	cm ²			
<i>M tara</i>	38.43	g	<i>Volumen</i>	198.082	cm ³			
<i>M t+ s hum</i>	412.94	g						
<i>M suelo hum</i>	374.51	g	<i>Ao=</i>	19.747196	cm ²			
<i>M t + s sec</i>	327.3	g						
<i>M suelo sec</i>	288.87	g						
<i>Contenido hum</i>	29.647%							
<i>Peso vol</i>								
<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00.0	0.0000	100.2533	0.000000	19.7472	0.166	1.628	0.0825
2	00:00:10:0	0.0070	100.2463	-0.000070	19.7458	0.333	3.267	0.1654
3	00:00:20:0	0.0070	100.2463	-0.000070	19.7458	0.506	4.964	0.2514
4	00:00:30:0	0.0070	100.2463	-0.000070	19.7458	0.665	6.524	0.3304
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
60	00:09:50:0	0.2560	99.9973	-0.002554	19.6969	9.999	98.090	4.9800
61	00:10:00:0	0.2560	99.9973	-0.002554	19.6969	10.159	99.660	5.0597
62	00:10:10:0	0.2490	100.0043	-0.002484	19.6983	10.325	101.288	5.1420
63	00:10:20:0	0.2490	100.0043	-0.002484	19.6983	10.498	102.985	5.2281
64	00:10:30:0	0.2420	100.0113	-0.002414	19.6996	10.657	104.545	5.3070
65	00:10:40:0	0.2560	99.9973	-0.002554	19.6969	10.253	100.582	5.1065

E.4. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MgO-PROBETA 2

<i>D1</i>	5.078	cm	<i>A1</i>	9.898	cm		
<i>D2</i>	5.055	cm	<i>A2</i>	9.892	cm		
<i>D3</i>	5.065	cm	<i>A3</i>	9.965	cm		
<i>D prom</i>	5.0660		<i>A prom</i>	9.918	cm		
				99.183	mm		
			<i>Área</i>	20.157	cm ²		
<i>M tara</i>	109.1	g	<i>Volumen</i>	199.921	cm ³		
<i>M t + s hum</i>	481.09	g					
<i>M suelo hum</i>	371.99	g	<i>Ao=</i>	20.155	cm ²		
<i>M t + s sec</i>	396.78	g					
<i>M suelo sec</i>	287.68	g					
<i>Contenido hum</i>	29.307%						
<i>Peso vol hum</i>	1.8607	g/cm ³					
<i>Peso vol sec</i>	1.4390	g/cm ³					
<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>
1	00:00:00.0	0.0050	99.1783	-0.000050	20.1538	0.166	1.628
2	00:00:10.0	0.0100	99.1733	-0.000101	20.1528	0.325	3.188
3	00:00:20.0	0.0160	99.1673	-0.000161	20.1516	0.499	4.895
4	00:00:30.0	0.0200	99.1633	-0.000202	20.1507	0.665	6.524
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
67	00:11:00.0	0.3090	98.8743	-0.003115	20.0922	11.127	109.156
68	00:11:10.0	0.3040	98.8793	-0.003065	20.0932	11.294	110.794
69	00:11:20.0	0.2990	98.8843	-0.003015	20.0942	11.460	112.423
70	00:11:30.0	0.2920	98.8913	-0.002944	20.0956	11.626	114.051
71	00:11:40.0	0.2860	98.8973	-0.002884	20.0969	11.793	115.689
72	00:11:50.0	0.3180	98.8653	-0.003206	20.0904	10.375	101.779

E.5. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MgO-PROBETA 3

<i>D1</i>	5.043	cm	<i>A1</i>	9.842	cm			
<i>D2</i>	4.986	cm	<i>A2</i>	9.878	cm			
<i>D3</i>	5.021	cm	<i>A3</i>	9.839	cm			
<i>D prom</i>	5.0167		<i>A prom</i>	9.853	cm			
				98.530	mm			
			Área	19.766	cm ²			
<i>M tara</i>	108.87	g	Volumen	194.755	cm ³			
<i>M t+ s hum</i>	476.34	g						
<i>M suelo hum</i>	367.47	g	<i>Ao=</i>	19.775	cm ²			
<i>M t + s sec</i>	392.69	g						
<i>M suelo sec</i>	283.82	g						
<i>Contenido hum</i>	29.473%							
<i>Peso vol</i>								
<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00.0	0.0090	98.5210	-0.000091	19.7731	0.166	1.628	0.0824
2	00:00:10.0	0.0140	98.5160	-0.000142	19.7721	0.340	3.335	0.1687
3	00:00:20.0	0.0190	98.5110	-0.000193	19.7711	0.499	4.895	0.2476
4	00:00:30.0	0.0230	98.5070	-0.000233	19.7703	0.665	6.524	0.3300
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
60	00:09:50.0	0.3120	98.2180	-0.003167	19.7125	9.971	97.816	4.9621
61	00:10:00.0	0.3140	98.2160	-0.003187	19.7121	10.137	99.444	5.0448
62	00:10:10.0	0.3160	98.2140	-0.003207	19.7117	10.310	101.141	5.1310
63	00:10:20.0	0.3170	98.2130	-0.003217	19.7115	10.477	102.779	5.2142
64	00:10:30.0	0.3150	98.2150	-0.003197	19.7119	10.643	104.408	5.2967
65	00:10:40.0	0.3090	98.2210	-0.003136	19.7131	10.809	106.036	5.3790
66	00:10:50.0	0.2950	98.2350	-0.002994	19.7159	10.983	107.743	5.4648
67	00:11:00.0	0.3170	98.2130	-0.003217	19.7115	10.513	103.133	5.2321

E.6. SUELO REMOLDEADO + 6% DE MgO-PROBETA 4

<i>D1</i>	5.01	cm	<i>A1</i>	9.792	cm			
<i>D2</i>	4.998	cm	<i>A2</i>	9.825	cm			
<i>D3</i>	5.031	cm	<i>A3</i>	9.793	cm			
<i>D prom</i>	5.0130		<i>A prom</i>	9.803	cm			
				98.033	mm			
			Área	19.737	cm ²			
<i>M tara</i>	118.4	g	Volumen	193.490	cm ³			
<i>M t + s hum</i>	487.55	g						
<i>M suelo hum</i>	369.15	g	<i>Ao=</i>	19.773	cm ²			
<i>M t + s sec</i>	403.51	g						
<i>M suelo sec</i>	285.11	g						
Contenido hum	29.476%							
Peso vol hum	1.9078	g/cm ³						
<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00:0	0.0040	98.0293	-0.000041	19.7720	0.181	1.776	0.0898
2	00:00:11:0	0.0090	98.0243	-0.000092	19.7710	0.340	3.335	0.1687
3	00:00:22:0	0.0140	98.0193	-0.000143	19.7700	0.506	4.964	0.2511
4	00:00:33:0	0.0190	98.0143	-0.000194	19.7690	0.665	6.524	0.3300
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
60	00:10:49:0	0.3140	97.7193	-0.003203	19.7097	9.978	97.884	4.9663
61	00:11:00:0	0.3180	97.7153	-0.003244	19.7089	10.144	99.513	5.0491
62	00:11:11:0	0.3210	97.7123	-0.003274	19.7083	10.318	101.220	5.1359
63	00:11:22:0	0.3230	97.7103	-0.003295	19.7079	10.484	102.848	5.2186
64	00:11:33:0	0.3240	97.7093	-0.003305	19.7077	10.643	104.408	5.2978
65	00:11:44:0	0.3240	97.7093	-0.003305	19.7077	10.809	106.036	5.3805
66	00:11:55:0	0.3240	97.7093	-0.003305	19.7077	10.976	107.675	5.4636
67	00:12:06:0	0.3220	97.7113	-0.003285	19.7081	11.135	109.234	5.5426
68	00:12:17:0	0.3190	97.7143	-0.003254	19.7087	11.308	110.931	5.6286
69	00:12:28:0	0.3130	97.7203	-0.003193	19.7099	11.474	112.560	5.7108
70	00:12:39:0	0.3050	97.7283	-0.003111	19.7115	11.641	114.198	5.7935
71	00:12:50:0	0.2960	97.7373	-0.003019	19.7133	11.807	115.827	5.8756
72	00:13:01:0	0.3240	97.7093	-0.003305	19.7077	10.947	107.390	5.4492

