







UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE CIENCIA E INGENIERÍA DEL  
TERRENO Y DE LOS MATERIALES

TESIS DOCTORAL

INFLUENCIA DE LA DENSIDAD Y  
DEL CONFINAMIENTO CON GEOTEXTIL  
EN COLUMNAS DE GRAVA

Autor

MARINA MIRANDA MANZANARES

Directores:

ALMUDENA DA COSTA GARCÍA

JORGE CASTRO GONZÁLEZ

Santander, 2014





UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE CIENCIA E INGENIERÍA DEL  
TERRENO Y DE LOS MATERIALES

THESIS

INFLUENCE OF DENSITY AND  
CONFINEMENT WITH GEOTEXTILE  
IN STONE COLUMNS

Author

MARINA MIRANDA MANZANARES

Supervisors:

ALMUDENA DA COSTA GARCÍA

JORGE CASTRO GONZALEZ

Santander, 2014



Esta tesis doctoral ha sido financiada por las siguientes instituciones:

- Proyecto de Investigación del Plan Nacional: “Proceso integrado de cálculo de columnas de grava, con consideración de la influencia del método de instalación”. (Ref. BIA2009-13602) Otorgado por el Ministerio de Ciencia e Innovación al Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria.
- Beca Predoctoral de la Convocatoria Nacional del Plan Nacional de Formación de Personal Investigador del Ministerio de Ciencia e Innovación. (Ref. BES-2010-032866)
- Ayuda de movilidad para estancias breves para Personal Investigador en Formación otorgado por el Ministerio de Economía y Competitividad. (Ref. EEBB-I-13-06192)





# Agradecimientos / Acknowledgements

En primer lugar deseo expresar mi más sincero agradecimiento a la Profesora Almudena Da Costa García y al Profesor Jorge Castro González, por su esfuerzo e implicación. Sus consejos y directrices han posibilitado la realización del trabajo. Agradecer su dedicación, la experiencia compartida y la oportunidad que me han brindado.

Del mismo modo quiero agradecer al Prof. César Sagasetta y al Prof. Jorge Cañizal por toda la ayuda que me han prestado, su dedicación y amplia experiencia han sido de una gran valía.

I would like to express my gratitude to Prof. Minna Karstunnen, my research supervisor during my four months stay at Chalmers University of Technology, for her kindness, time, knowledge and facilities given. I would like also to express my gratitude to the rest of the people working there for making me feeling like at home, encouraging me and helping with everything.

Agradecer también a la empresa Huesker la aportación del material geotextil empleado en la investigación. En especial a Ignacio Diego que ha hecho posible la colaboración.

A los técnicos del laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, Javier de la Fuente y Fernando del Puerto por la gran ayuda prestada en el laboratorio y los buenos ratos compartidos y a mis compañeros de doctorado: Jose Miguel, Fernando y Pablo, que me han ayudado y hecho más amenos muchos momentos.

Finalmente agradecer a mi familia el apoyo y ánimo incondicional porque sin su ayuda no hubiera podido llegar hasta aquí. También a mis amigos que han estado ahí aguantando y han sabido sacarme una sonrisa en los momentos que más lo he necesitado.



# ÍNDICE

**Lista de Figuras**

**Lista de tablas**

**Resumen**

**Abstract**

**Thesis summary**

**Presentación del documento**

**Motivación y objetivos**

**Notación**

<b>Capítulo 1 ESTADO DEL CONOCIMIENTO .....</b>	<b>1</b>
1.1    COLUMNAS DE GRAVA.....	2
1.1.1    Aplicación y objetivos .....	3
1.1.2    Métodos de puesta en obra.....	4
1.1.3    Características de las columnas de grava .....	7
1.1.4    Soluciones analíticas .....	9
1.1.5    Análisis experimentales en laboratorio .....	21
1.1.6    Análisis numéricos .....	27
1.2    COLUMNAS ENSACADAS .....	30
1.2.1    Características de las columnas ensacadas .....	32
1.2.2    Métodos de puesta en obra.....	33

1.2.3	Soluciones analíticas .....	34
1.2.4	Análisis experimentales en laboratorio .....	40
1.2.5	Análisis numéricos .....	46

## **Capítulo 2 INFLUENCIA DE LA DENSIDAD DE LA GRAVA..... 49**

2.1	OBJETIVO .....	49
2.2	ENSAYOS EN MODELO REDUCIDO .....	50
2.2.1	Equipo de ensayo .....	51
2.2.2	Descripción del modelo reducido .....	61
2.2.3	Materiales empleados .....	64
2.2.4	Procedimiento de ensayo .....	74
2.2.5	Ensayos realizados .....	78
2.2.6	Análisis de resultados .....	80
2.2.7	Nuevos diámetros de la columna .....	105
2.2.8	Conclusiones .....	117
2.3	ANÁLISIS NUMÉRICOS .....	119
2.3.1	Modelos constitutivos .....	120
2.3.2	Modelo numérico .....	125
2.3.3	Ajustes de los modelos .....	126
2.3.4	Análisis de resultados .....	133
2.3.5	Conclusiones .....	153
2.4	COMPARACIÓN CON SOLUCIONES ANALÍTICAS .....	155
2.4.1	Factor de concentración de tensiones.....	156
2.4.2	Asientos.....	159

2.4.3	Presiones intersticiales .....	164
2.4.4	Coeficiente de consolidación .....	167
2.4.5	Conclusiones .....	169
<b>Capítulo 3 COLUMNAS ENSACADAS.....</b>		<b>171</b>
3.1	OBJETIVO .....	171
3.2	ENSAYOS DE LABORATORIO .....	172
3.2.1	Modelo de ensayo .....	172
3.2.2	Materiales empleados .....	174
3.2.3	Características de los geotextiles.....	180
3.2.4	Procedimiento de ensayo .....	194
3.2.5	Ensayos realizados .....	199
3.2.6	Análisis de resultados .....	199
3.2.7	Conclusiones .....	218
3.3	ANÁLISIS NUMÉRICOS .....	220
3.3.1	Modelo numérico .....	220
3.3.2	Ajustes de los Modelos .....	221
3.3.3	Análisis de resultados .....	225
3.3.4	Conclusiones .....	237
3.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON SOLUCIONES ANALÍTICAS.....	239
3.4.1	Factor de concentración de tensiones.....	239
3.4.2	Asientos.....	242
3.4.3	Presiones intersticiales .....	246
3.4.4	Conclusiones .....	247

CONCLUSIONES FINALES.....	249
FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN.....	256
CONCLUSIONS.....	249
FUTURE WORK.....	263
BIBLIOGRAFÍA .....	265

## **ANEJOS**

<b>ANEJO A</b>	<b>Instrumentación y Medidas</b>
<b>ANEJO B</b>	<b>Ensayos columnas de grava</b>
<b>ANEJO C</b>	<b>Propiedades de los geotextiles</b>
<b>ANEJO D</b>	<b>Ensayos columnas ensacadas</b>
<b>ANEJO E</b>	<b>Fotográfico</b>

# Lista de figuras

## CAPÍTULO 1

Figura 1.1. Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibrocompactación. Glover (1992) .....	3
Figura 1.2. Método de construcción de vibrodesplazamiento con aporte inferior del material (Kirch y Soderman, 2003) .....	5
Figura 1.3. Vibradores para alimentación (a) por superficie y (b) por fondo Raju et al. (2004) .....	6
Figura 1.4. Mallas de columnas de grava y celda unidad correspondiente. Balaam y Booker (1981) .....	10
Figura 1.5. Deformación vertical de la unidad suelo-columna con la variación de espaciamiento (Balaam y Booker, 1981) .....	12
Figura 1.6. Factor de mejora frente al área de sustitución (Priebe, 1995).....	13
Figura 1.7. Influencia del área de sustitución y ángulo de dilatancia en la reducción de asientos y en el factor de concentración de tensiones (Pulko y Majes. 2005) .....	15
Figura 1.8. Factor de concentración de tensiones. Influencia de la deformación radial y de las deformaciones plásticas de la columna (Castro, 2008).....	21
Figura 1.9. Zonas alteradas en la instalación de la columna (Weber et al, 2010) .....	24
Figura 1.10. Equipo experimental. Hentschel (2005) .....	25
Figura 1.11. Resultados de carga frente a deformación soportada por la columna. Test 02 (arena densa) Test 01 (arena floja). Hentschel (2005) .....	26
Figura 1.12. Capacidad de carga frente al asiento. Namir et al (2013) .....	26
Figura 1.13. Asiento frente a carga vertical para muestras de densidad relativa diferentes y un $a_r=10\%$ y $l= 100\text{mm}$ y $a_r=20\%$ y $l= 150\text{mm}$ para muestras de 13mm de diámetro. Shahu y Reddy (2011) .....	27
Figura 1.14. Carga frente al asiento para un grupo de columnas (derecha) una sola columna (izquierda). Ambily y Gandhi (2007) .....	28
Figura 1.15. Tensiones tras la instalación de la columna en el suelo. Choobaski et al. (2011) .....	29

Figura 1.16. Pruebas con columnas ensacadas geotextil Ringtrac. Alexiew et al. (2005) .	31
Figura 1.17. Instalación de columnas ensacadas mediante el método de sustitución. Gniel y Bouazza (2010).....	34
Figura 1.18. Celda unidad de una columna ensacada .....	35
Figura 1.19. Influencia de las deformaciones elásticas durante las plastificación en la reducción de asientos. Castro y Sagaseta (2013) .....	39
Figura 1.20. Resistencia a tracción frente a deformación de los geotextiles tejido no tejido y dos geomallas. (Murugesan y Rajagopal, 2010) .....	42
Figura 1.21. Deformación radial de la columna frente a la tensión aplicada en una columna de 75mm de diámetro reforzada con geotextil tejido. Murugesan y Rajagopal, (2010).....	43
Figura 1.22. SCF frente al asiento en columnas de diámetro 100mm. Ghazavi y Afshar (2013).....	44
Figura 1.23. Ratio de tensión desviadora muestras reforzadas y no reforzadas frente a deformación axial. A) $D_r=60\%$ y B) $D_r=80\%$ .Wu y Hong, (2009) .....	45
Figura 1.24. Influencia de la rigidez del geotextil en la reducción de asientos (izquierda) y en la deformación radial de la columna (derecha). Murugesan y Rajagopal (2006) .....	47
Figura 1.25. Tracción circunferencial en el geotextil con la profundidad. Almeida et al. (2012).....	48

## CAPÍTULO 2

Figura 2.1. Célula edométrica (Rowe y Barden, 1966) .....	51
Figura 2.2. Sensor de presión total XPM10 y sistema de acople en la base de la célula ..	53
Figura 2.3. Corte de la base de instrumentada y detalle del sensor y desaireador .....	54
Figura 2.4. Disposición del datalogger con sus canales .....	55
Figura 2.5. Sistema de excavación para la colocación de la columna de grava .....	57
Figura 2.6. Perfil del conducto modificado y planta en la que se muestra el rebaje para la colocación de la arandela y la piedra porosa .....	58
Figura 2.7. Planta de la instrumentación de la base modificada.....	59
Figura 2.8. Elemento de empuje para hincado.....	60
Figura 2.9. Modelo reducido de estudio.....	62

Figura 2.10. Tensión desviadora frente a deformación axial y cambio de volumen frente a deformación axial obtenida en los ensayos triaxiales C-D .....	67
Figura 2.11. Trayectoria en el plano de Lambe y círculos de Mohr de los ensayos triaxiales C-D realizados .....	68
Figura 2.12. Trayectoria tensional seguida por la columna. a) caso elástico, b) plastificación, c) caso elasto-plástico. Castro y Sagasetta, (2009).....	70
Figura 2.13. Trayectoria en la plano de Lambe de los ensayos con trayectoria edométrica .....	71
Figura 2.14. Tensión vertical efectiva frente a deformación vertical producida en los ensayos de trayectorias edométricas .....	72
Figura 2.15. Triaxial con trayectoria edométrica representación de la tensión frente a la deformación.....	73
Figura 2.16. Triaxial trayectoria edométrica grava $D_r=90\%$ .....	74
Figura 2.17. Sistema para el hincado de la columna .....	76
Figura 2.18. Vista de la columna y el caolín justo antes de la aplicación de la presión a la cual se consolidan, 100kPa .....	76
Figura 2.19. Tensiones durante el escalón de 200 a 300kPa del ensayo 8N4 .....	81
Figura 2.20. Variación usual de la tensión total vertical en los puntos: A, cerca de la columna; B a una distancia elevada; C en la columna Cimentada et al., (2011) .....	82
Figura 2.21. Tensiones en el suelo para los escalones de carga.....	83
Figura 2.22. Tensiones registradas en la columna en los escalones de carga.....	84
Figura 2.23. Relación de rigideces columna-suelo.....	86
Figura 2.24. Tensiones en el suelo y la columna en ensayos con geometría $N=3$ .....	87
Figura 2.25. Tensiones en el suelo y la columna en ensayos con geometría $N=4$ .....	88
Figura 2.26. Tensiones en la columna asientos para el escalón de 200 a300 kPa en ensayos con geometría $N=4$ .....	89
Figura 2.27. Tensiones en el suelo en la columna y media en los ensayos $N=4$ .....	90
Figura 2.28. Media del <i>SCF</i> obtenido en los ensayos $N=3$ para ambas densidades .....	91
Figura 2.29. Media del <i>SCF</i> obtenido en los ensayos $N=4$ para ambas densidades.....	92
Figura 2.30. <i>SCF</i> finales .....	94
Figura 2.31. Lectura registrada por el LVDT en el escalón 200-300 del ensayo 8N4 .....	95
Figura 2.32. Asiento durante la consolidación en el escalón 200-300 del ensayo 8N4 ....	95

Figura 2.33. Factor de reducción de asientos al final de cada escalón .....	97
Figura 2.34. Incremento de las presiones intersticiales frente al tiempo del escalón 200-300 kPa. Ensayo 8N4.....	98
Figura 2.35. Disipación del exceso de presión intersticial con el tiempo. Ensayos $N=4$ ...	99
Figura 2.36. Disipación del exceso de presión intersticial y asientos para ensayos con geometría $N=3$ .....	100
Figura 2.37. Disipación de presiones intersticiales y asientos de los dos primeros escalones de carga para ensayos $D_r=30\%$ y geometría $N=4$ .....	101
Figura 2.38. Velocidad del asiento frente al tiempo para el escalón de carga 200-300kPa en los ensayos. $N=4$ y $N=3$ .....	103
Figura 2.39. Coeficiente de consolidación calculado con el método de Robinson (1997) .....	104
Figura 2.40. Tensiones en el suelo.....	106
Figura 2.41. Tensiones en la columna.....	107
Figura 2.42. Relación de rigideces columna-suelo.....	109
Figura 2.43. Tensiones en el suelo y la columna ensayos $N=2.5$ .....	110
Figura 2.44. Tensiones en el suelo y la columna ensayos $N=2$ .....	111
Figura 2.45. $SCF$ a lo largo de los escalones de carga en los ensayos $N=2$ y $N=2.5$ .....	112
Figura 2.46. $SCF$ al final de cada escalón de carga.....	113
Figura 2.47. Factor de reducción de asientos. $N=2$ y $N=2.5$ .....	114
Figura 2.48. Disipación del exceso de presión intersticial para los escalones de 200 a 300 kPa y 500-600kPa ensayos $N=2$ y $N=2.5$ .....	115
Figura 2.49. Coeficiente de consolidación radial $N = 2$ y $N = 2.5$ .....	116
Figura 2.50. Factor de reducción de asientos para las distintas densidades y geometrías .....	118
Figura 2.51. superficie a plastificación MCC en el espacio triaxial. (Potts and Zdravkovic, 1999) .....	121
Figura 2.52. Superficie de plastificación en el espacio triaxial modelo S-CLAY1 (Wheeler, et al., 2003) .....	122
Figura 2.53. Superficie en el espacio triaxial de modelo Creep S-CLAY1S.....	123
Figura 2.54. Superficie de plastificación del modelo HS en el espacio triaxial.....	124
Figura 2.55. Modelo numérico empleado en la simulación de los ensayos.....	126

Figura 2.56. Ajuste numérico del ensayo triaxial CU del caolín.....	128
Figura 2.57. Ajuste numérico del ensayo edométrico del caolín .....	129
Figura 2.58. Ajuste numérico ensayo triaxial drenado de la grava densa $D_r= 100\%$ . Castro et al., (2013).....	131
Figura 2.59. Ajuste numérico ensayo triaxial drenado de la grava floja $D_r= 30\%$ .....	132
Figura 2.60. Ajuste ensayos con trayectoria edométrica de la grava con ambas densidades $D_r=100\%$ y $D_r=30\%$ .....	133
Figura 2.61. Resultados numéricos con modelo S-CLAY1S de las tensiones finales en el suelo y columna para los ensayos $N=2.5$ y $N=4$ .....	135
Figura 2.62. Resultados numéricos con todos los modelos de las tensiones finales en el suelo y columna para los ensayos $N=2.5$ y $N=4$ .....	136
Figura 2.63. Resultados numéricos de los incrementos de tensiones en el suelo y la columna a lo largo del escalón para los ensayos $N=3$ .....	137
Figura 2.64. Resultados con el modelo S-CLAY1S y experimentales de las tensiones horizontales al final de cada escalón de carga en los ensayos $N=3$ y $N=4$ .....	139
Figura 2.65. Resultados numéricos y experimentales de las tensiones horizontales al final de cada escalón de carga para los ensayos $N=4$ y $N=3$ .....	140
Figura 2.66. Resultados numéricos y experimentales de las tensiones horizontales al final de cada escalón de carga para los ensayos $N=2$ y $N=2.5$ .....	141
Figura 2.67. Resultados <i>SCF</i> drenados experimentales y con el modelo S-CLAY1S para los ensayos $N=3$ y $N=4$ .....	142
Figura 2.68. Resultados del <i>SCF</i> drenados numéricos y experimentales para los ensayos $N=4$ y $N=3$ .....	143
Figura 2.69. Resultados del <i>SCF</i> drenado numéricos y experimentales para los ensayos $N=2$ y $N=2.5$ .....	144
Figura 2.70. Valores del <i>SCF</i> a lo largo del proceso de consolidación experimental y con el modelo S-CLAY1S. Ensayos $N=4$ .....	145
Figura 2.71. Valores del <i>SCF</i> a lo largo del proceso de consolidación experimental y numéricos. Ensayos $N=3$ y $N=4$ .....	147
Figura 2.72. Valores del <i>SCF</i> a lo largo del proceso de consolidación experimental y numéricos. Ensayos $N=2.5$ y $N=2$ .....	148

Figura 2.73. Resultados de los asientos con S-CLAY1S y experimentales para ensayos $N=3$ .....	149
Figura 2.74. Factor de reducción de asientos experimental y numéricos para los ensayos $N=3$ y $N=4$ .....	150
Figura 2.75. Factor de reducción de asientos experimental y numéricos para los ensayos $N=2$ y $N=2.5$ .....	151
Figura 2.76. Comparación de la disipación de presiones intersticiales numérico y experimental para los ensayos $N=4$ .....	152
Figura 2.77. Comparación de la disipación de presiones intersticiales numérico y experimental en los ensayos $N=3$ .....	153
Figura 2.78. Comparación valores del <i>SCF</i> drenados analíticos y experimentales.....	157
Figura 2.79. Comparación valores del <i>SCF</i> experimentales y analíticos a lo largo del proceso de consolidación .....	158
Figura 2.80. Comparación experimentales y analíticos en los ensayos flojos con $N=4$ ..	160
Figura 2.81. Comparación del factor de reducción de asientos experimental y analítico para los ensayos $N=4$ y $N=3$ .....	161
Figura 2.82. Comparación del factor de reducción de asientos experimental y analítico para los ensayos $N=2$ y $N=2.5$ .....	162
Figura 2.83. Comparación de la reducción de asientos analítica y experimental para todas las geometrías y densidades estudiadas.....	164
Figura 2.84. Comparación disipación de presiones intersticiales analíticas y experimentales, para los ensayos $N=4$ densos y flojos en el escalón de carga 200-300kPa .....	165
Figura 2.85. Distribución de presiones intersticiales iniciales teórica (o real) y según Barron (1948).....	166
Figura 2.86. Comparación disipación de presiones intersticiales analíticos y experimentales, para los ensayos $N=3$ densos y flojos en el escalón de carga 500-600kPa .....	167
Figura 2.87. Comparación coeficientes de consolidación radial equivalente experimentales y analíticos, para los ensayos $N=3$ y $N=2.5$ .....	168

### CAPÍTULO 3

Figura 3.1. Modelo de ensayo para columnas ensacadas .....	173
Figura 3.2. Tensión desviadora frente a deformación axial y cambio de volumen frente a deformación axial obtenida en los ensayos triaxiales drenados.....	176
Figura 3.3. Trayectoria en el plano de Lambe y círculos de Mohr de los ensayos triaxiales drenados .....	177
Figura 3.4. Trayectoria en la plano de Lambe de los ensayos con trayectoria edométrica .....	178
Figura 3.5. Tensión vertical efectiva frente a deformación vertical en los ensayos de trayectorias edométricas .....	179
Figura 3.6. Geotextil 1 sin unión y con la unión pegada realizada .....	181
Figura 3.7. Geotextil 2 sin y con costura.....	183
Figura 3.8. Columna de grava reforzada para ensayos triaxiales .....	185
Figura 3.9. Celula triaxial con muestra de grava reforzada con geotextil .....	186
Figura 3.10. Curva de tensión deformación y cambio de volumen del ensayo triaxial de muestras de grava reforzada con geotextil 1 .....	187
Figura 3.11. Curva de tensión deformación y cambio de volumen del ensayo triaxial de muestras de grava reforzadas con geotextil 2.....	188
Figura 3.12. Desviador y cambio volumétrico en los ensayos triaxiales de la grava y reforzada con el geotextil 1 .....	189
Figura 3.13. Cociente del desviador con refuerzo del geotextil 1y sin refuerzo .....	190
Figura 3.14. Deformación radial frente a la axial para los ensayos con grava y los reforzados con el geotextil 1 .....	191
Figura 3.15. Desviador y cambio volumétrico en los ensayos triaxiales de la grava y reforzada con el geotextil 2 .....	192
Figura 3.16. Cociente del desviador con refuerzo del geotextil 2 y sin refuerzo .....	193
Figura 3.17. Deformación radial frente a la axial para los ensayos con grava y los reforzados con el geotextil 2 .....	194
Figura 3.18. Colocación de la columna .....	196
Figura 3.19. Vista de la columna y el caolín antes del ensayo.....	197
Figura 3.20. Vista final del ensayo .....	198

Figura 3.21. Tensiones en el caolín .....	201
Figura 3.22. Tensiones en la columna.....	202
Figura 3.23. Tensiones en el suelo para los ensayos reforzados con el geotextil 1 .....	204
Figura 3.24. Tensiones en el suelo para los ensayos reforzados con geotextil 2 .....	205
Figura 3.25. Tensiones en la columna ensayos reforzados con geotextil 1 .....	206
Figura 3.26. Tensiones en la columna ensayos reforzados con geotextil 2 .....	206
Figura 3.27. Tensiones horizontales en el terreno en los ensayos reforzados con geotextil 1 .....	207
Figura 3.28. Tensiones horizontales en el terreno en los ensayos reforzados con el geotextil 2 .....	208
Figura 3.29. <i>SCF</i> a lo largo del tiempo en los tres escalones ensayos con geotextil 1 ....	209
Figura 3.30. <i>SCF</i> a lo largo del tiempo en los tres escalones ensayos con geotextil 2 ....	210
Figura 3.31. <i>SCF</i> al final de cada escalón de carga.....	211
Figura 3.32. Factor de reducción de asientos acumulado a lo largo del ensayo.....	213
Figura 3.33. Disipación del exceso de presión intersticial para los ensayos con columnas sin geotextil y los reforzados con geotextil 1 .....	214
Figura 3.34. Disipación del exceso de presión intersticial para los ensayos con columnas sin geotextil y los reforzados con geotextil 2 .....	215
Figura 3.35. Disipación de presiones intersticiales y asientos ensayos con geotextil 1..	216
Figura 3.36. Relación coeficiente de consolidación radial equivalente obtenido y del caolín.....	217
Figura 3.37. Factor de reducción de asientos.....	218
Figura 3.38. Valores medios <i>SCF</i> para los tres tipos de ensayos .....	219
Figura 3.39. Modelo numérico columnas ensacadas .....	221
Figura 3.40. Ajuste ensayos triaxiales de la grava a $14.5 \text{ kN/m}^3$ .....	223
Figura 3.41. Ajuste triaxial trayectoria edométrica de la grava a $14.5 \text{ kN/m}^3$ .....	223
Figura 3.42. Ajuste de los ensayos triaxiales de grava reforzados con el geotextil 1 y 2	225
Figura 3.43. Tensiones en el suelo numéricas y experimentales al final de cada escalón .....	227
Figura 3.44. Columna ensacada al final del ensayo.....	228
Figura 3.45. Tensiones en la columna numéricas y experimentales al final de cada escalón .....	229

Figura 3.46. Tensiones horizontales en el suelo numéricas y experimentales al final de cada escalón.....	230
Figura 3.47. <i>SCF</i> drenado numérico y analítico .....	231
Figura 3.48. <i>SCF</i> a lo largo del escalón 100-200kPa numérico y experimental .....	232
Figura 3.49. Factor de reducción de asientos .....	234
Figura 3.50. Disipación del exceso de presión intersticial del escalón 100-200 kPa numérico y experimental.....	235
Figura 3.51. Disipación del exceso de presión intersticial del escalón 100-200 kPa numérico y experimental.....	236
Figura 3.52. Deformaciones radiales en la columna numéricas.....	237
Figura 3.53. <i>SCF</i> drenado de columnas ensacadas y de grava con teoría analíticas .....	240
Figura 3.54. <i>SCF</i> a lo largo del proceso de consolidación analítica y experimental del escalón 100-200kPa .....	242
Figura 3.55. Factor de reducción de asientos experimental y analítico .....	244
Figura 3.56. Factor de reducción de asientos final analítico y experimental .....	245
Figura 3.57. Disipación de presiones intersticiales experimental y analítica escalón 100-200kPa.....	246



# Lista de tablas

## CAPÍTULO 1

Tabla 1.1. Husos granulométricos de la grava a emplear en las columnas (Barksdale y Bachus (1983)).	8
Tabla 1.2. Propiedades de los geotextiles empleados en diversas investigaciones en laboratorio.	41

## CAPÍTULO 2

Tabla 2.1. Características del Caolín.	64
Tabla 2.2. Parámetros resistentes y deformacionales de la grava floja obtenidos en los ensayos triaxiales C-D	69
Tabla 2.3. Ángulo de rozamiento interno y de dilatancia de la grava obtenido de ensayos triaxiales (Densa/Floja)	73
Tabla 2.4. Ensayos realizados.	78
Tabla 2.5. Ensayos realizados con grava a $D_r= 30\%$	79
Tabla 2.6. Ensayos realizados con nuevos diámetros.	80
Tabla 2.7. Valores de las tensiones medias en el suelo y módulo edométrico del caolín y la relación de módulos de todos los ensayos. a) densos (Castro et al., 2013) y b) flojos.	85
Tabla 2.8. Valores <i>SCF</i> drenados ensayos $N=4$	93
Tabla 2.9. Valores <i>SCF</i> drenados ensayos $N=3$	93
Tabla 2.10. Factor de reducción de asientos $\beta$	96
Tabla 2.11. Valores de las tensiones medias en el suelo y módulo edométrico del caolín así como la relación de módulos de todos los ensayos. a) densos y b) flojos.	108
Tabla 2.12. Reducción de asientos finales ( $\beta$ ) en los ensayos $N=2$ y $N=2.5$	114
Tabla 2.13. Parámetros de ajuste para las grava densa y floja	130

### CAPÍTULO 3

Tabla 3.1. Valores del pH del caolín.....	174
Tabla 3.2. Parámetros resistentes y deformacionales de la grava obtenidos en los ensayos triaxiales drenados.....	177
Tabla 3.3. Valores del pH de la grava.....	179
Tabla 3.4. Tensión de tracción y deformación máxima del geotextil 1.....	181
Tabla 3.5. Tensión de tracción y deformación del geotextil 1 con costura.....	182
Tabla 3.6. Tensión de tracción y deformación máxima del geotextil 2.....	184
Tabla 3.7. Tensión de tracción y deformación del geotextil 2 con costura.....	184
Tabla 3.8. Valores del módulo edométrico del caolín y la relación de módulos de los ensayos de columnas ensacadas con geotextil y columnas ordinarias.....	203
Tabla 3.9. Valores finales del <i>SCF</i> en cada escalón. Ensayos columnas ensacadas.....	210
Tabla 3.10. Factor de reducción de asientos ( $\beta$ ).....	212
Tabla 3.11. Parámetros ajuste grava.....	222
Tabla 3.12. Parámetros de los geotextiles.....	224

# Resumen

Las columnas de grava son uno de los métodos de mejora del terreno empleados habitualmente para la cimentación de terraplenes o estructuras sobre suelos blandos cohesivos. Las principales mejoras que se logran con el tratamiento son: la reducción de asentos, el incremento de la capacidad portante, la aceleración del proceso de consolidación, el aumento de la resistencia al corte y la reducción de la posible licuefacción. Los diferentes métodos constructivos a emplear y las diferentes características de los terrenos blandos a tratar, influyen en diversos aspectos del tratamiento. Entre ellos se encuentran los analizados en esta Tesis Doctoral: i) la influencia de la densidad de la grava de la columna y ii) ensacar las columnas con geotextil.

Con el objetivo de analizar la influencia de la densidad de la grava, se han llevado a cabo ensayos en laboratorio en modelo reducido con dos densidades de la grava diferentes y varias áreas de sustitución. Los ensayos se han realizado en una célula Rowe-Barden en la que se ha estudiado el comportamiento de una rebanada de una celda unidad. La célula Rowe-Barden empleada está instrumentada para la medida de tensiones totales, presiones intersticiales y asentos. Los resultados obtenidos han sido analizados desde el punto de vista del reparto tensional suelo-columna, la reducción de asentos y la disipación de presiones intersticiales. Para completar el análisis se han realizado cálculos numéricos con distintos modelos constitutivos, en los que se han simulado los ensayos de laboratorio. Los resultados numéricos se han comparado con los experimentales. Finalmente, se han comparado también los resultados experimentales con los obtenidos mediante el empleo de las soluciones analíticas más relevantes.

El estudio de columnas ensacadas se ha llevado a cabo también mediante ensayos a escala reducida similares a los anteriores, pero empleando columnas ensacadas con dos geotextiles diferentes. En este caso también se han comparado los resultados experimentales con los procedentes de análisis numéricos y con las soluciones analíticas más destacadas.



# Abstract

Stone columns are a soft soil improvement method usually employed in t embankments and structures foundations under soft soils. Their main effects are: settlement reduction, increasing of bearing capacity, acceleration of consolidation process and reduction of liquefaction potential. The employment of different construction methods and the characteristics of the soft soil affect in several aspects of the treatment, among which are those analyzed in this Thesis: i) the influence of the density of the gravel in the column and ii) the encasement of stone columns with geotextile.

With the aim of study the influence of the density of the gravel, laboratory small scale tests have been carried out with two different densities and several areas replacement ratios. These tests have been developed in a Rowe-Barden cell where the behavior of a unit cell is analyzed. The cell employed is instrumented in order to measure total and pore pressures as well as displacements. The results obtained were analyzed from the point of soil-column stress ratio, settlement reduction and dissipation of pore pressures. In order to complement the study, numerical analyses simulating the laboratory tests have been executed employing several constitutive models. Their results have been compared with the experimental ones. Finally, experimental results have been compared with the ones obtained from the most relevant analytical solutions.

The study of encased stone columns has been carried out in a similar way as the mentioned previously for the analysis of the density. Small scale test similar to those presented before but this time using two different geotextiles. This time, as well as before, experimental results have been compared with the ones from the numerical simulations and the ones obtained from the most important analytical solutions.



# Thesis summary

This thesis is part of the research project: "An integrated calculation procedure for stone columns, considering the influence of the method of installation", for the Spanish Ministry of Science and Innovation. The project complements a previous research carried out by the Geotechnical Group at University of Cantabria in which the behavior of full penetrating stone columns under extended loads was study mainly by small-scale laboratory tests (Cimentada, 2009; Cimentada et al., 2011) and the development of an analytical solution (Castro, 2008 ; Castro and Sagaseta, 2009).

The thesis includes the analysis of two different aspects dealing with stone columns:

- i) Influence of the density of the gravel used for the column
- ii) Influence of the encasement of the column with geotextiles

Due to the higher stiffness of the columns compare to the stiffness of the soft soil, part of the applied load is supported by the columns, which means a reduction of settlements. On the other hand, the shear strength and stiffness of the column depends on the density of the gravel, with higher values for higher densities. Therefore, the stress distribution between the soil and the column will depend on the density of the gravel, or in other words, the efficiency of the treatment with stone columns will depend on the density of the gravel.

Dealing with the encasement of columns, in very soft soils stone columns lose their efficiency due to insufficient lateral support provided by the soft soil, therefore an encasement is need to achieve a successful improvement. Usually geotextiles are employed to encase the columns.

Both analyses, influence of the density of the gravel and influence of the encasement, have been developed by means of small-scale laboratory tests, numerical analyses and comparison of the experimental results with those obtained using various analytical solutions.

The results have been analyzed focused on stress distribution between the column and soil, reduction of settlements and consolidation.

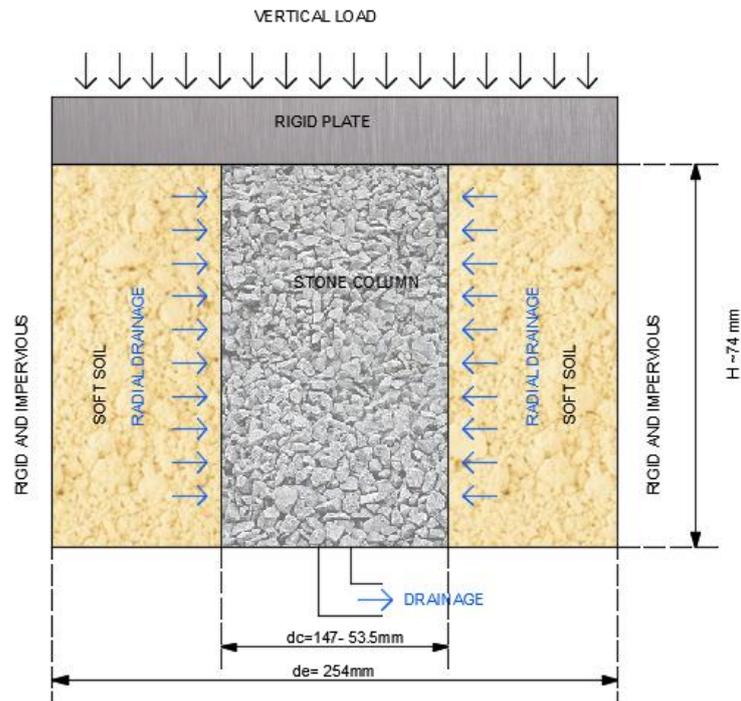
## **Influence of gravel density**

The influence of the density of the gravel has been studied by comparing the behavior of stone columns with two different densities.

As mention before part of the previous research work was focused on laboratory work, specifically on small-scale laboratory tests. In this previous work, the behavior of a slice of a unit cell formed by one column (gravel) and the surrounding soil (kaolin) was analyzed. A density of  $16.5 \text{ kN/m}^3$  was used for the gravel in the column, similar to the one employed for in situ treatments, and two different stone column diameters of  $d_c=63.5$  and  $84.67$  mm, corresponding to diameter ratios of  $N=4$  and  $N=3$ , were considered. This compaction of the gravel corresponds to a relative density of 100% (being the maximum and the minimum densities  $16.5 \text{ kN/m}^3$  and  $13.1 \text{ kN/m}^3$  obtained following the ASTM D4253 for the maximum density and UNE 103-105-93 for the minimum density).