E.7. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MgO-PROBETA 1

<i>D1</i>	5.038	cm	<i>A1</i>	9.923	cm
<i>D2</i>	4.999	cm	<i>A2</i>	10.088	cm
<i>D3</i>	5.01	cm	<i>A3</i>	10.065	cm
<i>D prom</i>	5.0157		<i>A prom</i>	10.025	cm
				100.253	mm
			<i>Área</i>	19.758	cm ²
<i>M tara</i>	38.42	g	<i>Volumen</i>	198.082	cm ³
<i>M t + s hum</i>	404.87	g			
<i>M suelo hum</i>	366.45	g	<i>Ao=</i>	19.747	cm ²
<i>M t + s sec</i>	320.44	g			
<i>M suelo sec</i>	282.02	g			
<i>Contenido hum</i>	29.938%				
<i>Peso vol hum</i>	1.8500	g/cm ³			
<i>Peso vol sec</i>	1.4238	g/cm ³			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00.0	0.0000	100.2533	0.000000	19.7472	0.159	1.560	0.0790
2	00:00:10.0	0.0000	100.2533	0.000000	19.7472	0.325	3.188	0.1615
3	00:00:20.0	0.0070	100.2463	-0.000070	19.7458	0.492	4.827	0.2444
4	00:00:30.0	0.0070	100.2463	-0.000070	19.7458	0.658	6.455	0.3269
5	00:00:40.0	0.0140	100.2393	-0.000140	19.7444	0.824	8.083	0.4094
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
66	00:10:50.0	0.3060	99.9473	-0.003052	19.6871	10.976	107.675	5.4693
67	00:11:00.0	0.2980	99.9553	-0.002972	19.6887	11.156	109.440	5.5585
68	00:11:10.0	0.2910	99.9623	-0.002903	19.6900	11.323	111.079	5.6414
69	00:11:20.0	0.2840	99.9693	-0.002833	19.6914	11.496	112.776	5.7272
70	00:11:30.0	0.2770	99.9763	-0.002763	19.6928	11.670	114.483	5.8134
71	00:11:40.0	0.3060	99.9473	-0.003052	19.6871	11.019	108.096	5.4907

E.8. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MgO-PROBETA 2

<i>D1</i>	5.003	cm	<i>A1</i>	9.723	cm
<i>D2</i>	5.019	cm	<i>A2</i>	9.761	cm
<i>D3</i>	5.06	cm	<i>A3</i>	9.724	cm
<i>D prom</i>	5.0273		<i>A prom</i>	9.736	cm
				97.360	mm
			<i>Área</i>	19.850	cm ²
<i>M tara</i>	109.04	g	<i>Volumen</i>	193.262	cm ³
<i>M t + s hum</i>	474.76	g			
<i>M suelo hum</i>	365.72	g	<i>Ao=</i>	19.915	cm ²
<i>M t + s sec</i>	391.62	g			
<i>M suelo sec</i>	282.58	g			
<i>Contenido hum</i>	29.422%				
<i>Peso vol hum</i>	1.8924	g/cm ³			
<i>Peso vol sec</i>	1.4622	g/cm ³			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00:0	0.005000	97.3550	-0.000	19.914	0.1590	1.55979	0.07832538
2	00:00:10:0	0.009000	97.3510	-0.000	19.913	0.3250	3.18825	0.16010562
3	00:00:20:0	0.013000	97.3470	-0.000	19.913	0.4840	4.74804	0.23844402
4	00:00:30:0	0.017000	97.3430	-0.000	19.912	0.6510	6.38631	0.32073025
5	00:00:40:0	0.022000	97.3380	-0.000	19.911	0.8170	8.01477	0.40253464
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
66	00:10:50:0	0.325000	97.0350	-0.003	19.849	10.9540	107.4587	5.41381196
67	00:11:00:0	0.324000	97.0360	-0.003	19.849	11.1200	109.0872	5.49579784
68	00:11:10:0	0.322000	97.0380	-0.003	19.850	11.2860	110.7157	5.57772541
69	00:11:20:0	0.318000	97.0420	-0.003	19.850	11.4600	112.4226	5.66348701
70	00:11:30:0	0.314000	97.0460	-0.003	19.851	11.6260	114.0511	5.74528846
71	00:11:40:0	0.306000	97.0540	-0.003	19.853	11.7930	115.6893	5.8273384
72	00:11:50:0	0.297000	97.0630	-0.003	19.855	11.9590	117.3178	5.90882003
73	00:12:00:0	0.325000	97.0350	-0.003	19.849	11.0050	107.9591	5.43901759

E.9. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MgO-PROBETA 3

<i>D1</i>	5	cm	<i>A1</i>	9.809	cm
<i>D2</i>	4.985	cm	<i>A2</i>	9.78	cm
<i>D3</i>	5.02	cm	<i>A3</i>	9.827	cm
<i>D prom</i>	5.0017		<i>A prom</i>	9.805	cm
				98.053	mm
			<i>Área</i>	19.648	cm ²
<i>M tara</i>	45.6	g	<i>Volumen</i>	192.656	cm ³
<i>M t + s hum</i>	413.59	g			
<i>M suelo hum</i>	367.99	g	<i>Ao=</i>	19.684	cm ²
<i>M t + s sec</i>	329.81	g			
<i>M suelo sec</i>	284.21	g			
<i>Contenido hum</i>	29.478%				
<i>Peso vol hum</i>	1.9101	g/cm ³			
<i>Peso vol sec</i>	1.4752	g/cm ³			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00:0	0.004	98.049	0.0000	19.68343976	0.174	1.7069	0.0867
2	00:00:10:0	0.008	98.045	-0.0001	19.68263686	0.333	3.2667	0.1660
3	00:00:20:0	0.012	98.041	-0.0001	19.68183402	0.492	4.8265	0.2452
4	00:00:30:0	0.015	98.038	-0.0002	19.68123193	0.658	6.4550	0.3280
5	00:00:40:0	0.019	98.034	-0.0002	19.68042921	0.824	8.0834	0.4107
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
66	00:10:50:0	0.298	97.755	-0.0030	19.62460038	10.961	107.5274	5.4792
67	00:11:00:0	0.298	97.755	-0.0030	19.62460038	11.135	109.2344	5.5662
68	00:11:10:0	0.297	97.756	-0.0030	19.62479992	11.308	110.9315	5.6526
69	00:11:20:0	0.292	97.761	-0.0030	19.62579767	11.474	112.5599	5.7353
70	00:11:30:0	0.288	97.765	-0.0029	19.62659594	11.648	114.2669	5.8220
71	00:11:40:0	0.281	97.772	-0.0029	19.62799308	11.807	115.8267	5.9011
72	00:11:50:0	0.274	97.779	-0.0028	19.62939041	11.988	117.6023	5.9911
73	00:12:00:0	0.268	97.785	-0.0027	19.63058828	12.147	119.1621	6.0702
74	00:12:10:0	0.298	97.755	-0.0030	19.62460038	11.192	109.7935	5.5947