In order to analyze the influence of the density of the gravel in this new research, new small-scale tests have been carried out with a new density of the gravel of  $14 \text{ kN/m}^3$  that corresponds to a relative density of 30%.

The laboratory model was designed to study the behavior of one slice of a unit cell where only radial drainage was allowed and equal strain condition was simulated by placing a rigid plate on the top surface. In the following figure the employed model and the boundary conditions are shown.



The materials used for the tests were: kaolin to simulate the natural soft soil, and gravel for the central column.

The equipment employed for the laboratory tests was a large oedometric Rowe Barden cell, instrumented with various sensors for the measurement of:

- Total stresses under the column (3 sensors).
- Total stresses in the kaolin (various sensors located at different distances from the column).
- Pore pressures in the kaolin (various sensors located at different distances from the column).
- Vertical displacement (1 sensor located in the center at the top of the sample).

Each test consisted of five load steps with equal increments of 100 kPa achieving a total vertical stress of 600 kPa. The kaolin clay is initially consolidated at 100kPa and then unloaded to install the column. The frozen granular column is placed into a pre-bored hole in the center of the kaolin sample and let it thaw for about three hours.

A total of 15 new tests were carried out to study the influence of the density that are divided in two series.

- The first one consisted of tests with the same geometry as in the previous research,  $N=3$  and  $N=4$ , but with the new density of the gravel ( $D_r=30\%$ ). This series is formed by 7 tests, four of them with a geometry of  $N=4$  and the three left with a geometry of  $N=3$ . The influence of the density of the gravel for these two geometries was analyzed by comparing the results of these tests ( $D_r=30\%$ ) with those of the previous research ( $D_r=100\%$ )
- The second series was carried out with the aim of extending the previous research to two new replacement ratios:  $N=2.5$  and  $N=2$ . The first intention was carrying out the tests with the same density as in the previous research ( $D_r=100\%$ ). However, the construction of columns with such big diameters and such a high density was impossible, and a relative density of 90% was finally used. Apart from extending the previous research with the previous density to new area replacement ratios, in the case of  $N=2.5$  the influence of the density of the gravel was also analyzed by carrying out tests with ( $D_r=30\%$ ). The number of tests carried out with each geometry and density were: 3 with  $D_r=90\%$  and geometry  $N=2$ , another 3 with  $D_r=90\%$  and geometry  $N=2.5$  and 2 with  $D_r=30\%$  and geometry  $N=2.5$ .

A summary of the performed tests is given in the next table.

$N$	$D_r = 100\%$ (previous research)	$D_r = 90\%$	$D_r = 30\%$
4	5	---	4
3	4	---	3
2.5	---	3	2
2	---	3	---

The stresses on the column, stresses and pore pressures on the soil at various distances from the column and the vertical displacement were measured during the tests, with the aim of analyzing stress distribution between the column and the soil, the settlements and the consolidation.

In order to complement the study, numerical analyses were performed to give another approach to the results obtained in the small-scale laboratory tests. The finite element

code Plaxis (Brinkgreve, 2012) was used. The analyses were done simulating the same geometry, boundary conditions and procedure as in the laboratory tests. Hardening Soil Model was used for the gravel and three different constitutive models were employed for the soft soil: Modified Cam Clay (Roscoe and Burnland, 1968), S-CLAY1S (Karstunen et al., 2005) and Creep S-CLAY1S (Sivasithamparam et al., 2013) in order to take into account some aspects of soft soils such as anisotropy and creep. Numerical results are compared with the experimental ones.

Finally, the experimental results were compared with the analytical solutions presented by: Han y Ye (2001), Pulko et al. (2001), Priebe (1995), Balaam & Booker (1981) and Castro & Sagaseta (2009).

The most relevant conclusions of the study of the influence of the density of the gravel are given in the conclusion section.

## **Influence of geotextile encasement**

The efficiency of stone columns highly depends on the lateral support of the surrounding soil. In very soft soils ( $c_u < 15$  kPa) this lateral support is not sufficient and an encasement for the column is commonly used. In this part of the research, the analysis of the influence of the encasement of stone columns with geotextiles was studied. For this purpose small-scale laboratory tests were performed in which the behavior of a slice of a unit cell was analyzed in the Rowe Barden cell. Besides, triaxial tests with encased columns were also carried out in the laboratory.

The materials employed for the tests were: kaolin for the soft soil, and gravel for the column. In this case a relative density of 50% was chosen for the gravel of the column. Two woven geotextiles were also employed for the encasement. The geotextiles were prepared with an epoxy adhesive union in the longitudinal direction. Their tensile strength with and without the union was obtained following UNE normative. The stiffness at 5% strain are  $J_g = 620$  kN/m and  $J_g = 600$  kN/m for seamed samples of geotextile 1 and geotextile 2 respectively.

The first analysis of the encased columns was done by means of various consolidated-drained triaxial tests carried out with three different cell pressures (50, 150, 300 kPa).

The results of these tests were compared with similar tests carried out on similar stone columns without encasement. For both geotextiles the results showed the efficiency of the encasement, which was higher for lower cell pressures. The ratio of the deviator stress for encased and non-encased columns, for an axial strain of 15% was around 8 for the lower cell pressure and 2 for the higher cell pressure. The same behavior was observed for the radial strain which is reduced about 45% for the lower cell pressure and 20% for the higher one, also at 15% of axial strain.

In order to study the behavior of a slice of a unit cell (one column and the surrounding soil) 10 small-scale tests were carried out in the same equipment as the one presented before for the analysis of the influence of the density. Three of these tests were carried out with stone columns without geotextile, another 4 with encased columns with geotextile 1 and 3 with encased columns with geotextile 2. Each of these tests consisted of 3 load steps, the first one of 50 kPa and the other two of 100 kPa. The kaolin was firstly consolidated under 50 kPa, and then unloaded to install the frozen column, placed in a pre-bored hole in the center of the kaolin sample. Results were analyzed focused on the stresses in the column and in the soil, the stress concentration factor, settlement reduction and pore pressures.

Numerical analyses have been also performed simulating the same geometry, boundary conditions and procedure as in the laboratory tests. Hardening Soil Model (Schanz et al., 1999) was used for the gravel and S-CLAY1S for the soft soil. Numerical results were compared with the experimental ones.

Finally, experimental and numerical results were compared with the results obtained from several of the most relevant analytical solutions: Pulko et al. (2011), Castro and Sagaseta (2009) and Raithel and Kempfert (2000).

The most relevant results of the study of the influence of the geotextile encasement are presented in the conclusion section.

## Conclusions

The most relevant conclusions achieved among the development of this Thesis are presented in the following paragraphs.

### Improvements of the equipment

Three modifications were carried out in the existing equipment to improve the accuracy of the results obtained in this study.

The first of them is related to the measurement of **pore pressures**. It avoids the clogging of the porous stones by making them removables and allowing their cleaning at the end of each test. With this improvement the measurements of pore pressures are more sensitive to changes and therefore more accurate.

The second one is deals with **total pressures on the column**. The number and distribution of the transducers was modified changing from two to three points of measurement.

The last one is the improvement related with the adaptation of the equipment to **new area replacement ratios**. It has allowed to extend the study to two bigger area replacement ratios that correspond to diameter ratios of  $N=2.5$  and  $N=2$ .

### Influence of the density of the gravel

Small-scale tests carried out in the laboratory with two different relative densities of the gravel corresponding to  $D_r=100\%$  and  $D_r=30\%$  and with several area replacement ratios ( $N=4$ ,  $N=3$ ,  $N=2.5$  y  $N=2$ ), have allowed to study the influence of the density in the most important aspects of the soft soil treatment with totally penetrating stone columns under extended loads.

**Settlement reduction factor** and soil-column stress ratio are the aspects where the influence of the density of the column is more noticeable. Results obtained from the tests show that the settlement reduction achieved with the treatment is around 11% higher with dense columns than with the loose ones in tests with a geometry of  $N=3$  and  $N=4$ . In the case of  $N=2.5$  the settlement reduction factor is approximately 7% higher for

tests with  $D_r=90\%$  than for tests with  $D_r=30\%$ . Analyzing the different area replacement ratios employed for tests with a relative density of 30% it can be seen that the settlement reduction factor increases in approximately 11% from tests with  $N=4$  to tests with  $N=3$  and around a 14% from tests with  $N=4$  to test with  $N=2.5$ .

**Vertical stresses** in the column are higher in dense columns becoming approximately a 30% higher in dense tests than in the loose ones for a geometry of  $N=4$ . In the case of  $N=3$  stresses in dense columns are around a 40% higher than in the loose ones. Finally, for  $N=2.5$  dense columns ( $D_r =90\%$ ) support around 20% more load than the loose ones ( $D_r=30\%$ ).

Influence of the density of the gravel can be clearly seen in the column-soil stress distribution, in terms of **stress concentration factor (SCF)** which in dense tests is between 11 and 4 for  $N=4$  and between 14 and 5 for  $N=3$ . Nevertheless, in the loose ones their values are between 7 and 4 and between 4 and 2.5 respectively. The difference in *SCF* values is higher, almost the double, at the beginning of the test and it reduces among load application, having the same behavior as the column-soil stiffness ratio. *SCF* values in tests with bigger area replacement ratios,  $N=2.5$ , are between 6 and 3 and between 5 and 2.5 in dense ( $D_r =90\%$ ) and loose ( $D_r =30\%$ ) tests respectively. Values of *SCF* for tests with  $N=2$  are between 11 and 5.

Influence of gravel density is not really relevant in terms of speed of consolidation, as shown by the values obtained for the **coefficient of radial consolidation** which are similar for dense and loose tests. Analyzing the different area replacement ratios a higher speed of consolidation is observed in tests with bigger area replacement ratios.

### **Encasement with geotextile**

Influence of geotextiles in encased stone columns have been analyzed by means of small scale tests carried out in the laboratory with two different woven geotextiles. Results of the most relevant aspects of the soft soil treatment with encased columns were obtained from those tests.

The **settlement reduction factor** is one of the aspects where the influence of geotextile is more noticeable as well as the stress concentration factor, due to their connection.

The settlement reduction factor obtained for stone columns without geotextile is 0.77 and for encased columns with geotextile 1 is 0.58 and 0.62 for the ones with geotextile 2. Therefore the settlement is reduced in approximately 25% or 19% when the columns are encased.

**Stress concentration factor (SCF)** is between 6 and 3.5 in tests without geotextile, the values for tests with encased columns with geotextile 1 are between 29 and 9 and between 18 and 6 for tests with geotextile 2. Differences between the obtained values for encased and non-encased columns are higher at the beginning of the test and they reduce among load application. Values for encased columns are from 4 to 2 times the values for non-encased ones.

The influence of the geotextile in the speed of consolidation is not notable as the values obtained for the **coefficient of radial consolidation** in tests with and without encasement are similar, being the values obtained for encased columns around 1.5 times higher than the non-encased ones.

**Comparing both geotextiles**, it can be observed that tests carried out with geotextile 2 show an improvement from non-encased tests slightly lower than the one produced in tests with geotextile 1. This difference is due to the degradation of the union of the geotextile 2 up from certain pressures.

## **Numerical analyses**

Numerical analyses were carried out in order to complement both analyses, the one of the influence of the density and the one of encased columns. Numerical results agree well with the experimental ones and show the influence of the density and the geotextile in the same way as the experimental results. Nevertheless, there are some differences due to some process that take place in the laboratory that are difficult to simulate in the numerical analyses such as the influence of the column installation process.

Simulations carried out for the analysis of the density of the gravel were done employing three different constitutive models for the soft soil: MCC, S-CLAY1S and Creep S\_CLAY1S, which results do not show large differences as a remolded soil was employed. In case of

the study of the encased columns only S-CLAY1S model was employed. The model Hardening Soil has been employed in both cases for the gravel that forms the column.

Column **vertical stresses** in the drained situation are slightly lower in the numerical analyses than in the experimental ones in both studies. Opposite behavior was observed for the stresses on the soil. Besides, in all of the cases the **dissipation of pore pressures** is quicker in the laboratory than in the numerical simulations.

Values of **horizontal stresses** on the soil obtained experimentally and numerically with S-CLAY1S and Creep S-CLAY1S the models are similar. However, those obtained with MCC model are higher due to the higher value of  $K_0$  adopted by this model.

Numerical results for the **settlement reduction factor** in case of the analysis for the influence of the density are similar to the experimental ones. The values obtained with the S-CLAY1S model are the closest to the experimental ones. These settlements are higher than those predicted with the MCC due to the anisotropy, and lower than the ones of Creep S-CLAY1S due to the creep effect of the soil. In case of the simulations of encased columns the values obtained from the numerical analysis are lower than the experimental values in the case of non-encased columns, and higher in case of encased columns, which is in accordance with the *SCF* values obtained. This difference of the behavior could be attributed to the homogeneity and constant stiffness of the geotextile employed in numerical analyses.

Finally, in simulations for encased columns, **radial strains** in the column are one of the factors where the geotextile influences more, as the radial strain is reduced around a 75% when the column is encased, being the maximum radial deformation of 5% in columns without encasement and 1.5% in encased columns.

## Analytical solutions

Experimental results have been compared with those obtained from several analytical solutions with the aim of complement the analysis of the influence of the density and the influence of the geotextile.

In the case of the study of the influence of the density, the analytical solutions employed for the analysis of the **stress concentration factor** were: Han & Ye (2001), Castro & Sagaseta (2009) and Pulko et al. (2011). From the comparison of those results it can be seen that the solution presented by Han & Ye (2001) that is based on oedometric conditions shows values of the *SCF* close to those of the column-soil stiffness ratio, which are higher than experimental values. However, the solutions proposed by Castro & Sagaseta (2009) and Pulko et al., (2011), predict similar results to the experimental ones due to the consideration of the radial strain and the yielding of the column. The solutions presented by Castro & Sagaseta (2009), Priebe (1995) and Balaam & Booker (1981) have been employed for the analysis of the **settlement reduction factor**. In order to make the correct comparison is important to employ the correct stiffness of the soft soil, because it is necessary to know the stiffness of the soft soil in the treated situation and the stiffness of the soil without treatment for the same applied load. Employing the suitable stiffness ratio in each case, it can be seen that the solution presented by Castro & Sagaseta (2009) agree with the experimental results, however the one presented by Balaam & Booker (1981) predicts lower settlements because it is an elastic solution. Finally, the **dissipation of pore pressures** among the consolidation process proposed by Castro & Sagaseta (2009) do not agree with the experimental results at the beginning of the consolidation process among other reasons due to the different real and analytical initial pore pressure distribution.

In terms of the calculation of the settlement reduction factor, settlements for both, treated and non-treated soil, are compared for the same applied loads. This implies the employment of two different stiffness of the soft soil; one according to the stress level of the treated soil and the other one in agreement with the stress level of the untreated soil. The employed analytical solutions only take into account a constant stiffness for the

soft soil. Therefore, instead of calculating the settlement reduction factor, it is better to obtain only the settlement produced in the treated soil with them.

In the case of encased columns for the study of the influence of the geotextile the experimental results have been compared basically with the analytical solutions provided by: Castro & Sagaseta (2011) and Pulko et al. (2011) and the solution presented by Raithel y Kempfert (2000) for the calculation of the settlement reduction factor. Analytical results show the influence of the geotextiles in the same way as experimental results as they obtain similar values with higher values of **SCF** for encased columns than for non-encased ones. The solution presented by Castro & Sagaseta (2011) and Pulko et al. (2011) predict similar results for the drained values of *SCF* as both takes into account the yielding and radial strains of the column. The differences between the results obtained with both solutions are higher for encased columns because the solution presented by Pulko et al. (2011) takes into account the elastic strains of the column once its yielding is produced and this is not the case for the solution of Castro & Sagaseta (2011). The later authors have included the elastic strains in the solution presented in Castro & Sagaseta (2013). Values obtained for the **settlement reduction factor** with the analytical solution are lower than the experimental ones, for the column-soil stiffness ratio chosen for the analyses. Values of the *SCF* and the **dissipation of pore pressure** among the consolidation process obtained with the solution proposed by Castro & Sagaseta (2011) agree well with the experimental results.

# Presentación del documento

La presente tesis doctoral se estructura en tres capítulos. Previamente se incluyen: los diferentes índices, un resumen del documento, en castellano y en inglés, la motivación y objetivos de la investigación desarrollada y un resumen con la notación empleada.

En el primer capítulo se repasa el estado del conocimiento sobre el tratamiento del terreno con columnas de grava y con columnas ensacadas con geotextil.

En el segundo capítulo se presenta el análisis realizado de la influencia de la densidad de la grava en los tratamientos del terreno con columnas de grava. Para ello se presentan los ensayos a escala reducida llevados a cabo en el laboratorio con dos densidades de la grava diferentes, los análisis numéricos realizados y la comparación de los resultados con las diferentes soluciones analíticas.

En el tercer capítulo se presenta el análisis de la influencia del geotextil en los tratamientos de mejora con columnas de grava ensacadas. Para ellos se presentan los ensayos realizados a escala reducida en el laboratorio con dos geotextiles diferentes en los que se estudia principalmente la reducción de asientos y el reparto tensional. Posteriormente estos resultados se comparan con los obtenidos en los análisis numéricos realizados y con varias soluciones analíticas existentes desarrolladas por diversos autores.

A continuación, por último se presentan las principales conclusiones alcanzadas con este estudio y se presentan las posibles futuras líneas de investigación. Cierran el documento la bibliografía y los apéndices.



# Motivación y Objetivos

La necesidad de construir en zonas con terrenos de escasa capacidad portante en las últimas décadas ha supuesto un gran reto para la comunidad geotécnica. La alta compresibilidad de los suelos blandos cohesivos, su baja permeabilidad y su escasa capacidad portante, dan lugar a grandes deformaciones y asentos por lo que se requieren de la aplicación de técnicas de mejora del terreno como solución competitiva tanto económicamente como en cuanto a los aspectos medioambientales.