E.10. SUELO REMOLDEADO + 9% DE MgO-PROBETA 4

<i>D1</i>	5.034	<i>cm</i>	<i>A1</i>	9.722	<i>cm</i>
<i>D2</i>	4.986	<i>cm</i>	<i>A2</i>	9.817	<i>cm</i>
<i>D3</i>	5.047	<i>cm</i>	<i>A3</i>	9.731	<i>cm</i>
<i>D prom</i>	5.0223		<i>A prom</i>	9.757	<i>cm</i>
				97.567	<i>mm</i>
			<i>Área</i>	19.811	<i>cm2</i>
<i>M tara</i>	68.73	<i>g</i>	<i>Volumen</i>	193.287	<i>cm3</i>
<i>M t + s hum</i>	436.8	<i>g</i>			
<i>M suelo hum</i>	368.07	<i>g</i>	<i>Ao=</i>	19.860	<i>cm2</i>
<i>M t + s sec</i>	353.21	<i>g</i>			
<i>M suelo sec</i>	284.48	<i>g</i>			
<i>Contenido hum</i>	29.383%				
<i>Peso vol hum</i>	1.9043	<i>g/cm3</i>			
<i>Peso vol sec</i>	1.4718	<i>g/cm3</i>			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm2)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm2)</i>
1	00:00:00.0	0.002	97.565	-0.000020	19.860	0.1660	1.628	0.0820
2	00:00:10.0	0.004	97.563	-0.000041	19.859	0.3250	3.188	0.1605
3	00:00:20.0	0.006	97.561	-0.000061	19.859	0.4840	4.748	0.2391
4	00:00:30.0	0.009	97.558	-0.000092	19.858	0.6510	6.386	0.3216
5	00:00:40.0	0.012	97.555	-0.000123	19.857	0.8170	8.015	0.4036
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
76	00:12:30.0	0.330	97.237	-0.003382	19.793	12.6530	124.126	6.2712
77	00:12:40.0	0.327	97.240	-0.003352	19.794	12.8120	125.686	6.3498
78	00:12:50.0	0.322	97.245	-0.003300	19.795	12.9710	127.246	6.4283
79	00:13:00.0	0.316	97.251	-0.003239	19.796	13.1300	128.805	6.5067
80	00:13:10.0	0.310	97.257	-0.003177	19.797	13.2970	130.444	6.5890
81	00:13:20.0	0.303	97.264	-0.003106	19.798	13.4560	132.003	6.6674
82	00:13:30.0	0.334	97.233	-0.003423	19.792	12.3420	121.075	6.1173

E.11. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MgO-PROBETA 1

<i>D1</i>	5.002	<i>cm</i>	<i>A1</i>	9.739	<i>cm</i>
<i>D2</i>	5.017	<i>cm</i>	<i>A2</i>	9.73	<i>cm</i>
<i>D3</i>	5.007	<i>cm</i>	<i>A3</i>	9.745	<i>cm</i>
<i>D prom</i>	5.0087		<i>A prom</i>	9.738	<i>cm</i>
				97.380	<i>mm</i>
			<i>Área</i>	19.703	<i>cm2</i>
<i>M tara</i>	111.15	<i>g</i>	<i>Volumen</i>	191.869	<i>cm3</i>
<i>M t + s hum</i>	475.47	<i>g</i>			
<i>M suelo hum</i>	364.32	<i>g</i>	<i>Ao=</i>	19.700	<i>cm2</i>
<i>M t + s sec</i>	351.2	<i>g</i>			
<i>M suelo sec</i>	240.05	<i>g</i>			
<i>Contenido hum</i>	51.768%				
<i>Peso vol hum</i>	1.8988	<i>g/cm3</i>			
<i>Peso vol sec</i>	1.2511	<i>g/cm3</i>			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm2)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm2)</i>
1	00:00:00.0	0.021	97.359	-0.000216	19.696	0.1590	1.560	0.0792
2	00:00:10:0	0.036	97.344	-0.000370	19.693	0.3250	3.188	0.1619
3	00:00:20:0	0.050	97.330	-0.000513	19.690	0.4840	4.748	0.2411
4	00:00:30:0	0.057	97.323	-0.000585	19.688	0.6430	6.308	0.3204
5	00:00:40:0	0.064	97.316	-0.000657	19.687	0.8100	7.946	0.4036
6	00:00:50:0	0.071	97.309	-0.000729	19.685	0.9690	9.506	0.4829
7	00:01:00:0	0.071	97.309	-0.000729	19.685	1.1350	11.134	0.5656
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
72	00:11:50:0	0.440	96.940	-0.004518	19.611	12.0100	117.818	6.0077
73	00:12:00:0	0.440	96.940	-0.004518	19.611	12.1830	119.515	6.0942
74	00:12:10:0	0.440	96.940	-0.004518	19.611	12.3490	121.144	6.1773
75	00:12:20:0	0.440	96.940	-0.004518	19.611	12.5300	122.919	6.2678
76	00:12:30:0	0.433	96.947	-0.004446	19.613	12.7040	124.626	6.3544
77	00:12:40:0	0.412	96.968	-0.004231	19.617	12.8770	126.323	6.4395
78	00:12:50:0	0.440	96.940	-0.004518	19.611	12.5590	123.204	6.2823

E.12. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MgO-PROBETA 2

D1	4.978	cm	A1	9.749	cm
D2	4.994	cm	A2	9.787	cm
D3	5.011	cm	A3	9.757	cm
D prom	4.9943		A prom	9.764	cm
				97.643	mm
			Área	19.590	cm ²
M tara	116.47	g	Volumen	191.288	cm ³
M t + s hum	480.95	g			
M suelo hum	364.48	g	Ao=	19.623	cm ²
M t + s sec	351.2	g			
M suelo sec	234.73	g			
Contenido hum	55.276%				
Peso vol hum	1.9054	g/cm ³			
Peso vol sec	1.2271	g/cm ³			

Lectura #	Tiempo	DESP mm	Deformación total (cm)	Deformación unitaria (cm)	Área corregida (cm ²)	Carga (N)	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)
1	00:00:00.0	0.007	97.636	-0.000072	19.622	0.1660	1.628	0.0830
2	00:00:10:0	0.014	97.629	-0.000143	19.621	0.3400	3.335	0.1700
3	00:00:20:0	0.021	97.622	-0.000215	19.619	0.5060	4.964	0.2530
4	00:00:30:0	0.028	97.615	-0.000287	19.618	0.6800	6.671	0.3400
5	00:00:40:0	0.036	97.607	-0.000369	19.616	0.8530	8.368	0.4266
6	00:00:50:0	0.043	97.600	-0.000440	19.615	1.0190	9.996	0.5096
7	00:01:00:0	0.050	97.593	-0.000512	19.613	1.1930	11.703	0.5967
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
72	00:11:50:0	0.405	97.238	-0.004148	19.542	11.9730	117.455	6.0103
73	00:12:00:0	0.405	97.238	-0.004148	19.542	12.1400	119.093	6.0941
74	00:12:10:0	0.405	97.238	-0.004148	19.542	12.2990	120.653	6.1740
75	00:12:20:0	0.398	97.245	-0.004076	19.544	12.4650	122.282	6.2568
76	00:12:30:0	0.391	97.252	-0.004004	19.545	12.6310	123.910	6.3397
77	00:12:40:0	0.377	97.266	-0.003861	19.548	12.8050	125.617	6.4261
78	00:12:50:0	0.405	97.238	-0.004148	19.542	12.4650	122.282	6.2573

E.13. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MgO-PROBETA 3

<i>D1</i>	5.02	<i>cm</i>	<i>A1</i>	9.781	<i>cm</i>
<i>D2</i>	5.014	<i>cm</i>	<i>A2</i>	9.792	<i>cm</i>
<i>D3</i>	5.004	<i>cm</i>	<i>A3</i>	9.82	<i>cm</i>
<i>D prom</i>	5.0127		<i>A prom</i>	9.798	<i>cm</i>
				97.977	<i>mm</i>
			<i>Área</i>	19.735	<i>cm2</i>
<i>M tara</i>	154.27	<i>g</i>	<i>Volumen</i>	193.353	<i>cm3</i>
<i>M t + s hum</i>	520.2	<i>g</i>			
<i>M suelo hum</i>	365.93	<i>g</i>	<i>Ao=</i>	19.718	<i>cm2</i>
<i>M t + s sec</i>	351.2	<i>g</i>			
<i>M suelo sec</i>	196.93	<i>g</i>			
<i>Contenido hum</i>	85.817%				
<i>Peso vol hum</i>	1.8926	<i>g/cm3</i>			
<i>Peso vol sec</i>	1.0185	<i>g/cm3</i>			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm2)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm2)</i>
1	00:00:00.0	0.000	97.977	0.000000	19.718	0.1740	1.707	0.0866
2	00:00:10:0	0.007	97.970	-0.000071	19.716	0.3400	3.335	0.1692
3	00:00:20:0	0.014	97.963	-0.000143	19.715	0.5130	5.033	0.2553
4	00:00:30:0	0.021	97.956	-0.000214	19.713	0.6800	6.671	0.3384
5	00:00:40:0	0.028	97.949	-0.000286	19.712	0.8530	8.368	0.4245
6	00:00:50:0	0.036	97.941	-0.000367	19.710	1.0120	9.928	0.5037
7	00:01:00:0	0.043	97.934	-0.000439	19.709	1.1860	11.635	0.5903
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
79	00:13:00:0	0.426	97.551	-0.004348	19.632	13.1370	128.874	6.5644
80	00:13:10:0	0.419	97.558	-0.004277	19.634	13.3110	130.581	6.6509
81	00:13:20:0	0.419	97.558	-0.004277	19.634	13.4770	132.209	6.7338
82	00:13:30:0	0.412	97.565	-0.004205	19.635	13.6510	133.916	6.8203
83	00:13:40:0	0.405	97.572	-0.004134	19.636	13.8170	135.545	6.9027
84	00:13:50:0	0.398	97.579	-0.004062	19.638	13.9910	137.252	6.9892
85	00:14:00:0	0.440	97.537	-0.004491	19.629	12.8340	125.902	6.4139