Las columnas de grava son una técnica de mejora del terreno empleada habitualmente en la cimentación de terraplenes o estructuras sobre suelos blandos, por lo que queda clara su eficacia y competitividad. Sin embargo, a pesar de su empleo durante varias décadas su diseño está todavía en desarrollo, existiendo en algunas ocasiones discrepancias entre los valores de diseño y los obtenidos posteriormente en las obras reales.

En este contexto y con el objetivo de complementar el conocimiento existente acerca del método de mejora con columnas de grava, de aportar una mayor información y poder por tanto contribuir a desarrollar nuevas herramientas y métodos para el diseño de las columnas de grava, se llevó a cabo en el grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria un Proyecto de Investigación, anterior a esta tesis doctoral, titulado: "Tratamiento de suelos blandos mediante columnas de grava para la cimentación de terraplenes de carretera"(2004-2007) subvencionado por el Ministerio de Ciencia e Innovación. En él, se analizó el comportamiento de las columnas de grava bajo cargas extensas y penetrantes hasta un substrato rígido. El análisis se realizó desde un punto de vista teórico, analítico, numérico y experimental, tanto en laboratorio como en campo.

La parte del estudio correspondiente al marco teórico y a la instrumentación de obras reales se recoge en la Tesis Doctoral de Jorge Castro (2008). En ella se desarrolla una solución analítica que tiene en cuenta el proceso de consolidación y la plastificación de la columna, mejorando las soluciones existentes. También se presenta el análisis de la

instrumentación de dos obras reales: una en la variante se Sueca (Valencia) y otra en Arrbuio (Vizcaya).

La parte del estudio experimental en laboratorio se encuentra recogida en la Tesis de Ana Isabel Cimentada (2009). Consiste en la realización de ensayos a escala reducida de una celda unidad con el objetivo de estudiar la consolidación radial, deformación axial y el reparto tensional en columnas de grava bajo cargas extensas y columnas totalmente penetrantes.

Con el objetivo de poder continuar con la investigación y ampliar el estudio realizado surgió el proyecto de Investigación del Plan Nacional titulado “Proceso integrado de cálculo de columnas de grava, con consideración de la influencia del método de instalación”, concedido al Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria por el Ministerio de Ciencia e Innovación para el periodo 2009-2012.

Esta tesis forma parte de este último Proyecto de Investigación, siendo sus dos objetivos principales el análisis de la influencia de la densidad de la grava y el estudio del comportamiento de columnas ensacadas.

Con respecto a la influencia de la densidad de la grava, se trata de estudiar cómo influye dicha densidad en aspectos como el reparto tensional suelo-columna, la reducción de asentamientos con respecto al suelo sin tratar y la consolidación.

En el caso de las columnas ensacadas, el objetivo es comparar el comportamiento de columnas sin ensacar con columnas ensacadas con geotextil.

En ambos casos, en el estudio de la influencia de la densidad y de las columnas ensacadas, la investigación se ha desarrollado principalmente de forma experimental, complementándose con análisis numéricos y con la comparación de las soluciones analíticas existentes.

# Notación

Se presenta la notación específica más importante empleada en este documento.

$\phi$	Ángulo de rozamiento interno
$\psi$	Dilatancia
$E$	Módulo de Young
$E_{50}$	Módulo de deformación para el 50% del desviador máximo
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$E_m$	Módulo edométrico
$K$	Módulo de compresibilidad volumétrica
$G$	Módulo de elasticidad transversal
$\lambda$	Constante de Lamé
$K_{ac}$	Coefficiente de empuje activo
$K_o$	Coefficiente de empuje al reposo
$K_{\psi c}$	Coefficiente de la ley de flujo
$LL$	Límite líquido
$LP$	Límite plástico
$IP$	Índice de plasticidad
$C_s$	Índice de entumecimiento
$C_c$	Índice de compresibilidad
$p'_o$	Presión de célula
$e$	Índice de poros
$u_r$	Incremento de presión intersticial para un determinado tiempo $t$
$K_s$	Permeabilidad de la zona remoldeada
$t$	Tiempo
$q_a$	Carga aplicada
$J_g$	Rigidez del geotextil en la dirección circunferencial
$T_{g,max}$	Resistencia a tracción máxima en la dirección circunferencial

$a_r$	Área de sustitución
$A$	Área
$d$	diámetro
$r$	radio
$N$	Relación de diámetros
$c$	Cohesión
$c_u$	Resistencia al corte sin drenaje
$c_v$	Coefficiente de consolidación obtenido en el ensayo edométrico
$c_r$	Coefficiente de consolidación radial
$c_{vr}^{eq}$	Coefficiente de consolidación radial equivalente
$\varepsilon$	Deformación
$n$	Factor de mejora
$\beta$	Factor de reducción de asientos
$SCF$	Factor de concentración de tensiones

#### Subíndices /superíndices

$c, s, e, g$	columna, suelo, celda unidad, geotextil
$e, p$	elástico, plástico

#### Convenio de signos:

Como es habitual en mecánica de suelos se consideran positivas las tensiones y deformaciones de compresión.

Los parámetros  $p$  y  $q$  se han empleado indistintamente para el plano de Lambe o de Roscoe. Por el contexto queda claro a cuales se refiere.

El término densidad se ha empleado en alguna ocasión durante el texto para referirse al peso específico seco.

En los gráficos el peso específico seco está denotado con  $\gamma$  en lugar de  $\gamma_d$ .

# Capítulo 1

## ESTADO DEL CONOCIMIENTO

La necesidad de construir en zonas donde el terreno posee una escasa capacidad portante ha dado lugar a un gran desarrollo de los métodos de mejora del terreno en las últimas décadas. Existe una gran diversidad de técnicas de mejora entre las que se encuentran: la sustitución, la compactación con rodillo, la precarga, la vibración profunda, las inyecciones, el tratamiento térmico, la congelación del terreno, la electrolisis, o los métodos de mejora con elementos tipo columna. Atendiendo al tipo de terreno y al grado de mejora que se quiera alcanzar, se elegirá la técnica más adecuada. Las técnicas de mejora mediante elementos tipo columnas comprenden: la mejora mediante columnas de grava, columnas de módulo controlado, columnas de suelo-cemento, columnas de jet-grouting y columnas ensacadas. Esta Tesis Doctoral, se centra en el análisis de las columnas de grava estudiando la influencia de la densidad de la grava y la influencia de su recubrimiento con geotextil (columnas ensacadas). Por ello, la

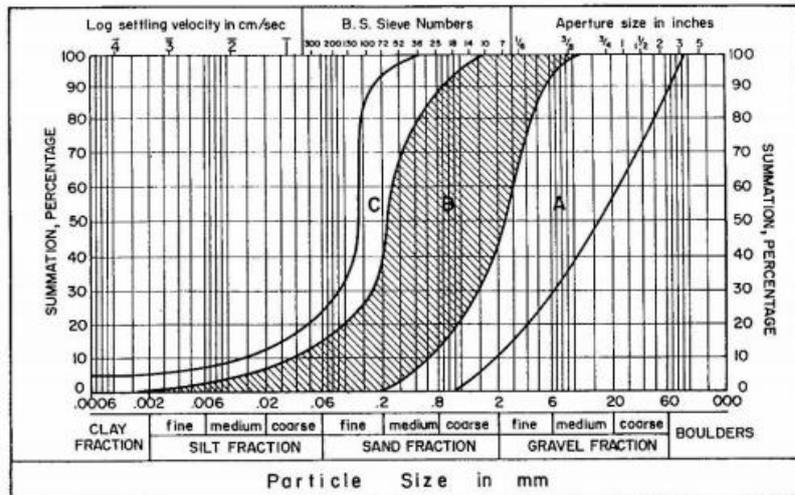
información recogida se centra solamente en estas dos técnicas de mejora. En este primer capítulo se exponen las características, algunas de las teorías analíticas y diversas investigaciones experimentales y numéricas llevadas a cabo para estudiar el comportamiento de las columnas de grava y posteriormente de las columnas ensacadas.

## **1.1 COLUMNAS DE GRAVA**

Las columnas de grava son un método de mejora del terreno empleado frecuentemente en la cimentación de terraplenes o estructuras no muy pesadas apoyadas en terrenos blandos cohesivos. El empleo de esta técnica de mejora se extendió a partir de los años 50 en Europa cuando se desarrollaron los primeros vibradores (Barksdale y Bachus, 1983), posteriormente se comenzaron a aplicar en Estados Unidos y Asia. Esta técnica surge del intento de aplicar la vibrocompactación clásica de suelos granulares en suelos cohesivos.

La vibrocompactación clásica o vibroflotación es una técnica de mejora del terreno mediante la cual éste se densifica con la ayuda de las vibraciones generadas por el equipo vibrador. En los suelos granulares limpios, gracias a la vibración la fricción entre las partículas se reduce, lo que permite que se depositen por gravedad de una forma más compacta. En los suelos cohesivos, no es posible una adecuada densificación mediante la simple introducción de un vibrador. Por ello, para lograr un tratamiento satisfactorio en estos casos, la perforación vertical generada al introducir el vibrador se rellena y compacta de forma ascendente con material granular.

Según las características del terreno a mejorar se define la idoneidad de un método u otro, siendo la granulometría del terreno el criterio fundamental para definir la técnica más adecuada.



**Figura 1.1. Criterio de adecuación de suelos para tratamiento por vibrocompactación. Glover (1992)**

Los suelos para los que la vibrocompactación es la técnica de mejora idónea son aquellos cuya granulometría se encuentre en la zona B marcada en la Figura 1.1. Esta zona engloba los suelos gruesos sin finos en los que no existen bolos que obstruyan el paso del vibrador como puede ocurrir en la zona A y no tiene un contenido de finos elevado que reduzca el efecto de la vibración. Cuando el contenido de limos y arcillas (expresado en tanto por ciento en peso de partículas con diámetro inferior a 0.08 mm) supera el 15 o 18% el procedimiento de vibrocompactación no proporciona buenos resultados ya que el suelo no es arrastrado por el vibrador y la densificación no se realiza satisfactoriamente. La zona C marca una zona de transición entre los terrenos idóneos para la vibrocompactación y el empleo de columnas de grava. Ya que el empleo de éstas será adecuado en los suelos cuya granulometría se encuentre a la izquierda de la zona C del gráfico.

### 1.1.1 Aplicación y objetivos

Al ser las columnas inclusiones rígidas dentro del terreno blando aumentan la capacidad portante y la estabilidad frente a deslizamientos del terreno tratado. Esta diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo natural provoca una redistribución de la carga aplicada generándose unas tensiones mayores en la columna, por lo que la magnitud de los asentamientos disminuye además de hacerse más uniformes. Debido a su alta

permeabilidad, actúan también como drenes verticales disminuyendo el camino de drenaje, acelerando la consolidación del terreno y disminuyendo por tanto el tiempo en el que se producen los asentos. Gracias a la capacidad de las columnas de soportar grandes esfuerzos de corte provocados por ejemplo por terremotos u otras cargas cíclicas sin dañar su integridad estructural disminuyen la posibilidad de licuefacción del terreno en las zonas con gran actividad sísmica, o sometidas a acciones dinámicas.

En resumen, las mejoras más importantes que producen las columnas de grava son:

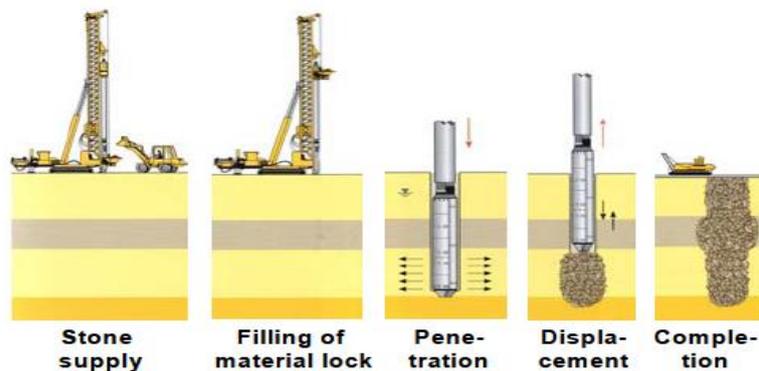
- Incremento de la capacidad portante del terreno.
- Reducción de los asentos.
- Aceleración del proceso de consolidación.
- Aumento de la estabilidad al deslizamiento.
- Disminución de la posibilidad de licuefacción.

El rango de aplicación de las columnas de grava se sitúa en aquellos casos en los que el empleo de cimentaciones profundas convencionales no es necesario debido a la poca profundidad del estrato resistente o a la escasa magnitud de las cargas a soportar, y la sustitución o estabilización de la capa superior de terreno blando es muy costosa debido a su gran espesor. De este modo su empleo está justificado en un gran número de casos como por ejemplo en la cimentación de: tanques de almacenamiento, donde los asentos diferenciales están muy restringidos, o edificaciones de gran extensión y una altura muy elevada, donde las cargas no son excesivamente elevadas y abarcan una gran extensión, y los accesos a puentes en los que la transición a la estructura rígida se suaviza empleando este tipo de tratamientos.

### **1.1.2 Métodos de puesta en obra**

Las técnicas más usuales en la ejecución de columnas de grava son la vibrosustitución o vía húmeda y el vibrodesplazamiento o vía seca. El proceso de ejecución de ambos métodos es similar, diferenciándose principalmente en el empleo de agua o aire a presión para facilitar la penetración del vibrador en el terreno. Los procedimientos convencionales de ejecución de pilotes o tablestacas también pueden ser empleados en su ejecución.

Las fases de construcción para ambas técnicas son las siguientes (Figura 1.2):



**Figura 1.2. Método de construcción de vibrodesplazamiento con aporte inferior del material (Kirch y Soderman, 2003)**

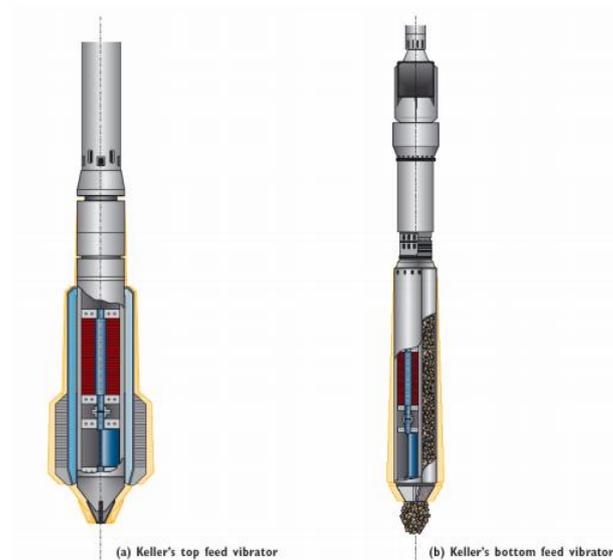
**Posicionamiento e hincado del vibrador.** En ambos métodos una vez posicionado el vibrador en el punto a ejecutar la columna, se produce su hincado. El vibrador se introduce por su propio peso y por la ayuda de la vibración y del aire o agua a presión según el método de ejecución seguido.

**Ensanchamiento de la perforación.** Esta fase solo existe si se realiza por vía húmeda. El agua provoca un flujo en el borde de la perforación. Este flujo de agua arrastra las partículas finas del suelo que se eliminan creando un espacio alrededor del vibrador. Este método se denomina vibrosustitución porque el material arrastrado por el flujo de agua es sustituido por la grava.

**Aporte y compactación del material.** Cuando se ha alcanzado la profundidad deseada se realiza el relleno con la grava. Se rellena en tongadas de unos 50 cm que con la acción del vibrador son compactadas. La vibración hace que el material granular penetre en las paredes laterales del terreno natural. Esta penetración dependerá de las características del terreno, siendo mayor en las capas más blandas. Cada tongada se da por finalizada cuando se alcanza la resistencia a la introducción del vibrador preestablecida que se controla mediante la intensidad de corriente eléctrica aplicada al vibrador.

El aporte del material se puede realizar por la punta del vibrador, alimentación por fondo, "bottom feed", o desde la superficie, "top feed". En la Figura 1.3 se muestran los vibradores existentes para cada uno de los dos métodos. El aporte de grava desde la

superficie, En vía húmeda se realiza por el hueco existente entre el vibrador y las paredes de la perforación que ha sido ensanchada. Si el método empleado es el vibrodesplazamiento es necesario sacar el vibrador para el aporte del material, por lo que se necesita que la cavidad sea estable, ya que sino, pueden generarse problemas de desprendimientos de las paredes laterales. Generalmente se establece que  $c_u > 50$  kPa para que sea estable.



**Figura 1.3. Vibradores para alimentación (a) por superficie y (b) por fondo Raju et al. (2004)**

Como alternativa, surgió el aporte del material por la punta del vibrador, que se conoce como aporte inferior (“botom feed”). Con ayuda de una tolva se introduce la grava en la cámara de descarga del vibrador y a través del tubo alimentador desciende hasta la punta en la cual se encuentra el orificio por el que sale la grava. De este modo se va rellenando la perforación y formándose la columna.

**Acabado.** El proceso de relleno se realiza hasta completar toda la longitud de la columna. Una vez completado es habitual disponer de una capa de grava compactada en superficie que permite el drenaje y homogeneiza los asientos.

Para comprobar la correcta ejecución de las columnas se van leyendo y registrando una serie de parámetros durante su construcción. La medida de la intensidad del vibrador en amperios y su empuje en bares, sirven para controlar la finalización de cada tongada con la densidad adecuada. El control de la profundidad y el avance, así como la cantidad y

granulometría del árido introducido se realiza para conocer el diámetro de la columna conforme al volumen de árido aportado.

En la actualidad es más común el empleo del vibrodesplazamiento con aporte inferior del material ya que asegura la continuidad de la columna y no se generan residuos (agua contaminada con finos) por lo que no existe la necesidad de su tratamiento posterior.