E.14. SUELO REMOLDEADO + 12% DE MgO-PROBETA 4

<i>D1</i>	4.984	cm	<i>A1</i>	9.77	cm
<i>D2</i>	4.996	cm	<i>A2</i>	9.835	cm
<i>D3</i>	5.02	cm	<i>A3</i>	9.818	cm
<i>D prom</i>	5.0000		<i>A prom</i>	9.808	cm
				98.077	mm
			<i>Área</i>	19.635	cm ²
<i>M tara</i>	64.19	g	<i>Volumen</i>	192.573	cm ³
<i>M t + s hum</i>	435.33	g			
<i>M suelo hum</i>	371.14	g	<i>Ao=</i>	19.674	cm ²
<i>M t + s sec</i>	351.2	g			
<i>M suelo sec</i>	287.01	g			
<i>Contenido hum</i>	29.313%				
<i>Peso vol hum</i>	1.9273	g/cm ³			
<i>Peso vol sec</i>	1.4904	g/cm ³			

<i>Lectura #</i>	<i>Tiempo</i>	<i>DESP mm</i>	<i>Deformación total (cm)</i>	<i>Deformación unitaria (cm)</i>	<i>Área corregida (cm²)</i>	<i>Carga (N)</i>	<i>Carga (kg)</i>	<i>Esfuerzo (kg/cm²)</i>
1	00:00:00.0	0.014	98.063	-0.000143	19.672	0.1660	1.628	0.0828
2	00:00:10:0	0.021	98.056	-0.000214	19.670	0.3330	3.267	0.1661
3	00:00:20:0	0.028	98.049	-0.000285	19.669	0.4990	4.895	0.2489
4	00:00:30:0	0.036	98.041	-0.000367	19.667	0.6720	6.592	0.3352
5	00:00:40:0	0.036	98.041	-0.000367	19.667	0.8460	8.299	0.4220
6	00:00:50:0	0.043	98.034	-0.000438	19.666	1.0050	9.859	0.5013
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
74	00:12:10:0	0.377	97.700	-0.003844	19.599	12.3060	120.722	6.1596
75	00:12:20:0	0.369	97.708	-0.003762	19.601	12.4650	122.282	6.2386
76	00:12:30:0	0.405	97.672	-0.004129	19.594	11.7710	115.474	5.8935

E.16. CAPACIDADES DE CARGA SEGÚN TERZAGHI Y SKEMPTON.

E.16.1 SUELO NATURAL

<i>Terzaghi</i>			<i>Skempton</i>		
<i>N'</i> c	5.7		<i>B = ancho</i>	50	<i>cm</i>
<i>N'</i> q	1		<i>D = prf</i>	80	<i>cm</i>
<i>N'</i> γ	0		<i>B/D</i>	0.625	
<i>Df</i>	80	<i>cm</i>	<i>Nc</i>	5.9	<i>Tabla 3.11</i>
<i>γ</i>	0.001871	<i>kg/cm3</i>	<i>Df</i>	80	<i>cm</i>
<i>qu</i>	3.567	<i>kg/cm2</i>	<i>γ</i>	0.001871	<i>kg/cm3</i>
<i>Qc=</i>	10.315	<i>kg/cm2</i>	<i>qu</i>	3.567	<i>kg/cm2</i>
<i>Qc=</i>	1011.565	<i>kPa</i>	<i>c=qu/2</i>	1.783	
<i>Qc=</i>	101.522	<i>Ton/m2</i>	<i>Qc=</i>	10.672	<i>kg/cm2</i>
			<i>Qc=</i>	1046.54	<i>kPa</i>
			<i>Qc=</i>	105.03	<i>Ton/m2</i>

E.16.2 SUELO REMOLDEADO + 6% MgOH

<i>Terzaghi</i>			<i>Skempton</i>		
<i>N'</i> c	5.7		<i>B = ancho</i>	50	<i>cm</i>
<i>N'</i> q	1		<i>D = prf</i>	80	<i>cm</i>
<i>N'</i> γ	0		<i>B/D</i>	0.625	
<i>Df</i>	80	<i>cm</i>	<i>Nc</i>	5.9	<i>Tabla 3.11</i>
<i>γ</i>	0.001887	<i>kg/cm3</i>	<i>Df</i>	80	<i>cm</i>
<i>qu</i>	5.601	<i>kg/cm2</i>	<i>γ</i>	0.001887	<i>kg/cm3</i>
<i>Qc=</i>	16.114	<i>kg/cm2</i>	<i>qu</i>	5.601	<i>kg/cm2</i>
<i>Qc=</i>	1580.214	<i>kPa</i>	<i>c=qu/2</i>	2.800	
<i>Qc=</i>	158.592	<i>Ton/m2</i>	<i>Qc=</i>	16.674	<i>kg/cm2</i>
			<i>Qc=</i>	1635.14	<i>kPa</i>
			<i>Qc=</i>	164.10	<i>Ton/m2</i>

E.16.3 SUELO REMOLDEADO + 9% MgOH

Terzaghi			Skempton		
$N'c$	5.7		$B = ancho$	50	cm
$N'q$	1		$D = prf$	80	cm
$N'\gamma$	0		B/D	0.625	
Df	80	cm	Nc	5.9	Tabla 3.11
γ	0.001889	kg/cm ³	Df	80	cm
qu	6.115	kg/cm ²	γ	0.001889	kg/cm ³
$Qc=$	17.579	kg/cm ²	qu	6.115	kg/cm ²
$Qc=$	1723.888	kPa	$c=qu/2$	3.057	
$Qc=$	173.011	Ton/m ²	$Qc=$	18.190	kg/cm ²
			$Qc=$	1783.86	kPa
			$Qc=$	179.03	Ton/m ²