### **1.1.3 Características de las columnas de grava**

Los diámetros más habituales de las columnas de grava se encuentran entre 0.6 y 1.2 metros. Con el método de vía húmeda los diámetros que se obtienen son algo mayores que los conseguidos por vía seca. Las longitudes habituales oscilan entre los 6 y 10 m pudiéndose llegar a profundidades máximas de hasta 35 metros. Normalmente las columnas alcanzan un estrato resistente, aunque también pueden ser flotantes si el estrato competente está a una elevada profundidad y no lo alcanzan.

La grava empleada para formar la columna ha de ser limpia para no perder la elevada permeabilidad de los suelos granulares. El ángulo de rozamiento interno estará habitualmente comprendido entre 40 y 50° (Herle et al., 2007).

Preferiblemente será de cantera y su granulometría habitualmente estará comprendida entre 12 y 75 mm aunque para las columnas construidas mediante alimentación por fondo el tamaño máximo se limita a 50 mm de diámetro para evitar la obstrucción del tubo de alimentación de la grava. En la Tabla 1.1 se muestran las granulometrías propuestas por Barksdale y Bachus (1983), los que señalan que habitualmente las alternativas 1 y 2 son las más empleadas y corresponden a una grava uniforme con un tamaño medio de entre 40 y 50 mm . También proponen que los áridos sean no friables y que el desgaste en el ensayo los Ángeles sea inferior al 45 %.

**Tabla 1.1. Husos granulométricos de la grava a emplear en las columnas (Barksdale y Bachus (1983)).**

Apertura tamiz (pulgadas)	Apertura tamiz (mm)	Alternativa 1 (% que pasa)	Alternativa 2 (% que pasa)	Alternativa 3 (% que pasa)	Alternativa 4 (% que pasa)
4	101,6			100	
3,5	88,9			90-100	
3	76,2	90-100			
2,5	63,5			25-100	100
2	50,8	40-90	100		65-100
1,5	38,1			0-60	
1	25,4		2		20-100
0,75	19,05	0-10		0-10	10-55
0,5	12,7	0-5		0-5	0-5

La densidad de la grava está relacionada con la estimación del diámetro de la columna y afecta al ángulo de rozamiento interno de la grava, y por lo tanto a la resistencia de la columna. La densidad in situ de la columna no se mide directamente durante la construcción, si no que se hace mediante correlaciones de los valores registrados de la intensidad y energía consumida por el vibrador. El diámetro, a su vez, se estima a partir de la cantidad total de grava consumida y el coeficiente de paso adoptado. Los cambios en el diámetro a lo largo de la profundidad de la columna debido a la diferencia de rigideces de las capas de suelo que atraviesa, hace que la estimación de la densidad sea más difícil y más incierta al igual que no constante a lo largo de la profundidad. Las medidas de la densidad mediante penetración estática o dinámica dentro de la columna no son tampoco muy satisfactorias ya que no existen calibraciones del aparato para el mismo material con la densidad y el estado tensional dados, además de los problemas existentes por la escala, ya que el tamaño de los granos suele ser muy grande para el diámetro del penetrómetro. Barksdale y Bachus (1983) proponen asumir una densidad relativa del 80% del material que constituye la columna para el diseño del tratamiento, al igual que Herle et al. (2007). Esta densidad relativa es obtenida a partir de la densidad más floja y más densa del material según la normativa ASTM ( ASTM D-4253 para estimar la densidad máxima y ASTM D-4254 para estimar la densidad mínima). Como se ha mencionado anteriormente algunos de los efectos del tratamiento mediante columnas de grava son el incremento de la capacidad portante del terreno y la reducción de asentamientos en los terrenos blandos mejorados. Ambos efectos están relacionados con la transferencia de carga del suelo a la columna lo cual está conectado directamente con la

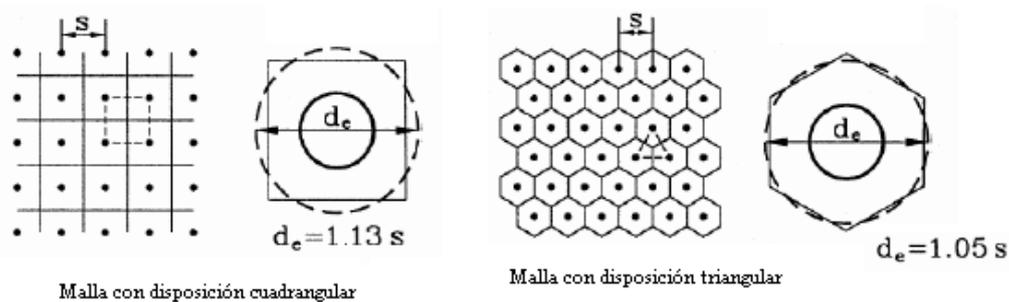
resistencia y rigidez de la columna. Por lo tanto durante la instalación de la columna es deseable alcanzar la mayor densidad posible. El peso específico seco medido en tratamientos reales está habitualmente comprendida entre 17 y 19 kN/m<sup>3</sup>. Barksdale y Bachus (1983) recomiendan un peso específico seco entre 14.4 y 17.1 kN/m<sup>3</sup> y consideran que la densidad relativa alcanzada, si la construcción es adecuada, será como mínimo de un 75%. Hay que tener en cuenta que la forma de las partículas y su distribución tiene una notable influencia en los límites superior e inferior de la densidad del material (Youd, 1973). Otros autores en sus investigaciones como Kolar y Nemes (1989) emplean un peso específico seco entre 19 y 21 kN/m<sup>3</sup> y Budhu (2000) un peso específico seco comprendido entre 15 y 17 kN/m<sup>3</sup>.

### **1.1.4 Soluciones analíticas**

Los tratamientos del terreno mediante columnas de grava pueden emplearse para mejorar terrenos bajo cargas puntuales o bajo cargas extensas, pudiendo ser éstas flotantes o apoyadas en un sustrato rígido. Los problemas más importantes en el estudio de las columnas de grava son los relacionados con: el asiento, la consolidación, el hundimiento, el deslizamiento y la licuefacción. Cuando estas columnas se ejecutan bajo cargas repartidas y son penetrantes hasta un sustrato rígido, los problemas más relevantes son los relacionados con los asientos y la consolidación. Para este tipo de estudios es habitual emplear la simplificación de la celda unidad, a pesar de que existen otras simplificaciones como por ejemplo el estudio del problema en deformación plana, muy adecuado para el estudio del deslizamiento. Sin embargo, esta tesis se centra en el estudio de columnas bajo cargas repartidas y apoyadas en un sustrato rígido, y se emplea la simplificación de la celda unidad.

Las columnas de grava bajo cargas extensas se realizan disponiendo éstas en el terreno de forma uniforme configurando extensas mallas con una geometría determinada: triangular, cuadrada o hexagonal. El análisis de todas las columnas de grava que se ejecutan en un tratamiento resulta muy costoso y requiere un complejo estudio en tres dimensiones. Por esta razón, se suelen realizar hipótesis que permiten la simplificación del problema. Una de las más usuales es asumir un comportamiento idéntico de todas las columnas de la malla, considerando como unidad representativa la compuesta por

una columna y el suelo colindante sobre el que ejerce la mejora. Esta unidad prismática se transforma en cilíndrica igualando las áreas del polígono y el círculo equivalente, pudiendo de este modo aplicar la simetría axial en el estudio. La unidad representativa así obtenida se conoce con el nombre de celda unidad. En la Figura 1.4 se representa el paso a celda unidad para una malla con disposición cuadrada y otra triangular mostrando la relación entre el diámetro equivalente  $d_e$  y el espaciamiento de la malla  $s$ , (Balaam y Booker, 1981).



**Figura 1.4. Mallas de columnas de grava y celda unidad correspondiente. Balaam y Booker (1981)**

Con la simplificación de celda unidad, la geometría de la malla de columnas de grava queda definida por el diámetro de la columna  $d_c$  y la razón de sustitución  $a_r$  (razón entre el área de la columna  $A_c$  y el área de la zona de terreno tributaria  $A_e$ ). También se puede emplear la relación entre el diámetro de la columna y el equivalente de la zona tributaria  $N$ .

$$a_r = \frac{A_c}{A_e} = \left(\frac{d_c}{d_e}\right)^2 \quad (1.1)$$

$$N = \sqrt{\frac{1}{a_r}} = \frac{d_e}{d_c} \quad (1.2)$$

Las áreas de sustitución empleadas en los tratamientos se encuentran comprendidas habitualmente entre el 10% y 35%.

Al ser para estos casos de columnas penetrantes y bajo carga repartida los efectos más importantes los asientos y el proceso de consolidación, y por tanto los estudios teóricos presentados se agrupan en dos secciones:

- Los que se centran en las deformaciones y el reparto tensional.
- Los que analizan el proceso de consolidación radial

### Asientos y repartos de carga

El estudio de las deformaciones y tensiones se debe a la necesidad de conocer la reducción de asientos a la que da lugar el tratamiento del terreno con columnas de grava. El estudio de las deformaciones se suele expresar mediante el factor de mejora  $n$  que es el cociente entre el asiento sin columnas,  $s_{z0}$  y el asiento con columnas  $s_z$ , o su inverso ( $\beta$ ) el factor de reducción de asientos.

$$n = \frac{s_{z0}}{s_z} \quad (1.3)$$

El reparto de carga se suele presentar mediante el factor de concentración de tensiones.  $SCF$ , razón entre la tensión vertical soportada por la columna,  $\sigma_{zc}$  y la soportada por el terreno  $\sigma_{zs}$  colindante  $\sigma_{zs}$ .

$$SCF = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} \quad (1.4)$$

Ambos factores no son independientes si no que se relacionan entre sí mediante la ecuación de equilibrio Aboshi ( 1979).

$$q_a = \sigma_{zs} a_r + \sigma_{zc} (1 - a_r) \quad (1.5)$$

$$1 = SCF \beta a_r + \beta (1 - a_r) \quad (1.6)$$

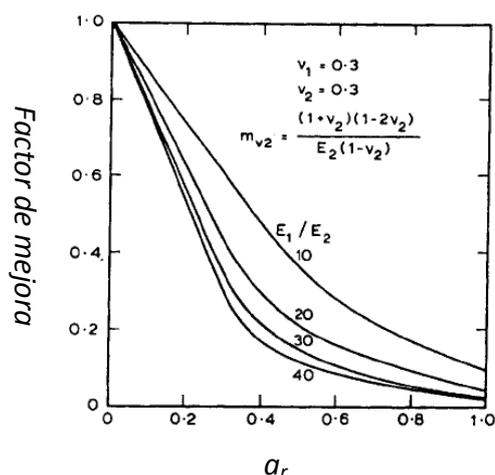
$$\beta = \frac{1}{SCF a_r + 1 - a_r} \quad (1.7)$$

Una primera aproximación para el cálculo de estos factores es su estudio en condiciones edométricas, es decir que no existe deformación radial de la columna. En este caso el factor de concentración de tensiones es igual a la relación de módulos edométricos.

$$SCF = \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \quad (1.8)$$

Estos valores son muy superiores a los registrados en las obras reales que están comprendidos entre 3 y 10 según Barksdale y Bachus (1983). Esta solución es la propuesta por Han y Ye (2001) que se presenta posteriormente en el apartado de consolidación.

Basada en el concepto de celda unidad **Balaam y Booker (1981)** proponen una solución analítica elástica que considera la deformación vertical y horizontal simultáneamente. La solución se plantea añadiendo a la solución en régimen de deformación edométrica otra en deformación plana ( $\epsilon_z=0$ ) que contrarresta la discontinuidad de tensiones.



**Figura 1.5. Deformación vertical de la unidad suelo-columna con la variación de espaciamiento (Balaam y Booker, 1981)**

La Figura 1.5 muestra la relación entre el factor de mejora y la razón de sustitución que se obtiene para un coeficiente de Poisson de 0.3 en la columna y el suelo, para cuatro razones de rigideces suelo-columnas de valor: 10, 20, 30 y 40.

Posteriormente los mismos autores ampliaron su solución al tener en cuenta la plastificación de la columna. La solución ampliada muestra resultados similares a los reales y se presenta en **Balaam y Booker (1985)**.

Un método ampliamente empleado en el diseño de columnas debido a su sencillez es el presentado en **Priebe (1976)** y mejorado en **Priebe (1995)**. Es un método semi-empírico en el que la columna se considera rígido-plástica, se estudia bajo condiciones de carga

rígida y con confinamiento lateral del terreno cuyo coeficiente de empuje al reposo adquiere el valor de la unidad y el volumen de la columna es constante, no varía.

La deformación radial se calcula mediante la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio elástico, y se obtiene en función de las tensiones verticales del terreno y la columna. Calculando la deformación vertical de la columna e igualándola con la del suelo, y respetando el equilibrio de tensiones verticales se obtiene el factor de mejora:

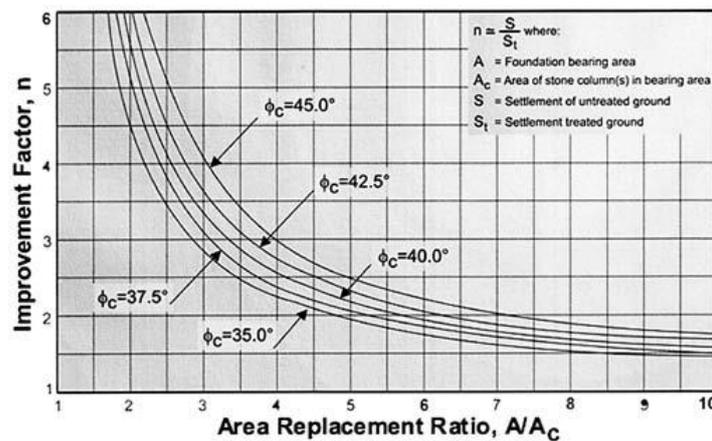
$$n_0 = \frac{s_{z0}}{s_z} = 1 + a_r \left[ \frac{1}{2} + \frac{f(v_s, a_r)}{K_{ac} f(v_s, a_r)} \right] \quad (1.9)$$

$$f(v_s, a_r) = \frac{(1 - v_s)(1 - a_r)}{1 - 2v_s + a_r} \quad (1.10)$$

siendo:

$\nu_s \mu_s$  Coeficiente de Poisson del suelo

La Figura 1.6 muestra de forma gráfica el factor de mejora para diferentes áreas de sustitución y ángulos de rozamiento del terreno considerando un coeficiente de Poisson de 1/3, habitual en suelos.



**Figura 1.6. Factor de mejora frente al área de sustitución (Priebe, 1995)**

**Van Impe y De Beer (1983)** estudian el problema en deformación plana. El análisis se realiza sustituyendo las columnas rígido-plásticas incompresibles por pantallas indefinidas equivalentes con una relación separación/altura igual a la razón de sustitución  $a_r$ .

**Pulko y Majes (2005)** presentan una solución para analizar la reducción de asientos y el reparto de carga  $SCF$  de las columnas de grava. Es un estudio en condiciones drenadas, en el que se considera que la columna se encuentra en un estado tensional similar al triaxial en el que alcanza el pico de resistencia y luego dilata. El factor de concentración de tensiones propuesto se presenta en la siguiente ecuación.

$$SCF = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{zs}} = \frac{K_{oc}(C_2K_{\psi c} + 2K_o)}{C_1K_{\psi c} + 2} \quad (1.11)$$

Siendo:

$K_{oc}$  El coeficiente de empuje al reposo en la columna

$K_o$  el coeficiente de empuje al reposo en el suelo

Y la reducción de asientos es

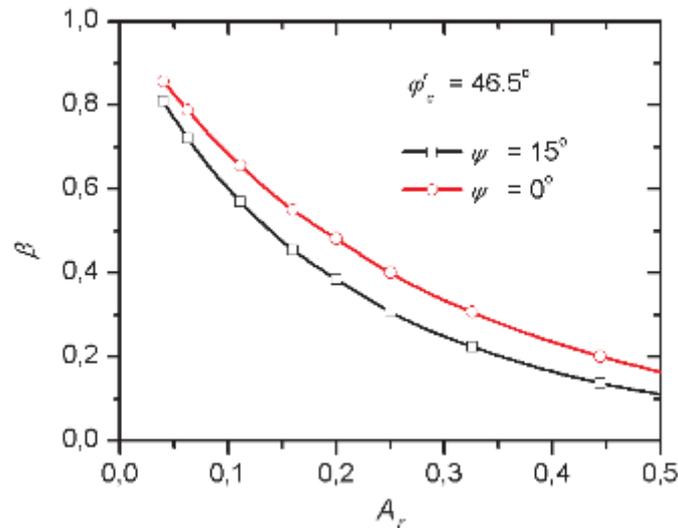
$$\beta = \frac{s_z}{s_{z0}} = \frac{2}{(1 - a_r)(C_1K_{\psi c} + 2) + a_r k_{oc}(C_2K_{\psi c} + 2K_o)} \quad (1.12)$$

Siendo:

$$C_1 = \frac{2K_o a_r}{1 - a_r} \quad (1.13)$$

$$C_2 = \frac{1 - 2\nu_s + a_r}{(1 - a_r)(1 - \nu_s)} \quad (1.14)$$

En la Figura 1.7 se presenta la influencia del área de sustitución, ángulo de rozamiento y del ángulo de dilatación en la reducción de asientos y el factor de concentración de tensiones.



**Figura 1.7. Influencia del área de sustitución y ángulo de dilatancia en la reducción de asentamientos y en el factor de concentración de tensiones (Pulko y Majes. 2005)**

Una de las ventajas de la solución de Pulko y Majes (2005) es que permite considerar la influencia del ángulo de dilatancia. Así se observa que al incrementar la dilatancia y el ángulo de rozamiento se incrementa la carga soportada por la columna y disminuye la carga sobre el terreno junto con el incremento del asiento.

Esta solución fue mejorada y presentada en Pulko et al. (2011) en la que se tienen en cuenta el comportamiento elasto-plástico de la columna, así como las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación. Además se amplió la solución para columnas ensacadas. Esta solución se presenta en el siguiente apartado.