E.16.4 SUELO REMOLDEADO + 12% MgOH

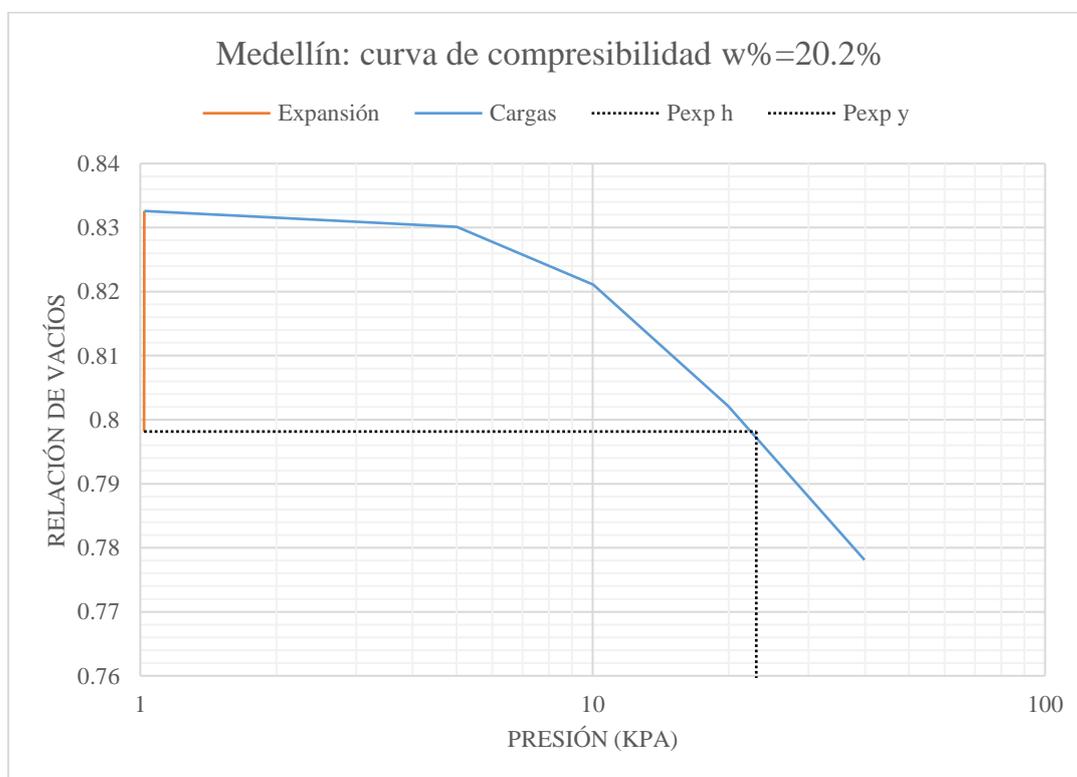
Terzaghi			Skempton		
$N'c$	5.7		$B = ancho$	50	cm
$N'q$	1		$D = prf$	80	cm
$N'\gamma$	0		B/D	0.625	
Df	80	cm	Nc	5.9	Tabla 3.11
γ	0.001913	kg/cm ³	Df	80	cm
qu	6.523	kg/cm ²	γ	0.001913	kg/cm ³
$Qc=$	18.745	kg/cm ²	qu	6.523	kg/cm ²
$Qc=$	1838.223	kPa	$c=qu/2$	3.262	
$Qc=$	184.486	Ton/m ²	$Qc=$	19.397	kg/cm ²
			$Qc=$	1902.20	kPa
			$Qc=$	190.91	Ton/m ²

ANEXO F. PRUEBAS DE OEDÓMETRO. CURVAS DE COMPRESIBILIDAD. MEDELLÍN

ANEXO F.1. Curva de Compresibilidad. Suelo de Medellín remoldeado sin carga de sitio.

Resumen de la prueba de en el oedometro.

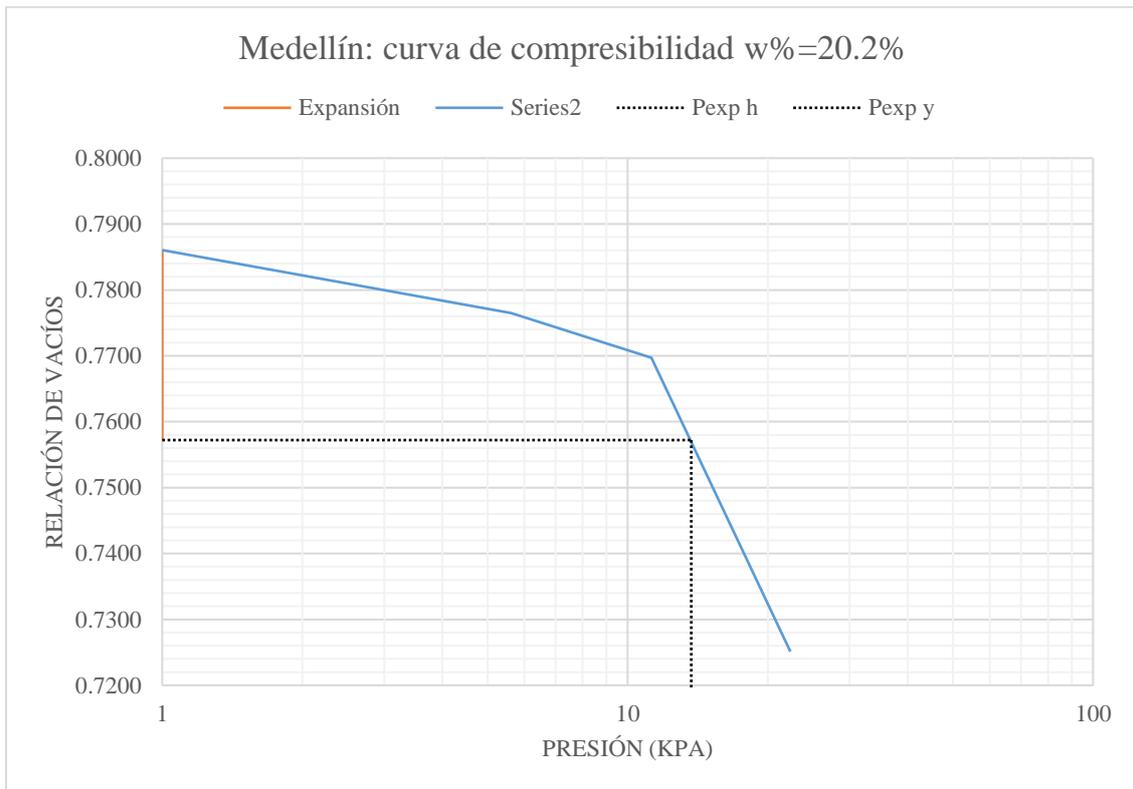
Carga de sitio (kPa)	Humedad (%)	Área del anillo (cm ²)	Expansión (%)	Pres. de Exp. (kPa)	Índice de Compresibilidad C _c	Índice de Expansión C _s
----	20.2%	28.1	1.92	23		
Datos	Carga (g)	Presión (Kg/cm ²)	Presión (kPa)	Presión Total (kPa)	Relación de vacíos e	Espesor pastilla h (cm)
		0.01	1.019716213	1.019716213	0.798155202	2.5043333
expansión	27	0.0100	1.021	1.021	0.8326	2.552
carga #1	132.5	0.0491	5.010	6.031	0.8301	2.549
carga #2	265.14	0.0983	10.026	16.057	0.8211	2.536
carga #3	527.14	0.1955	19.933	35.991	0.8022	2.510
carga #4	1055.14	0.3913	39.899	75.890	0.7781	2.476
carga #5	2111.14	0.7829	79.831	155.722	0.7399	2.423



ANEXO F.2. Curva de Compresibilidad. Suelo de Medellín remoldado con 9% de MgO sin carga de sitio.

Resumen de la prueba de en el oedómetro.

Carga de sitio (kPa)	Humedad (%)	Área del anillo (cm ²)	Expansión (%)	Pres. de Exp. (kPa)	Índice de Compresibilidad C _c	Índice de Expansión C _s
----	20.2%	28.1	1.64	13.7		
	Carga (g)	Presión (kg/cm ²)	Presión (kPa)	Presión total	relación e	Espesor pastilla h (cm)
		0.0112361	1	1	0.7572	2.504
expansión	27	0.0112	1.000	1.000	0.7860	2.552
carga #1	132.5	0.0551	5.623	6.768	0.7765	2.549
carga #2	265.14	0.1103	11.251	18.020	0.7697	2.536
carga #3	527.14	0.2194	22.369	40.389	0.7251	2.510
carga #4	1055.14	0.4391	44.775	85.165	0.6580	2.476
carga #5	2111.14	0.8786	89.587	174.752		2.423



ANEXO G. CÁLCULO DE LAS PREDICCIONES DE EXPANSIÓN VOLUMÉTRICA.

G.1. Cálculo de la predicción de expansión volumétrica según las pruebas del oedómetro. (Uso del Cs)

G.1.1 Suelo Natural e inalterado

Tabla G.1.1.1 Valores de σ_{cv} con base en σ_{sc} obtenido de la prueba de oedómetro sin aditivo ni carga estructural

Cálculo de σ_{cv1}		Cálculo de σ_{cv2}		Cálculo de σ_{cv3}	
Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.29	Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.52	Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.345
Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.10000	Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.18000	Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.11732
m	0.1	m	0.1	m	0.1
σ_{cv}	1.723	σ_{cv}	1.982	σ_{cv}	1.786

Tabla G.1.1.2. Datos para la predicción de la expansión. Suelo natural sin aditivo ni carga estructural

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ϵ_s % de expansión	Presión de exp σ_{cv} (kg/cm ²)	Peso volumétrico (kg/cm ³)	Relación de vacíos	ω %	C_c	C_s
Galaviz (2013)	60	80	7.05	1.723	0.001665	1.033	14.79	0.0394	0.0328
Baeza Campusano (2012)	100	75	11.76	1.982	0.00167	0.086	15.32	0.0318	0.0516
Datos propios	210	55	24.61	1.786	0.001686	0.8124	14.77	0.02107	0.01128

Tabla G.1.1.3. Cálculo de la expansión por estrato.