### Consolidación radial

Gran cantidad de las soluciones desarrolladas para el estudio de la consolidación radial de terrenos mejorados con columnas de grava están basadas en la solución propuesta por **Barron (1948)**. Presenta una solución para el cálculo de la consolidación radial con drenes verticales para carga flexible y rígida, teniendo en cuenta la influencia de la zona de remoldeo “smear zone” y la permeabilidad del dren. En el desarrollo de la solución se considera que cada dren tiene una zona de influencia circular, que el suelo se deforma bajo confinamiento lateral y que la carga se distribuye uniformemente en el terreno.

La solución obtenida para el exceso de presión intersticial en el caso de carga rígida, sin zona de remoldeo y para una permeabilidad infinita del dren es:

$$u_r = \frac{\bar{u}_r}{\mu} \cdot \left[ \ln\left(\frac{r}{r_c}\right) - \frac{r^2 - r_c^2}{2r_e^2} \right] \quad (1.15)$$

siendo:

$$\mu = \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_c^2} \ln\left(\frac{r_e}{r_c}\right) - \frac{3}{4} + \frac{r_c^2}{4r_e^2} \quad (1.16)$$

$$\bar{u}_r = u_0 e^{-\frac{8T_r}{\mu}} \quad (1.17)$$

$$T_r = \frac{c_r t}{4r_e^2} \quad (1.18)$$

$$c_r = \frac{K_r E}{\gamma_w} \quad (1.19)$$

El grado de consolidación medio resulta el siguiente:

$$\bar{U}_r = 1 - \frac{\bar{u}_r}{u_0} = 1 - e^{-\frac{8T_r}{\mu}} \quad (1.20)$$

siendo los diferentes parámetros:

$c_r$       Coeficiente de consolidación radial

$\bar{u}_r$       Incremento de presión intersticial medio para un determinado tiempo  $t$

$u_0$       Incremento de presión intersticial inicial producido por la carga

$r_c$       Radio de la columna

$r_e$       Radio de la zona de influencia (celda unidad)

$K_r$       Coeficiente de permeabilidad radial del terreno

$E$       Módulo Edométrico del terreno

$\gamma_w$       Peso específico del agua

Si se tiene en cuenta la zona de remoldeo, el grado de consolidación medio se obtiene con la ecuación (1.21) sustituyendo el valor de  $\mu$  por el siguiente:

$$\mu = \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_c^2} \ln\left(\frac{r_e}{r_c}\right) - \frac{3}{4} + \frac{r_s^2}{4r_e^2} + \frac{K_r}{K_s} \left(\frac{r_e^2 - r_s^2}{r_e^2}\right) \ln\left(\frac{r_s}{r_e}\right) \quad (1.21)$$

donde:

$r_s$  Radio de la zona remoldeada "smear zone"

$K_s$  Permeabilidad de la zona remoldeada

$$\overline{U_r} = 1 - \frac{\overline{u_r}}{u_0} = 1 - e^{\frac{-8T_r}{\mu}} \quad (1.22)$$

$$\mu = \ln\left(\frac{r_e}{r_s}\right) - \frac{3}{4} + \frac{K_r}{K_s} \ln\left(\frac{r_s}{r_c}\right) + z(2H - z) \frac{K_r}{K_c r_c^2} \quad (1.23)$$

Siendo:

$K_c$  la permeabilidad del dren

**Hansbo (1981)** introdujo algunas aproximaciones que permiten simplificar el cálculo del grado de consolidación radial en los casos de carga rígida. Aunque parece más razonable la solución de carga flexible, por ejemplo en terraplenes, en el caso de carga rígida la solución se simplifica considerablemente ajustándose razonablemente a la realidad sobre todo en los casos de relaciones de radios elevadas y grados de consolidación no muy pequeños. El grado de consolidación medio calculado con ambas teorías resulta muy similar y aunque este planteamiento fue establecido para el caso de drenes donde la relación de radios es elevada en la práctica actualmente se emplea también para los tratamientos con columnas. Las soluciones de Barron (1948) y Hansbo (1981) coinciden si la carga es rígida y no se tiene en cuenta la permeabilidad del dren y la zona de remoldeo.

La consolidación del terreno se produce tanto en dirección radial como longitudinal. **Carrillo (1942)** estudió la disgregación de la consolidación permitiendo estudiar la consolidación radial y la consolidación vertical de forma independiente obteniendo una solución para la consolidación total aproximada. El incremento de presión intersticial total, se consigue como producto del incremento de presión intersticial radial y del incremento de presión intersticial vertical (ecuación 1.24).

$$\frac{u}{u_0} = \frac{u_r}{u_0} \cdot \frac{u_z}{u_0} \quad (1.24)$$

Una combinación del estudio de un cilindro infinito y un estrato horizontal permiten obtener el valor de la consolidación total de forma aproximada. El drenaje vertical se puede estudiar mediante la teoría de Terzaghi-Frolich y el radial mediante una teoría de las presentadas anteriormente obteniéndose el total mediante la siguiente ecuación:

$$1 - U_{zr} = (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (1.25)$$

Esta solución de la consolidación es una aproximación. En la práctica es habitual despreciar la componente del drenaje vertical y considerar la consolidación radial como la total.

Las soluciones de Barron (1948) y Hansbo (1981) presentadas anteriormente, son soluciones que tratan el drenaje vertical y radial por separado, conocidas como soluciones desacopladas. **Leo (2004)** presentó una solución para el cálculo de la consolidación en drenes verticales acoplada, tratando conjuntamente el drenaje vertical y radial.

Las soluciones anteriores se han desarrollado para drenes verticales, si bien se emplean en el estudio de columnas de grava debido a las similitudes del proceso. La primera solución específica para columnas de grava fue propuesta por **Han y Ye (2001)**. Se introduce en el estudio el efecto de la diferencia de rigideces entre el suelo y la columna. Esta diferencia de rigideces provoca una distribución de cargas entre el suelo y la columna que va variando durante el proceso de consolidación. La permeabilidad de la columna es tan alta que se supone presenta un comportamiento drenado. Al inicio el suelo se deforma bajo condiciones sin drenaje, con una rigidez relativamente alta, que a lo largo del proceso de consolidación va reduciéndose hasta alcanzar la rigidez correspondiente a la situación drenada. Esto hace que las cargas soportadas por la columna y el suelo no sean constantes a lo largo del proceso, sino que varían, soportando más carga la columna conforme se disipan las presiones intersticiales en el suelo. Esta solución se desarrolla considerando que la columna está en condiciones edométricas. La expresión que recoge las tensiones medias en el suelo a lo largo del proceso es:

$$\overline{\sigma_{zs}}(t) = \frac{q_a + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} a_r \bar{u}(t)}{1 + a_r \left( \frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)} \quad (1.26)$$

donde:

$q_a$  Tensión aplicada.

$E_{mc}$  ,  $E_{ms}$  Módulo edométrico de la columna y del suelo respectivamente.

La ecuación del grado medio de consolidación es la misma que la de Barron con un coeficiente de consolidación radial modificado,  $c'_r$ . La consolidación se produce más rápidamente que en el caso de drenes ya que  $c'_r$  resulta mayor que  $c_r$  siendo su expresión la siguiente:

$$c'_r = c_r \left( 1 + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \frac{r_c^2}{r_e^2 - r_c^2} \right) \quad (1.27)$$

Un año más tarde los mismos autores presentan la solución para la consolidación radial teniendo en cuenta la zona de remoldeo (Han y Ye, 2002).

La solución anterior se desarrolla bajo la hipótesis de situación edométrica, es decir, solamente existe deformación vertical en la columna, la deformación radial es nula y el comportamiento elástico. **Castro y Sagaseta (2009)** presentan una solución que considera la deformación horizontal y vertical de la columna y también la plasticidad de la columna. Se elimina la situación de confinamiento lateral imponiendo como restricción el equilibrio en las presiones horizontales en el contacto suelo, columna. La solución está pensada para columnas totalmente penetrantes bajo carga rígida y se tiene en cuenta la plastificación de la columna, no siendo así la del terreno. Esta aproximación de considerar el terreno elástico es válida ya que el terreno generalmente no plastifica y si lo hace es en la parte más superficial en las zonas cercanas a la columna. El estudio se lleva a cabo tanto en régimen elástico como elasto-plástico.

Para la situación de régimen elástico en ambos materiales la solución presentada sigue el mismo planteamiento que los anteriores siendo válida la ecuación (1.20) para el grado

de consolidación medio introduciendo un nuevo coeficiente de consolidación radial que se expresa a continuación:

$$c_{vr}^{zre} = c_r \frac{[a_r(\lambda_c + 2G_c) + (1 - a_r)(\lambda_s + 2G_s)][H - (\lambda_c - \lambda_s)] - (1 - a_r)(\lambda_c - \lambda_s)^2}{(\lambda_s + 2G_s)[H - (1 - 3a_r)(G_c - G_s)]} \quad (1.28)$$

siendo:

$$H = \left(\frac{1}{a_r}\right)(\lambda_c + G_c + G_s) - (G_c - G_s) \quad (1.29)$$

$G_c, G_s$  Módulo de corte de la columna y el suelo respectivamente

$\lambda_c, \lambda_s$  Constante de Lamé de la columna y el suelo

Si se alcanza la situación de plastificación de la columna, el coeficiente de consolidación toma el siguiente valor:

$$c_{vr}^{zrp} = c_r \frac{(1 - a_r) + \frac{a_r}{(\lambda_s + 2G_s)} \left( \frac{\lambda_s}{K_{\psi c}} + \frac{J}{K_{ac}} \right)}{\left[ 1 + \frac{a_r}{(1 - a_r)K_{\psi c}} \right] \left( 1 - a_r + \frac{a_r}{K_{ac}} \right)} \quad (1.30)$$

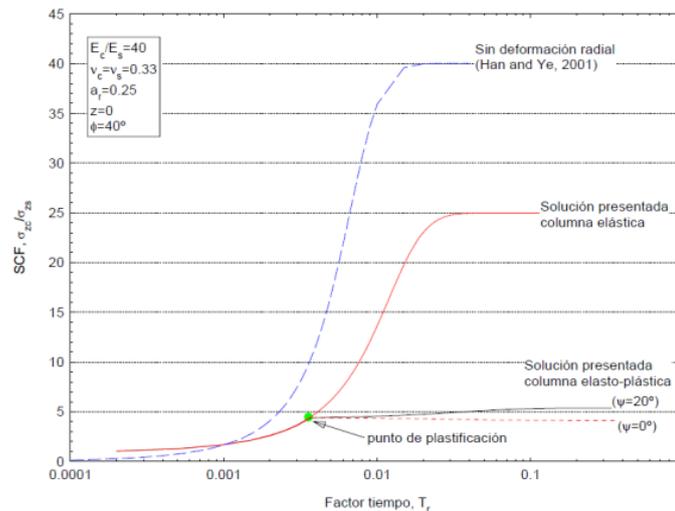
donde:

$$J = \lambda_s + G_s + \frac{a_r(\lambda_s + G_s)}{(1 - a_r)K_{\psi c}} \quad (1.31)$$

$K_{\psi c}$  Coeficiente de la ley de flujo de la columna

$K_{ac}$  Coeficiente de empuje activo de la columna

Los mismos autores Castro y Sagasetta presentan una nueva solución en Castro y Sagasetta (2013) que tiene en cuenta de las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación de la columna, aunque sus diferencias son muy pequeñas para columnas de grava. Esta se expone en el apartado correspondiente a columnas ensacadas, ya que la solución se extiende también a éstas.



**Figura 1.8. Factor de concentración de tensiones. Influencia de la deformación radial y de las deformaciones plásticas de la columna (Castro, 2008)**

Las tensiones soportadas por la columna y el suelo van variando a lo largo del proceso de consolidación. En la Figura 1.8 se observa cómo influye el valor de la deformación radial de la columna y su comportamiento plástico en la distribución de tensiones entre el suelo y la columna. Se presenta en términos de factor de concentración de tensiones  $SCF$  (relación entre la tensión soportada por la columna y la soportada por el terreno). La solución de Han y Ye (2001) en situación edométrica, muestra que el valor del factor de concentración de tensiones va de un valor nulo inicial hasta un valor final correspondiente a la relación entre los módulos edométricos. Si se tiene en cuenta la deformación radial, manteniendo el comportamiento elástico, se observa un asiento inicial, debido a la compresión inicial de la columna, por lo que comienza con un valor superior al nulo y el valor final disminuye considerablemente. Al tener en cuenta el comportamiento plástico de la columna, el valor final resulta aún menor.

### 1.1.5 Análisis experimentales en laboratorio

Hasta el momento se han realizado numerosos ensayos en laboratorio relacionados con el estudio del comportamiento de las columnas de grava. Como su efectividad depende entre otros aspectos:

- De la resistencia del material granular que forma la columna
- De las propiedades del terreno a mejorar

- Del área de sustitución del tratamiento
- Del método de ejecución llevado a cabo
- De la longitud de la columna

Estos son los factores estudiados en los ensayos que se presentan a continuación los cuales se realizan bien a escala reducida o bien a escala real, para columnas totalmente penetrantes o para columnas flotantes, para grupos de columnas o para columnas aisladas ,y empleando diversas simplificaciones como por ejemplo la de la celda unidad.

### **Incremento de la capacidad portante**

Un gran número de investigaciones se centran en el estudio del incremento de la capacidad portante y la reducción de los asentamientos provocados. Varios autores estudian el comportamiento de una sola columna mediante la representación de una **celda unidad** ya sea en un tanque o en una célula triaxial como Juran y Guermazi (1988), Andreou et al. (2008), Black et al. (2006) y (2007), Sivakumar et al. (2004), Najjar et al. (2010) o Cimentada et al. (2011). Algunos de estos ensayos estudian columnas penetrantes como Juran y Guermazi (1988) quienes observan la influencia del drenaje en la transferencia de cargas entre el suelo y la columna. Al igual que Andreou et al. (2008) los que además de estudiar la influencia del drenaje estudian la influencia del tamaño de material que forma la columna.

### **Columnas de grava flotantes**

Otras investigaciones analizan el comportamiento de columnas flotantes como las presentadas por Black et al. (2006) y (2007), Najjar et al. (2010), Rao et al. (1997) o Sivakumar et al. (2004). Estos últimos comparan la influencia de la fabricación de la columna comparando resultados de columnas realizadas mediante compactación in situ y previamente congeladas, obteniendo valores similares. Además, estudian la influencia del geotextil en columnas ensacadas. En general las investigaciones llevadas a cabo en columnas flotantes concluyen que la capacidad portante se incrementa con la profundidad de la columna.

## Grupos de columnas

También existen estudios dedicados al análisis de grupos de columnas de grava como: Juran y Guermazi (1988), Muir Wood et al. (2000), Ambily y Ghadhi (2007) y Fattah et al. (2010) entre otros. Estos últimos analizan la influencia de la longitud de la columna y la resistencia al corte sin drenaje del suelo sobre el que se realiza la mejora en términos del factor de concentración de tensiones (*SCF*). Concluyen que el *SCF* disminuye conforme disminuye la resistencia al corte sin drenaje del suelo y con la disminución de la longitud. Todas las investigaciones reflejan un descenso de la capacidad portante y mayores asentos para las áreas de sustitución menores.

## Deformación y mecanismos de fallo de las columnas

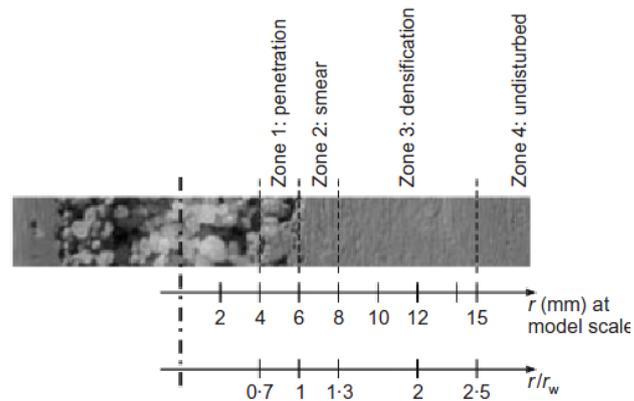
Otros análisis están centrados en el estudio de la deformación de las columnas como los presentados por Hugues y Withers (1974) y Hugues et al. (1975) que estudian el comportamiento de una **columna aislada** cargada verticalmente apreciando su forma de fallo que se produce por abombamiento de su parte superior llegando hasta una profundidad de cuatro diámetros. Resultados similares fueron encontrados por Chirstoulas et al. (2000) que realizan ensayos a gran escala 1:3. Estos autores reducen el abombamiento a una profundidad de 3 diámetros y observan un asiento igual al 35% del diámetro para las cargas máximas. Muir Wood et al. (2000) analiza mediante la exhumación la forma de fallo de un **grupo de columnas** concluyendo que la forma de fallo varía según su posición. Al igual que lo observado por Sivakumar et al. (2007) que presentan tres mecanismos de fallo diferentes:

- por penetración (punching)
- por abombamiento (bulging)
- por rotura por corte.(shearing)

## Ensayos en centrífuga

Otro tipo de ensayos son los realizados en centrífuga realizados bajo un campo gravitacional acorde a la escala del prototipo para poder simular más exactamente determinados aspectos del tratamiento como por ejemplo la distribución de tensiones

producida por el peso propio del material. Uno de ellos es el presentado por Weber et al. (2010) en el que estudian la zona de remoldeo que se produce alrededor de las columnas durante su ejecución con el método de vía seca y alimentación por fondo.