Cálculos por estrato					
σ_{f1}	0.0999	σ_{f2}	0.1666	σ_f	0.35118
σ_{sc}	1.72272	σ_{sc}	1.98247	σ_{sc}	1.82359
$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-1.23665	$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-1.0755	$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-0.7154
ρ_1	1.6 cm	ρ_2	3.83 cm	ρ_3	0.24 cm

EXPANSIÓN TOTAL:

$$\sum \rho = 5.67 \text{ cm}$$

Tabla G.1.1.4. Datos para la predicción de la expansión. Suelo natural sin aditivo ni carga estructural y plataforma de tepetate de 1.00m

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ε_s % de expansión	Presión de exp σ_{cv} (kg/cm ²)	Peso volumétrico (kg/cm ³)	Relación de vacíos	ω %	C_c	C_s
TEPETATE	-----	100	0	0	0.00174	0	22.19	-----	-----
Baeza Campusano (2012)	100	75	11.76	1.982	0.00167	0.086	15.32	0.0318	0.0516
Datos propios	210	55	24.61	1.786	0.001686	0.8124	14.77	0.02107	0.01128

Tabla G.1.1.5 Cálculo de la expansión por estrato.

Cálculos por estrato			
σ_{f1}	0.174	σ_{f2}	0.35826
σ_{sc}	1.98247	σ_{sc}	1.786
$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-1.0567	$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-0.6977
ρ_1	3.76	ρ_2	0.24

EXPANSIÓN TOTAL:

$$\sum \rho = 4.00 \text{ cm}$$

G.1.2. Suelo natural y con carga simulada de 27 kPa

Tabla G.1.2.1 Valores de σ_{cv} con base en σ_{sc} obtenido de la prueba de oedómetro sin aditivo y carga estructural de 27 kPa

Cálculo de σ_{cv1}	
Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm ²)	2.824
Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm ²)	0.39
m	0.1
σ_{cv} (kg/cm ²)	2.359

Tabla G.1.2.2 Datos para la predicción de la expansión. Suelo natural sin aditivo y carga estructural de 27 kPa

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ϵ_s % de expansión	Presión de exp σ_{cv} (kg/cm ²)	Peso volumétrico (kg/cm ³)	Relación de vacíos	ω %	Cc	Cs
Datos propios	210	210	6.41%	2.359	0.00179	0.9196	25.4	0.0047	0.0388

Tabla G.1.2.3 Cálculo de la expansión por estrato

Cálculos por estrato	
σ_f	0.3759
σ_{cv}	2.35885
$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-0.80
ρ_l	-3.386

EXPANSIÓN TOTAL:

$$\sum \rho = 3.4 \text{ cm}$$

Tabla G.1.2.4 Datos para la predicción de la expansión. Suelo natural sin aditivo y carga estructural de 27 kPa, con plataforma de tepetate de 1.00m

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ϵ_s % de expansión	Presión de exp σ_{cv} (kg/cm ²)	Peso volumétrico (kg/cm ³)	Relación de vacíos	ω %	Cc	Cs
TEPETATE	-----	100	0	0	0.00174	-----	22.19	-----	-----
Datos propios	210	110	6.41%	2.359	0.00179	0.9196	25.4	0.0047	0.0388

Tabla G.1.2.5 Cálculo de la expansión por estrato

Cálculos por estrato	
σ_{f1}	0.3709
σ_{sc}	2.359
$\log(\sigma_f/\sigma_{sc})$	-0.8035
ρ_l	-1.7864

EXPANSIÓN TOTAL:

$$\sum \rho = 1.79 \text{ cm}$$

D 1.3. Suelo remoldeado con 8% de MgO

Tabla G.1.3.1 Valores de σ_{cv} con base en σ_{sc} obtenido de la prueba de oedometro con 8% de MgO y sin carga estructural.

<i>Cálculo de σ_{cv}</i>	
<i>Presión de expansión σ_{sc} (kg/cm²)</i>	3.77
<i>Esfuerzo de exp σ_i (kg/cm²)</i>	0.11
<i>m</i>	0.1
σ_{cv} (kg/cm²)	2.734

Tabla G.1.3.2 Datos para la predicción de la expansión. Suelo remoldeado con 8% de MgO y sin carga estructural.

<i>Datos obtenidos de:</i>	<i>Profundidad de la muestra (cm)</i>	<i>Profundidad del estrato (cm)</i>	<i>ϵ_s % de expansión</i>	<i>Presión de exp. σ_{cv} (kg/cm²)</i>	<i>Peso volumétrico (kg/cm³)</i>	<i>Relación de vacíos</i>	<i>ω %</i>	<i>Cc</i>	<i>Cs</i>
<i>Datos propios</i>	210	210	3.81%	2.734	0.00169	1.0798	22.5	0.0447	0.0056

Tabla G.1.3.3 Cálculo de la expansión por estrato

<i>Cálculos por estrato</i>	
<i>σ_f</i>	0.3549
<i>σ_{sc}</i>	2.734
<i>log (σ_f/σ_{sc})</i>	-0.89
<i>ρ_l</i>	-0.501

EXPANSIÓN TOTAL:

$$\sum \rho = 0.50 \text{ cm}$$

G.2. Cálculo de la predicción de expansión usando los datos obtenidos con la gráfica del doble oedómetro. (Uso del CH)

Para el cálculo de la predicción de expansión volumétrica se utilizaron las ecuaciones propuestas en la fundamentación teórica (Capítulo 3, Sección 3.2.3) y se proponen tres escenarios distintos para compararlos con los resultados obtenidos en la sección anterior:

- Cálculo de la expansión del suelo en estado natural e inalterado.
- Cálculo de la expansión del suelo en estado natural y con una carga simulada de 27 kPa.
- Cálculo de la expansión del suelo remoldeado con 8% de MgO.

G.2.1. Suelo Natural e inalterado

Para el cálculo de CH se utilizó la ecuación 3.1. y se promediaron los valores de σ_{cv} , ϵ_s % y γ_m para obtener un CH promedio de todos los estratos de suelo expansivo. Después se utilizó la ecuación 3.10 para calcular el valor de la expansión por cada una de las capas propuestas.

Tabla G.2.1.1 Valores para calcular la expansión volumétrica. Suelo natural sin aditivo ni carga estructural

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ϵ_s % de expansión	Presión de exp. σ_{cv} (kg/cm ²)	CH	Peso volumétrico (kg/cm ³)	ω %
Galaviz (2013)	60	80	7.05	1.723	0.057029	0.001665	14.79
Baeza Campusano (2012)	100	75	11.76	1.982	0.112867	0.00167	15.32
Datos propios	210	55	24.61	1.786	0.208114	0.001686	14.77

Tabla G.2.1.2 División por capas

Espesor de la capa que va a expandir		
σ_{cv} promedio	1.830	kg/cm ²
γ_m promedio (kg/cm ³)	0.001674	kg/cm ³
CH promedio	0.12600	
<i>Z_p</i> =profundidad necesaria para que el material abata la presión de expansión.		
$Z_p = \sigma_{cv} / \gamma_{sat}$	1093.64	cm
Z_p (m)	10.94	m
Dividir en 10 capas de:	1.094	m

Capas	z	σ_f	ρ =expansión
1.094	0.547	0.00092	0.455
2.187	1.640	0.00275	0.389
3.281	2.734	0.00458	0.359
4.375	3.828	0.00641	0.338
5.468	4.921	0.00824	0.323
6.562	6.015	0.01007	0.311
7.656	7.109	0.01190	0.301
8.749	8.202	0.01373	0.293
9.843	9.296	0.01556	0.285
10.936	10.390	0.01739	0.279

$$\sum \rho = 3.33 \text{ cm}$$

G.2.2 Suelo natural y con carga simulada de 27 kPa

Tabla G.2.2.1 Valores para calcular la expansión volumétrica. Suelo natural sin aditivo y con carga estructural de 27 kPa

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ϵ_s % de expansión	Presión de exp σ_{cv} (kg/cm ²)	CH	Peso volumétrico (kg/cm ³)	ω %
Datos propios	210	210	6.41	2.359	0.082008	0.001686	14.77

Tabla G.2.2.2 División por capas

<i>Z_p</i> =profundidad necesaria para que el material abata la presión de expansión.			
$Z_p = \sigma_{cv} / \gamma_{sat}$	1399.08	cm	
Z_p (m))	13.99	m	
Dividir en 10 capas de:	1.399	m	

Capas	z	σ_f	ρ =expansión
1.399	0.700	0.00118	0.379
2.798	2.099	0.00354	0.324
4.197	3.498	0.00590	0.299
5.596	4.897	0.00826	0.282
6.995	6.296	0.01061	0.269
8.394	7.695	0.01297	0.259
9.794	9.094	0.01533	0.251
11.193	10.493	0.01769	0.244
12.592	11.892	0.02005	0.238
13.991	13.291	0.02241	0.232

$$\sum \rho = 2.78 \text{ cm}$$

G.2.3 Suelo remoldeado con 8% de MgO

Tabla G.2.3.1 Valores para calcular la expansión volumétrica. Suelo natural con 8% de MgO y sin carga estructural.

Datos obtenidos de:	Profundidad de la muestra (cm)	Profundidad del estrato (cm)	ϵ_s % de expansión	Presión de exp. σ_{cv} (kg/cm ²)	CH	Peso volumétrico (kg/cm ³)	ω %
Datos propios	210	210	3.81	2.734	0.027304	0.00169	22.5

Tabla G.2.3.2 División por capas

<i>Z_p</i> =profundidad necesaria para que el material abata la presión de expansión.		
$Z_p = \sigma_{cv} / \gamma_{sat}$	1617.76	cm
Z_p (m)	16.18	m
Dividir en 10 capas de:	1.618	m

Capas	z	σ_f	ρ =expansión
1.618	0.809	0.00137	0.146
3.236	2.427	0.00410	0.125
4.853	4.044	0.00684	0.115
6.471	5.662	0.00957	0.108
8.089	7.280	0.01230	0.104
9.707	8.898	0.01504	0.100
11.324	10.515	0.01777	0.097
12.942	12.133	0.02051	0.094
14.560	13.751	0.02324	0.091
16.178	15.369	0.02597	0.089

$$\sum \rho = 1.06 \text{ cm}$$

ANEXO H. BAJADA DE CARGAS DE EDIFICIO DE UNA PLANTA

Tabla H.1. Cálculo del peso de los tableros de la losa

<i>Tablero</i>	<i>WD</i>	<i>a1</i>	<i>a2</i>	<i>ω1</i>	<i>ω2</i>
<i>WD a1 a2 m ω1</i>	<i>WD</i>	<i>a1</i>	<i>a2</i>	<i>ω1</i>	<i>ω2</i>
<i>#</i>	<i>Kg/m²</i>	<i>m.</i>	<i>m.</i>	<i>kg/m</i>	<i>kg/m</i>
1	500	1.9	2.5	0.76	237.5
2	501	1.5	2.5	0.6	187.88
3	502	3.5	4.1	0.85	439.25
4	503	3.5	3.7	0.95	440.13
5	504	2.8	3	0.93	352.8
6	505	3.4	3.8	0.89	429.25
7	506	2.7	2.7	1	341.55
8	507	1.1		VOL	557.7
<i>TRABE 1</i>					
	<i>TABLERO 6</i>	=	629.41	<i>KG/M</i>	
	<i>TABLERO 8</i>	=	557.7	<i>KG/M</i>	
	<i>PESO PROPIO</i>	=	144	<i>KG/M</i>	
	<i>TOTAL</i>	=	1331.11	<i>KG/M</i>	
 <i>TRABE 3</i>					
	<i>TABLERO 7</i>	=	455.4	<i>KG/M</i>	
	<i>TABLERO 5</i>	=	470.4	<i>KG/M</i>	
	<i>PESO PROPIO</i>	=	192	<i>KG/M</i>	
	<i>TOTAL</i>	=	1117.8	<i>KG/M</i>	

<i>Tablero</i> #	W_D Kg/m ²	a_1 m.	a_2 m.	m	ω_1 kg/m	ω_2 kg/m
1	500	1.9	2.5	0.76	317	384
2	501	1.5	2.5	0.6	251	331
3	502	3.5	4.1	0.85	586	665
4	503	3.5	3.7	0.95	587	618
5	504	2.8	3	0.93	470	501
6	505	3.4	3.8	0.89	572	629
7	506	2.7	2.7	1	455	455
8	507		1.1		557.7	
<i>TABLERO 7</i>	=	455.4	<i>KG/M</i>			
<i>PESO PROPIO</i>	=	192	<i>KG/M</i>			
<i>TOTAL</i>		647.4	<i>KG/M</i>			
<i>TRABE 4</i>						
<i>TABLERO 4</i>	=	617.7	<i>KG/M</i>			
<i>TABLERO 6</i>	=	629.41	<i>KG/M</i>			
<i>PESO PROPIO</i>	=	144	<i>KG/M</i>			
<i>TOTAL</i>	=	1391.1	<i>KG/M</i>			

H.1. Zapata con problemas de lindero

$$\text{Peso del terreno } P2 = (V_{\text{terreno}}) * (W_t)$$

$$\begin{array}{l} V_{\text{terreno}} \quad 0.09 \\ P2 \quad 0.1602 \quad \text{TON} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Peso de la cimentación } P3 = \\ (V_{\text{cimentación}}) * (W_{\text{concreto}}) \end{array}$$

$$\begin{array}{l} V_{\text{cimentación}} \quad 0.3 \\ P3 \quad 0.72 \quad \text{TON} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Peso del muro más la losa } P4 = \\ W_{\text{zapata}} (\text{carga})(b) \end{array}$$

$$P4 \quad 20.76135 \quad \text{TON}$$

$$\sum P = P2 + P3 + P4$$

$$\sum P = 21.64155$$

$$M2 \quad 0.02403 \quad \text{TON-M}$$

$$M3 \quad 0.18 \quad \text{TON-M}$$

$$M4 \quad 8.304539 \quad \text{TON-M}$$

$$\sum M = M2 + M3 + M4$$

$$\sum M = 8.508569$$

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

$$X = 0.393159$$

Excentricidad

$$e = 0.143159$$

Revisión de las presiones de contacto

$$\sigma_{\text{max}} \quad 4.746183 \quad \text{TON/M}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} \quad 3.989053 \quad \text{TON/M}^2$$

$$\begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} \quad \sigma_{\text{min}} \quad 3.989053 \quad \text{TON/M}^2 \\ - \quad 0.757131 \quad \text{TON/M}^2 \end{array}$$