**Figura 1.9. Zonas alteradas en la instalación de la columna (Weber et al, 2010)**

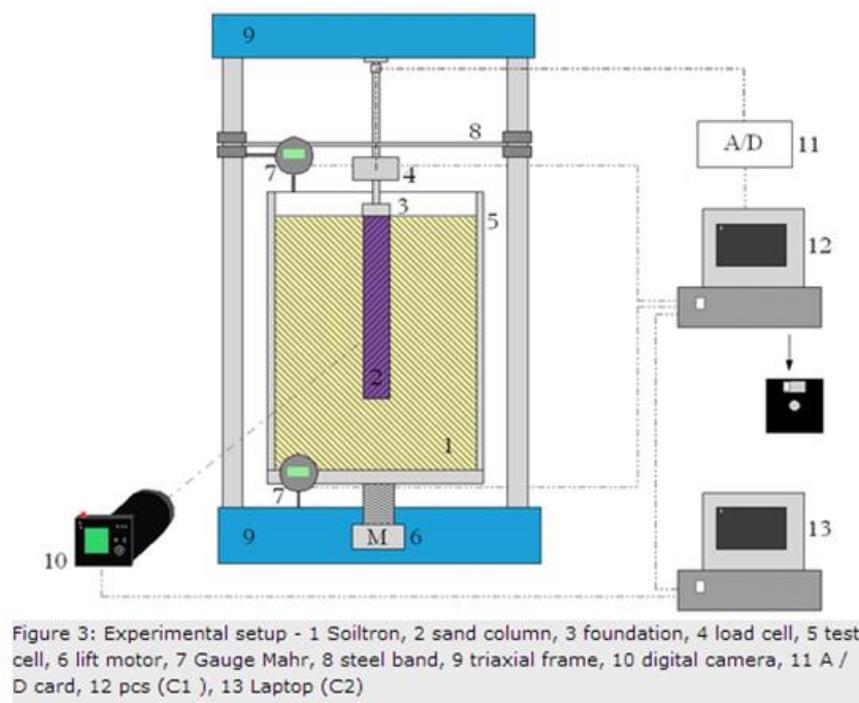
El resultado de los estudios revela que la zona de influencia se extiende hasta una distancia de 2.5 veces el radio de la columna (Figura 1.9). Dentro de la zona afectada por la construcción de las columnas se pueden distinguir tres zonas diferentes. La zona 1 de penetración, donde las partículas de arena penetran en la arcilla, la zona 2 de remoldeo, donde las partículas sufren una reorientación y densificación, y por último la zona 3 densificada, donde la estructura parece que no cambia pero se densifica notablemente.

### Influencia de la densidad de la grava

Un número mucho menor de investigaciones centran su estudio en la influencia de la densidad de la grava. Una de ellas es la presentada por Bergado y Lam (1987). Analizan la influencia de la densidad y la proporción de grava y arena en la capacidad de carga de las columnas. Se realizaron 5 series de **ensayos a escala real** para medir la capacidad de carga. Las tres primeras series se realizaron con columnas de arena a una densidad de  $17 \text{ kN/m}^3$ ,  $16.1 \text{ kN/m}^3$  y  $15 \text{ kN/m}^3$ . La cuarta serie se ejecutó sobre una columna formada por el 30% de arena y el 70% de grava y una densidad de  $19.4 \text{ kN/m}^3$ . La quinta y última serie se llevó a cabo con columnas formadas por grava exclusivamente y con una densidad de  $17.8 \text{ kN/m}^3$ . Bergado y Lam (1987) llegaron a la conclusión de que la capacidad de carga para columnas formadas por el mismo material aumenta con la densidad y que la máxima capacidad de carga se encontró para las columnas formadas

exclusivamente con grava, no siendo estas las más densas. En este caso además de la influencia de la densidad es necesario tener en cuenta que los materiales son diferentes por lo que el ángulo de rozamiento interno de la grava es mayor que el de la arena por lo que la columna de grava resiste más que las de arena con una densidad menor.

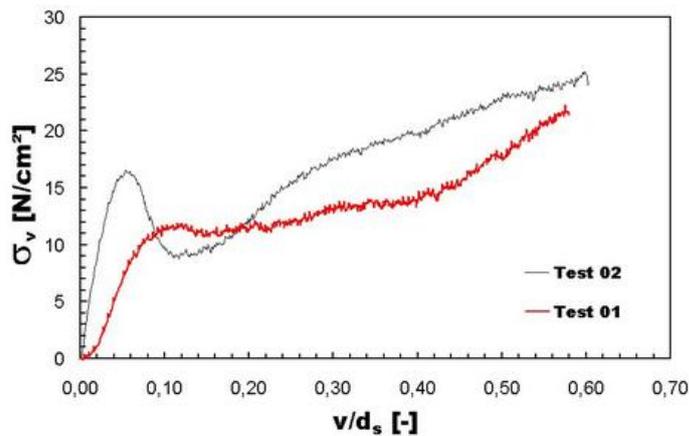
Otro estudio en el que se analiza la influencia de la densidad es el llevado a cabo por Herle et al. (2009). Entre otros aspectos analiza los resultados obtenidos por Hentschel (2005) en los **ensayos a pequeña escala** realizados para analizar la influencia de la densidad. El equipo empleado se presenta en la Figura 1.10 y se compone de una célula triaxial motorizada, un comparador y célula de carga junto con un sistema de procesamiento de imágenes PIV (Velocimetría por imágenes de partículas). Método empleado para obtener mediciones instantáneas y propiedades relacionadas con los fluidos.



**Figura 1.10. Equipo experimental. Hentschel (2005)**

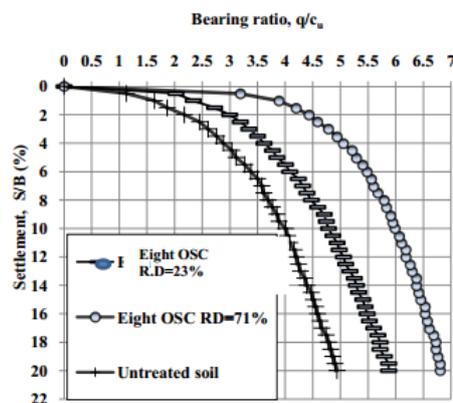
Hentschel (2005) llevó a cabo ensayos con columnas de arena a dos densidades diferentes una densa y otra floja y los resultados se muestran en la Figura 1.11 . Se observa que la carga soportada por la muestra densa es para pequeñas deformaciones muy superior a la floja. Sin embargo para las deformaciones posteriores al pico inicial de

la muestra densa, la carga soportada por la muestra floja es mayor, volviendo posteriormente a soportar una carga mayor la muestra densa.



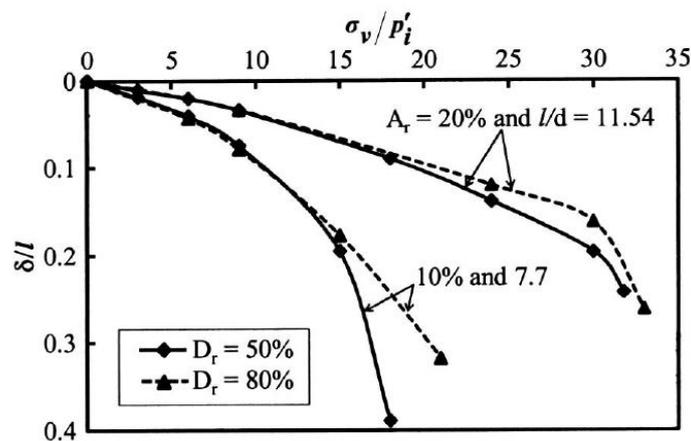
**Figura 1.11. Resultados de carga frente a deformación soportada por la columna. Test 02 (arena densa) Test 01 (arena floja). Hentschel (2005)**

Namir et al (2013) presentan un estudio de columnas de grava y ensacadas con dos densidades diferentes. Emplean una densidad relativa del 23% y otra del 71% correspondiente a un peso específico seco de a 13 kN/m<sup>3</sup> y 15.7 kN/m<sup>3</sup> respectivamente. En esta investigación se analiza la relación carga-deformación sobre un grupo de columnas al que le aplican carga mediante deformación controlada. Los resultados muestran que la influencia de la densidad del material granular es muy pequeña en las columnas ensacadas. Sin embargo, en las columnas de grava ordinarias se observa un incremento de la capacidad portante de un 20% al variar la densidad relativa del 23 al 71% como se muestra en la Figura 1.12.



**Figura 1.12. Capacidad de carga frente al asiento. Namir et al (2013)**

Por último, Shahu y Reddy (2011) analizan entre otros factores la influencia de la densidad relativa en el comportamiento de las columnas de grava. Realizan un modelo de laboratorio y el análisis numérico correspondiente en tres dimensiones. El área de sustitución, la longitud de las columnas y el contenido de humedad de la columna son otros factores estudiados en la investigación. La influencia de la densidad se estudia realizando análisis sobre columnas de arena con dos densidades relativas diferentes del 50 % y el 80%.



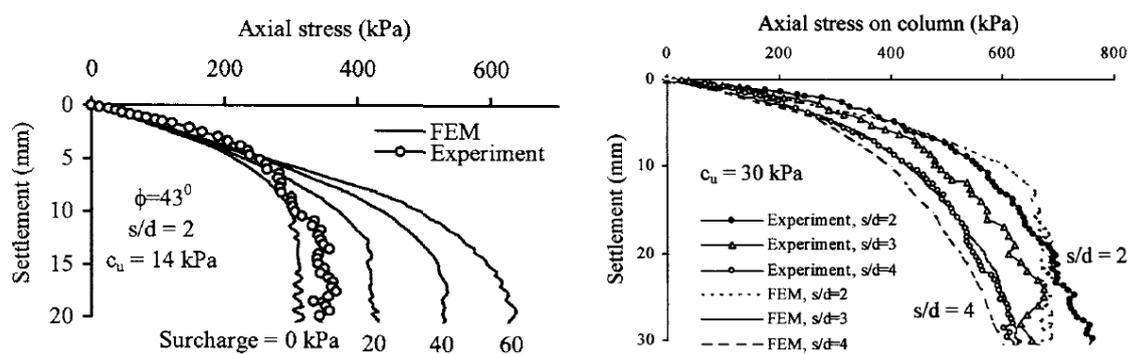
**Figura 1.13. Asiento frente a carga vertical para muestras de densidad relativa diferentes y un  $a_r=10\%$  y  $l=100\text{mm}$  y  $a_r=20\%$  y  $l=150\text{mm}$  para muestras de  $13\text{mm}$  de diámetro. Shahu y Reddy (2011)**

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 1.13 donde se representa la carga frente al asiento para dos áreas de sustitución diferentes 10% y 20% y dos relaciones diámetro longitud correspondiente a 7.7 y 11.54. Se aprecia que la diferencia entre las densidades es despreciable para cargas bajas. Sin embargo para cargas cercanas al fallo el comportamiento difiere soportando más carga las muestras más densas ( $D_r=80\%$ ).

## 1.1.6 Análisis numéricos

Al igual que las investigaciones presentadas anteriormente centradas en análisis experimentales se han llevado a cabo análisis con elementos finitos. Por ejemplo, Ambily y Gandhi (2007) presentan un análisis por elementos finitos en 2D para estudiar la respuesta carga-deformación de las columnas de grava y compararlo con los resultados experimentales. Los modelos de comportamientos que emplearon eran elastoplásticos

con el criterio de fallo de Mohr-Coulomb. Simularon columnas aisladas y grupos de columnas ambos con simetría axial, reduciendo las columnas a un anillo con las propiedades equivalentes siguiendo la propuesta de Mitchell y Huber (1985). Algunos de los resultados obtenidos se muestran en la Figura 1.14 donde se ve a la izquierda el comportamiento del grupo de columnas y a la derecha el de una columna aislada con carga sólo sobre la columna. En ambos casos el asiento se incrementa conforme la carga aumenta como era de esperar. Los resultados experimentales y numéricos concuerdan.



**Figura 1.14. Carga frente al asiento para un grupo de columnas (derecha) una sola columna (izquierda). Ambily y Gandhi (2007)**

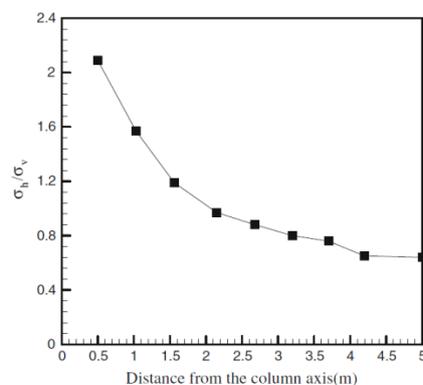
Castro y Sagaseta (2011) presentan un análisis numérico para validar los resultados con las soluciones analíticas desarrolladas (Castro y Sagaseta, 2009) Muestran el estudio de una celda unidad con simetría axial en 2D realizado mediante el programa Plaxis (Brinkgreve, 2007). Las condiciones de contorno elegidas son las mismas que las hipótesis a partir de las que se desarrolló la solución analítica. Los modelos constitutivos para simular el suelo blando y la columna son modelos elasto-plásticos sencillos no asociados y con el criterio de fallo de Mohr-Coulomb. Los resultados se muestran a lo largo del proceso de consolidación. Los valores obtenidos en cuanto a la reducción de asientos, factor de concentración de tensiones y disipación de presiones intersticiales, muestran un comportamiento similar a los obtenidos con la solución analítica desarrollado por los mismos autores (Castro y Sagaseta, 2009).

Hanna et al. (2007) presenta un estudio para analizar entre otros factores la forma de fallo de columnas aisladas y en grupo. Para ello realizan estudios 2D llevados a cabo en PLAXIS con simetría axial para columna aislada y con deformación plana para los grupos

de columnas. La columna aislada como es conocido a partir de ensayos experimentales falla debido al excesivo abombamiento “bulging” de la parte superior (Hughes y Withers, 1974). Además, en sus resultados se observa el desarrollo del “bulging” conforme se aplica la carga.

Sexton y McCabe (2013) presentan un análisis numérico con modelos que tienen en cuenta el comportamiento viscoplástico del suelo para estudiar la reducción de asientos en terrenos tratados con columnas de grava. Realizan análisis en 2D sobre una celda unidad empleando tres modelos de suelo diferentes: Hardening Soil Model (HS), Soft soil model (SS) y el tercero y último Soft Soil Creep Model (SSC). Los dos primeros no tienen en cuenta los efectos relacionados con el “creep” sin embargo, el tercero si los considera.

La mayoría de los análisis se centran en el estudio del comportamiento de las columnas de grava y no en su proceso de instalación. Sin embargo Choobaski et al. (2011) realizan un estudio de la resistencia de las columnas de grava teniendo en cuenta el proceso de instalación.



**Figura 1.15. Tensiones tras la instalación de la columna en el suelo. Choobaski et al. (2011)**

Algunos de sus resultados se muestran en la Figura 1.15 donde se muestra la distribución de tensiones a lo largo del terreno. Se observa un incremento de máximo en las zonas más próximas a la columna haciéndose constante en las zonas más alejadas. Esto hace que el coeficiente de empuje se incremente en las zonas próximas. Resultados similares fueron encontrados por Castro y Karstunen (2010) que presentan una modelización de la instalación de las columnas de grava mediante la expansión de la

cavidad cilíndrica, en suelos blandos simulados con modelos tipo Cam Clay que tienen en cuenta al anisotropía del terreno y su desestructuración (S-CLAY1 y S-CLAY1S) (Wheeler, et al., 2003 y Karstunen & Koskinen, 2008). La simulación de la instalación mediante la expansión de la cavidad cilíndrica la realizan también Guetif et al. (2007). Six et al. (2012) analizan la influencia del valor del coeficiente de empuje del terreno empleado en el análisis de las columnas de grava y concluyen que su influencia es apreciable ya que un valor más elevado de  $K_0$  incrementa la eficacia de las columnas de grava y reduce el desarrollo de las deformaciones plásticas en la columna.

## 1.2 COLUMNAS ENSACADAS

Al ser las columnas de grava inclusiones rígidas dentro del terreno blando, se genera una redistribución de la carga aplicada produciéndose unas tensiones mayores en la columna, por lo que la magnitud de los asentos disminuye y la capacidad portante del terreno aumenta. La efectividad de esta redistribución de cargas depende en gran medida del soporte lateral del suelo colindante. Los suelos muy blandos pueden que no aporten el confinamiento lateral suficiente disminuyendo la eficacia del tratamiento. La resistencia al corte sin drenaje del terreno suele ser el indicador que marca la viabilidad del tratamiento. Según la normativa alemana la aplicación de las columnas de grava está generalmente limitada a suelos cuya resistencia al corte sin drenaje ( $c_u$ ) esté comprendida entre 15 y 25 kPa, (FGSV, 1979). Sin embargo, trabajos e investigaciones realizados en campo y en laboratorio, muestran que ese límite es muy conservador y proponen un nuevo límite inferior de  $c_u=4$  kPa (Wehr, 2006). No obstante la construcción de columnas de grava en terrenos muy blandos ha de ser ejecutada llevando un control preciso y completo para garantizar su correcta ejecución. También hay que tener en cuenta que, que su eficacia puede disminuir considerablemente como muestran McKenna et al. (1975) que presentan casos de columnas con excesivo “bulging” y colmatadas con las partículas del terreno blando que se cuelan entre los huecos de la grava, disminuyendo por tanto la permeabilidad y capacidad de carga de la columna. Para aumentar la eficacia de las columnas de grava en depósitos muy blandos la solución propuesta más ampliamente aceptada y empleada es el encamisado de la

columna con un geosintético. De esta forma, las columnas de grava se convierten en columnas ensacadas como se muestra en la Figura 1.16, siendo su proceso constructivo más costoso.

Los terrenos blandos en los que el empleo de columnas ensacadas están recomendadas según la EBGEO (recomendaciones alemanas para el diseño y análisis de estructuras de tierra con refuerzos de geotextiles) son aquellos cuya resistencia al corte sin drenaje esté comprendida entre 3 y 30 kPa. Habitualmente en terrenos cuya  $c_u > 15$  kPa se empleará la mejora mediante columnas de grava siendo en terrenos con resistencias al corte sin drenaje menores donde el empleo de las columnas ensacadas está más extendido ya que la correcta construcción y la eficacia del tratamiento con columnas de grava convencionales puede verse afectada.



**Figura 1.16. Pruebas con columnas ensacadas geotextil Ringtrac. Alexiew et al. (2005)**

Siguiendo las recomendaciones de la EBGEO las columnas han de ser penetrantes y la rigidez del estrato rígido ha de ser al menos 10 veces mayor que la del suelo blando superior, para prevenir el fallo por punzonamiento de la columna. Es también conveniente colocar una capa superior de grava o arena reforzada con un geotextil horizontal colocado directamente encima o a una altura de 0.3 m de las cabezas de las columnas para asegurar la estabilidad global.