Distribución de las presiones de contacto

$$\sigma_f \quad 4.443331 \quad \text{TON/M}^2$$

Determinación de los elementos mecánicos

Cortante

$$V2 \quad 1.264858 \quad \text{TON}$$

Momento

$$m2 \quad 0.365829 \quad \text{TON-M}$$

Revisión del cortante

Corte en la sección crítica

$$\sigma d \quad 4.82189638 \quad \text{TON/M2}$$

$$Vd \quad 2.42301097$$

$$Vdu \quad 4.84602194 \quad \text{ton}$$

Fuerza de corte que resiste el concreto

$$\phi Vc = v_c * b * d * \phi \quad 35.0625 \quad \text{ton}$$

Como $\phi Vc > Vdu$ el peralte es suficiente

Diseño por flexión

$$M = \quad 36582.891 \quad \text{kg/cm}$$

$$Mu / b * d^2 * \phi * f_c \quad 0.00013559$$

De la gráfica de porcentaje de acero tomamos ρ

$$\rho = \quad 0.00337$$

$$As = \rho b d \quad 18.535$$

H.2. Zapata sin problemas de lindero

$$\text{Peso del terreno } P1 = (V_{\text{terreno}}) * (W_t)$$

$$\begin{array}{ll} V_{\text{terreno}} & 0.045 \\ P1 & 0.10575 \end{array}$$

$$P2 \quad 0.10575$$

$$\text{Peso de la cimentación } P3 = (V_{\text{cimentación}}) * (W_{\text{concreto}})$$

$$V_{\text{cimentación}} \quad 0.3$$

$$P3 \quad 0.72$$

$$\text{Peso del muro más la losa } P4 = W_{\text{zapata}} (carga)(b)$$

$$P4 \quad 2.1398666$$

$$\sum P = P1 + P2 + P3 + P4$$

$$\sum P = 3.0713666$$

$$M1 \quad 0.0449438$$

$$M2 \quad 0.0079313$$

$$M3 \quad 0.18$$

$$M4 \quad 0.5349667$$

$$\sum M = M1 + M2 + M3 + M4$$

$$\sum M = 0.7678417 \quad \text{TON-M}$$

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

$$X = 0.25 \quad M$$

Excentricidad

$$e = 0$$

Revisión de las presiones de contacto

$$\sigma_{\text{max}} \quad 6.1427332 \quad \text{TON/M2}$$

$$\sigma_{\text{min}} \quad 6.1427332 \quad \text{TON/M2}$$

$$\begin{array}{ll} \sigma_{\text{max}} & \sigma_{\text{min}} \\ - & 0 \end{array}$$

Distribución de las presiones de contacto

$$\sigma_1 \quad 6.1427332$$

$$\sigma_2 \quad 6.1427332$$

Determinación de los elementos mecánicos

Cortante

$$V1 \quad 0.92141 \quad \text{TON}$$

$$V2 \quad 0.92141 \quad \text{TON}$$

Momento

$M1$	0.0691057	TON-M
$M2$	0.0691057	TON-M

Revisión del cortante
Corte en la sección crítica

σd	6.1427332	
Vd	3.3785033	
Vdu	6.7570066	ton

Fuerza de corte que resiste el concreto

$$\phi V_c = v_c * b * d * \phi \quad 35.0625 \quad \text{ton}$$

Como $\phi V_c > Vdu$ el peralte es suficiente

Diseño por flexión

$$M = 6910.5749 \quad \text{kg-cm}$$

$$Mu / b * d^2 * \phi \quad 0.0507664$$

De la gráfica de porcentaje de acero tomamos ρ

$$\rho = 0.0033$$

$$As = \rho b d \quad 4.95$$

H.3. Cálculo de la carga de cada tablero de la losa.

Tabla H.2. 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	0.6334	1.87	492.5	166.82
	2	LARGO	1.545	2.47	492.5	308.06
	3	LARGO	1.545	2.47	492.5	308.06
	4	CORTO	0.6334	1.87	492.5	166.82
	5	LARGO	0.72	1.51	492.5	234.83
	6	CORTO	1.4481	2.47	492.5	288.74
	7	CORTO	1.4481	2.47	492.5	288.74
	8	LARGO	0.72	1.51	492.5	234.83
	9	LARGO	2.92	3.34	492.5	430.57
	10	CORTO	4.22	4.18	492.5	497.21
	11	CORTO	4.22	4.18	492.5	497.21
	12	LARGO	2.92	3.34	492.5	430.57
	13	LARGO	3.4	3.47	492.5	482.56
	14	LARGO	3.27	3.64	492.5	442.44
	15	LARGO	3.27	3.64	492.5	442.44
TRABE	16	CORTO	3.4	3.47	492.5	482.56
	17	CORTO	2.17	2.94	492.5	363.51
	18	LARGO	2.6	3.24	492.5	395.22
	19	LARGO	2.6	3.24	492.5	395.22
TRABE	20	CORTO	2.17	2.94	492.5	363.51
TRABE	21	CORTO	3.82	3.47	492.5	542.18
	22	LARGO	3.31	3.64	492.5	447.85
	23	LARGO	3.31	3.64	492.5	447.85
TRABE	24	CORTO	3.82	3.47	492.5	542.18
	25	CORTO	2.15	2.94	492.5	360.16
	26	LARGO	2.03	2.85	492.5	350.8
	27	LARGO	2.03	2.85	492.5	350.8
TRABE	28	CORTO	2.15	2.94	492.5	360.16

Tabla H.3. Volúmenes, pesos y pesos por cada metro que cargara la zapata por muro.

<i>Eje</i>	<i>Tramo</i>	<i>Muro</i>				<i>Puerta</i>			<i>Ventana</i>			<i>Total</i>		<i>Zapata</i>	
		<i>Altura</i> <i>(m)</i>	<i>Largo</i> <i>(m)</i>	<i>Espesor</i> <i>(m)</i>	<i>Volumen</i> <i>(m³)</i>	<i>Altura</i> <i>(m)</i>	<i>Largo</i> <i>(m)</i>	<i>Volumen</i> <i>(m³)</i>	<i>Alto</i> <i>(m)</i>	<i>Largo</i> <i>(m)</i>	<i>Volumen</i> <i>(m³)</i>	<i>Volumen</i> <i>(m³)</i>	<i>Peso</i> <i>(Kg)</i>	<i>Longitud</i> <i>(m)</i>	<i>Peso por cada metro</i> <i>(Kg/m)</i>
<i>A</i>	<i>1-6</i>	<i>2.90</i>	<i>9.91</i>	<i>0.18</i>	<i>5.17</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>5.17</i>	<i>8885.70</i>	<i>9.91</i>	<i>896.64</i>
<i>F</i>	<i>1-6</i>	<i>2.90</i>	<i>9.91</i>	<i>0.18</i>	<i>5.17</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>5.17</i>	<i>8885.70</i>	<i>9.91</i>	<i>896.64</i>
<i>B</i>	<i>1-2</i>	<i>2.90</i>	<i>2.37</i>	<i>0.18</i>	<i>1.24</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>1.24</i>	<i>2125.04</i>	<i>2.37</i>	<i>896.64</i>
<i>C</i>	<i>1-3</i>	<i>2.90</i>	<i>4.09</i>	<i>0.18</i>	<i>2.13</i>	<i>2.10</i>	<i>0.95</i>	<i>0.04</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>2.10</i>	<i>3605.57</i>	<i>4.09</i>	<i>881.56</i>
<i>D</i>	<i>3-6</i>	<i>2.90</i>	<i>5.82</i>	<i>0.18</i>	<i>3.04</i>	<i>2.10</i>	<i>0.95</i>	<i>0.04</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>3.00</i>	<i>5156.76</i>	<i>5.82</i>	<i>886.04</i>
<i>1</i>	<i>A-F</i>	<i>2.90</i>	<i>6.72</i>	<i>0.18</i>	<i>3.51</i>	<i>2.10</i>	<i>0.85</i>	<i>0.03</i>	<i>0.40</i>	<i>1.80</i>	<i>0.01</i>	<i>3.46</i>	<i>5947.97</i>	<i>6.72</i>	<i>885.11</i>
<i>2</i>	<i>A-C</i>	<i>2.90</i>	<i>3.38</i>	<i>0.18</i>	<i>1.76</i>	<i>2.10</i>	<i>1.80</i>	<i>0.07</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>1.70</i>	<i>2913.77</i>	<i>3.38</i>	<i>862.06</i>
<i>3</i>	<i>C-F</i>	<i>2.90</i>	<i>3.41</i>	<i>0.18</i>	<i>1.78</i>	<i>2.10</i>	<i>1.50</i>	<i>0.06</i>	<i>0.60</i>	<i>1.76</i>	<i>0.02</i>	<i>1.70</i>	<i>2927.50</i>	<i>3.41</i>	<i>858.50</i>
<i>4</i>	<i>B'-D</i>	<i>2.90</i>	<i>0.79</i>	<i>0.18</i>	<i>0.41</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.41</i>	<i>708.35</i>	<i>0.79</i>	<i>896.64</i>
<i>5</i>	<i>A-C</i>	<i>2.90</i>	<i>3.38</i>	<i>0.18</i>	<i>1.76</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>1.00</i>	<i>2.00</i>	<i>0.04</i>	<i>1.73</i>	<i>2968.80</i>	<i>3.38</i>	<i>878.34</i>