## 1.2.1 Características de las columnas ensacadas

Como se ha visto, la mejora del terreno con columnas ensacadas es un método de mejora que surge de la extensión del método de mejora con columnas de grava en terrenos muy blandos. Sus primeras aplicaciones se llevaron a cabo en Alemania, Suecia y Países Bajos a lo largo de la segunda mitad de los 90 y los primeros años de la década siguiente. La mayoría se realizaron en obras de carretera y ferrocarril ejecutándose algunas también para obras de diques, como detallan Raithel et al. (2005).

Las mejoras a conseguir con las columnas de grava son las mismas que las expuestas anteriormente en el apartado para las columnas de grava. Siendo las principales el incremento de la capacidad portante del terreno y la reducción de asentamientos junto con la aceleración del proceso de consolidación.

Las columnas ensacadas también se ejecutan habitualmente formando mallas uniformes de geometría cuadrada o triangular. Los diámetros convencionales están comprendidos entre 0.5 y 1.5 m así como su espaciamiento habitual de 1.5 a 2.5 m. Esta geometría da lugar a áreas de sustitución entre 10 y 25%. El diámetro no ha de ser menor de 0.4m para asegurar la correcta activación de la tracción circunferencial del sistema (EBGEO). Su longitud habitual está dentro del rango entre 3 y 20 metros.

El material que forma las columnas ensacadas puede ser arena o grava y de propiedades similares a los expuestos para las columnas de grava. Algunas de las condiciones que ha de cumplir el material según la EBGEO son: tener un ángulo de rozamiento interno mayor a  $30^\circ$  y una permeabilidad mayor de  $10^{-5}$  m/s. Habitualmente los materiales empleados tienen ángulos de rozamientos mayores, comprendidos entre  $35^\circ$  y  $45^\circ$ . En cuanto a su densidad, suele ser entre media y densa, una vez finalizada la construcción de la columna. Un peso específico seco alrededor de 15 y 16 kN/m<sup>3</sup> es lo más habitual en gravas, que corresponden con unas densidades relativas comprendidas entre el 50 y 80%.

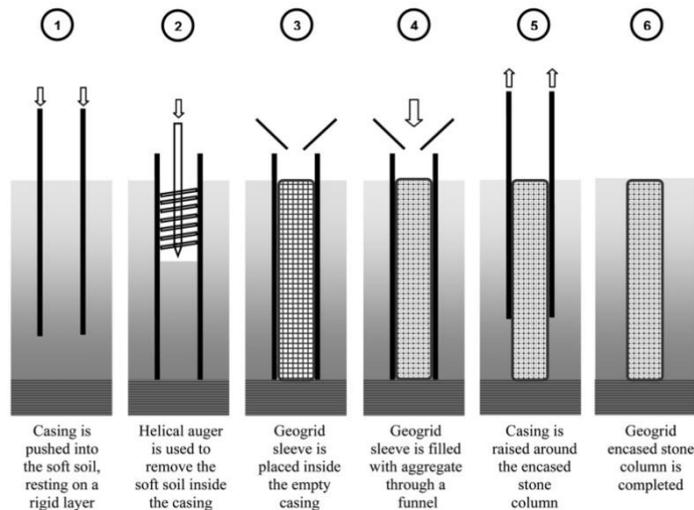
El geosintético empleado ha de tener una permeabilidad superior a la del material que forma la columna. Su rigidez circunferencial de diseño dependerá de la mejora que se pretenda y del terreno colindante, estando habitualmente en el rango de valores de

1000 a 5000 kN/m. Para un funcionamiento eficaz del tratamiento es recomendable que la resistencia a tracción circunferencial del geotextil a corto plazo sea mayor de 80 kN/m y en diseño mayor de 20 kN/m. La resistencia axial prácticamente no influye en el comportamiento de las columnas ensacadas pero su resistencia a tracción suele ser mayor de 20 kN/m en diseño y de 60 kN/m a corto plazo. El geotextil puede ser de diversos tipos: tejido, no tejido o geomalla. Los dos primeros además de proporcionar el confinamiento lateral necesario hacen de barrera para la filtración de finos del terreno colindante en la columna. Por otra parte, la geomalla no es capaz de contener las partículas finas por lo que con ella la permeabilidad de la columna puede verse afectada y, por lo tanto disminuir. Sin embargo, sus rigideces suelen ser mayores.

## **1.2.2 Métodos de puesta en obra**

La instalación de las columnas ensacadas se realiza habitualmente mediante métodos análogos a la ejecución de pilotes.

El método por reemplazo consiste en introducir una camisa metálica en el terreno y extraer el suelo que queda en su interior con la ayuda de una hélice. Posteriormente se coloca el geotextil y se rellena con grava aplicando la energía necesaria para obtener la densidad adecuada. La Figura 1.17 muestra los pasos a seguir para la construcción de columnas ensacadas con el método de reemplazo propuesto por Gniel y Bouazza (2010) a partir de su experiencia.

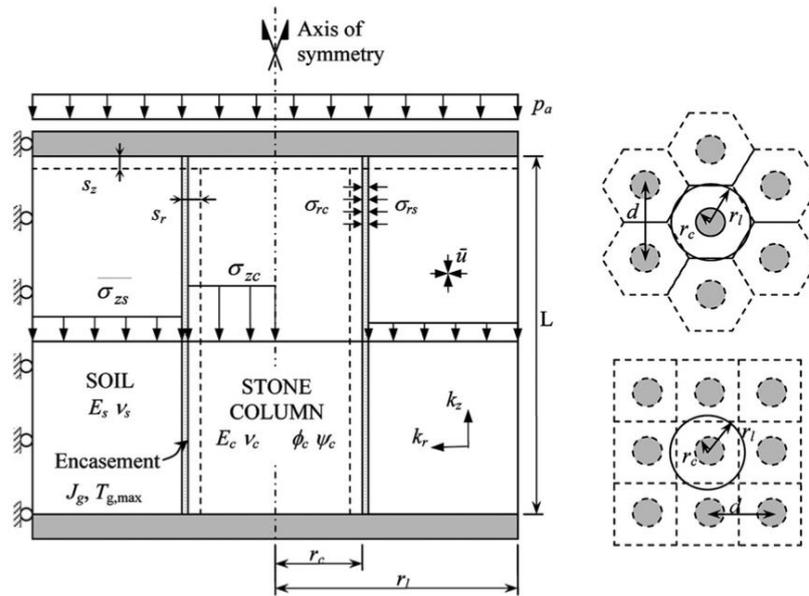


**Figura 1.17. Instalación de columnas ensacadas mediante el método de sustitución. Gniel y Bouazza (2010)**

Métodos de desplazamiento pueden también emplearse introduciendo un encamisado cerrado en su parte interior que a medida que se hinca desplaza el terreno hacia los laterales.

### 1.2.3 Soluciones analíticas

Existen varias soluciones analíticas que estudian el comportamiento de las columnas ensacadas. Las que se presentan a continuación están todas basadas en la simplificación de celda unidad que se muestra en la Figura 1.18. Esta simplificación está basada en el mismo concepto que el de las columnas de grava. Sin embargo, aparece un nuevo elemento que es el geotextil que envuelve la columna. Sus características se definen mediante su rigidez en la dirección circunferencial  $J_g$ (kN/m) y su resistencia a tracción máxima en esa dirección  $T_{g,max}$  expresada también en (kN/m), ya que como se ha mencionado su rigidez axial no es relevante.



**Figura 1.18. Celda unidad de una columna ensacada**

Los primeros pasos en el desarrollo del análisis de columnas ensacadas se presentan en Van Impe (1989). El diseño analítico propuesto por Van Impe (1989) permite estimar la resistencia a tracción circunferencial del geotextil necesaria, pero no permite tener en cuenta las deformaciones radiales a la hora de calcular el asiento.

El método probablemente más aceptado y empleado en la práctica actualmente es el expuesto por Raithel y Kempfert (2000). Es una solución que supone un comportamiento drenado y permite obtener el factor de reducción de asientos y el reparto tensional (*SCF*). Presenta la solución para carga rígida, considerando el geotextil como un material lineal elástico y la columna con un comportamiento elasto-plástico perfecto. Además, se considera una dilatación nula de la columna, es decir, que su volumen es constante. El método presentado requiere la solución de un sistema de ecuaciones no lineal por lo que resuelve mediante iteración. Este método es el recomendado por la EBGEO en el cálculo de columnas ensacadas.

Otro estudio para solución drenada es el presentado por Pulko et al. (2011). Es una solución desarrollada a partir de la presentada por los mismo autores para columnas de grava ordinarias expuestas anteriormente y recogida en Pulko y Majes (2005). Este análisis sigue considerando el suelo como material elástico y solamente tiene en consideración la plastificación de la columna. La plastificación de geotextil al igual que

en la solución anterior no se contempla ya que es preferible diseñar las columnas para que éste trabaje en su zona elástica y no llegue a plastificar. La plastificación de la columna se desarrolla desde la superficie hasta la profundidad límite ( $z^y$ ) a partir de la cual sigue comportándose elásticamente. Por ello, las soluciones elasto-plásticas presentadas para el cálculo de reducción de asientos y de concentración de tensiones (SCF) están definidas por tramos a lo largo de la profundidad de la columna. Las expresiones para el cálculo de reducción de asientos son las siguientes:

Si  $z^y \leq 0$

$$\beta = \beta^e = \frac{E_m}{(\lambda_c + 2G_c)a_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - a_r) - 2a_r(\lambda_c - \lambda_s)F} \quad (1.32)$$

Siendo

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(1 - a_r)}{2[a_r(\lambda_s + G_s - \lambda_c - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s] + (1 - a_r)(\lambda_s + 2G_s)T} \quad (1.33)$$

$$T = \frac{J_g}{E_m r_c} \quad (1.34)$$

Si  $0 \leq z^y \leq H$

$$\beta = \beta^e \left(1 - \frac{q_a H}{2C_4 H \gamma_s}\right) + \beta^p \left(\frac{q_a}{2C_4 H \gamma_s}\right) \quad (1.35)$$

Siendo:  $\beta^e$  el definido en la Ec (1.31) y

$$\beta^p = \frac{\varepsilon_z^p}{\varepsilon_{z0}^p} = \frac{2D + E_m(C_2 + T)}{C_5} \quad (1.36)$$

$$C_4 = (k_{pc} k_{ini} - \mu) \frac{((\lambda_c + 2G_c)a_r + (\lambda_s + 2G_s)(1 - a_r) - 2a_r(\lambda_c - \lambda_s)F)}{2G_c(1 + Fk_{pc}) + \lambda_c(1 - 2F)(1 - k_{pc})} \quad (1.37)$$

Si  $z^y \geq H$

$$\beta = \beta^e \left(\frac{C_4 H \gamma_s}{2q_a}\right) + \beta^p \left(1 - \frac{C_4 H \gamma_s}{2q_a}\right) \quad (1.38)$$

Siendo:

$$C_5 = E_m(1 - a_r)(C_3 + T) + D[(1 - a_r)(C_1 K_\psi + 2) + a_r K_p(K_\psi(C_2 + T) + 2K_0)] \quad (1.39)$$

$$D = \frac{E_c}{2 + K_\psi K_{pc} - 2\nu_c(1 + K_{pc} + K_\psi)} \quad (1.40)$$

$$C_3 = C_2 - k_0 C_1 \quad (1.41)$$

$$C_1 = \frac{2K_0 a_r}{1 - a_r} \quad (1.42)$$

$$C_2 = \frac{1 - 2\nu_s + a_r}{(1 - a_r)(1 - \nu_s)} \quad (1.43)$$

La ecuación (1.32) presenta la reducción de los asientos cuando toda la columna se comporta de forma elástica. La ecuación (1.35) representa la reducción de los asientos cuando solo plastifica un cierto tramo de la columna delimitado por la profundidad  $z^y$  y la ecuación (1.38) presenta la reducción de asientos cuando la columna plastifica en toda su longitud.

Del mismo modo presentan también las tensiones soportadas por las columnas y el suelo blando así como la tensión soportada por el geotextil y la deformación radial de la columna. La solución tiene en cuenta las deformaciones elásticas durante la plastificación de la columna, por lo que es una solución precisa. Estas deformaciones son importantes cuando la columna está ensacada y algo menores para columnas convencionales. De esta forma se mejora la solución previa de estos autores presentada en Pulko y Majes (2005).

Las soluciones anteriores presentan análisis para la situación drenada, hipótesis válida debido a la alta permeabilidad de las columnas ensacadas, cuando la carga no es muy rápida. Castro y Sagaseta (2011), sin embargo, proponen una solución en la que primero existe una situación sin drenaje seguida de la consolidación del suelo. El comportamiento real del conjunto suelo-columna estará en una situación intermedia entre ambas hipótesis. La solución presentada en Castro y Sagaseta (2011) es la ampliación de la solución propuesta para columnas de grava presentada en Castro y Sagaseta (2009). El análisis del proceso de consolidación está basado en la teoría de

Barron introduciendo un nuevo coeficiente de consolidación radial. Si la columna está en rango elástico el coeficiente de consolidación es el siguiente:

$$c_{vr}^{zre} = c_r \frac{E_{mm}[H - (\lambda_c - \lambda_s)] - (1 - a_r)(\lambda_c - \lambda_s)^2}{(\lambda_s + 2G_s)[H - (1 - 3a_r)(G_c - G_s)]} \quad (1.44)$$

Siendo:

$$E_{mm} = a_r(\lambda_c + 2G_c) + (1 - a_r)(\lambda_s + 2G_s) \quad (1.45)$$

$$H = \frac{1}{a_r}(\lambda_c + G_c + G_s) - (G_c + G_s) + \frac{1-a_r}{a_r} \frac{Jg}{2r_c} \quad (1.46)$$

Si la columna ya ha plastificado el coeficiente equivalente de consolidación radial pasa a tener la siguiente expresión:

$$c_{vr}^{zrp} = c_r \frac{(1 - a_r) + \frac{a_r}{(\lambda_s + 2G_s)} \left( \frac{\lambda_s}{K_{\psi c}} + \frac{J}{K_{ac}} \right)}{\left[ 1 + \frac{a_r}{(1 - a_r)K_{\psi c}} \right] \left( 1 - a_r + \frac{a_r}{K_{ac}} \right)} \quad (1.47)$$

Siendo en este caso

$$J = \lambda_s + \frac{G_s a_r (\lambda_s + G_s)}{(1 - a_r) K_{\psi c}} + \frac{Jg}{2r_c K_{\psi c}} \quad (1.48)$$

Esta solución no tiene en cuenta las deformaciones elásticas durante la plastificación. Éstas se añaden en la solución presentada en Castro y Sagaseta (2013) tanto para columnas de grava como ensacadas. En este caso, el coeficiente equivalente de consolidación en la situación elástica no varía pero en el estudio de la plastificación el coeficiente equivalente pasa a ser el siguiente:

$$c_{vr}^{zrp} = c_r \frac{\left( \lambda_s + \frac{2}{3} G_s \right) \bar{u}_y}{\lambda_s + 2G_s \Delta\sigma'_{oct,s,f}} \quad (1.49)$$

Siendo

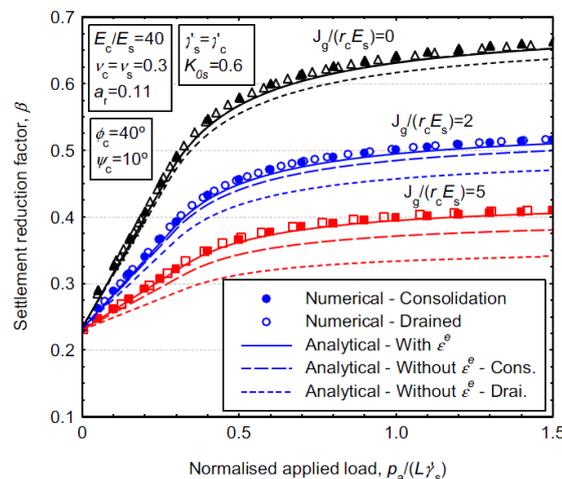
$$\Delta\sigma'_{oct,s,f} = \left( \lambda_s + \frac{2}{3} G_s \right) \left( \Delta\varepsilon_z + \frac{a_r}{(1 - a_r)} 2 \frac{\Delta s_r}{r_c} \right) \quad (1.50)$$

$$\Delta s_r = r_c \frac{\left(1 - \frac{\lambda_s}{K_e K_{ac}}\right) \Delta \varepsilon_z - \frac{1}{K_e K_{ac}} (\bar{u} - \bar{u}_y)}{2k_{\psi c} \left(1 + \frac{J - \lambda_s}{K_e K_{ac}}\right)} \quad (1.51)$$

$$K_e = \frac{3\lambda_c + 2G_c}{1 + 2K_{ac}K_{\psi c} + \frac{\lambda_s}{G_c} (1 - K_{ac} - K_{\psi c} + K_{ac}K_{\psi c})} \quad (1.52)$$

Para extender la solución a columnas de grava es suficiente con considerar la rigidez del geotextil nula.

La influencia de las deformaciones elásticas en el comportamiento de las columnas de grava es despreciable para la solución sin drenaje más consolidación. Sin embargo, existen diferencias apreciables como se muestra en la Figura 1.19 para las soluciones drenadas. Esto se debe a que el camino de tensiones seguido es diferente. En las soluciones elásticas el camino de tensiones no influye en los resultados al contrario de lo que ocurre al tener en cuenta la plastificación.



**Figura 1.19. Influencia de las deformaciones elásticas durante las plastificación en la reducción de asentamientos. Castro y Sagaseta (2013)**

En el comportamiento de columnas ensacadas la influencia de las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación de la columna es apreciable y tiene más influencia conforme el geotextil es más rígido como se aprecia en la Figura 1.19.

Las teorías expuestas son las más empleadas y generales en el estudio de las columnas ensacadas. No obstante, existen otras como la presentada en Zangh et al. (2011) y las

teorías que estudian exclusivamente la capacidad portante de las columnas ensacadas que no se han considerado aquí.

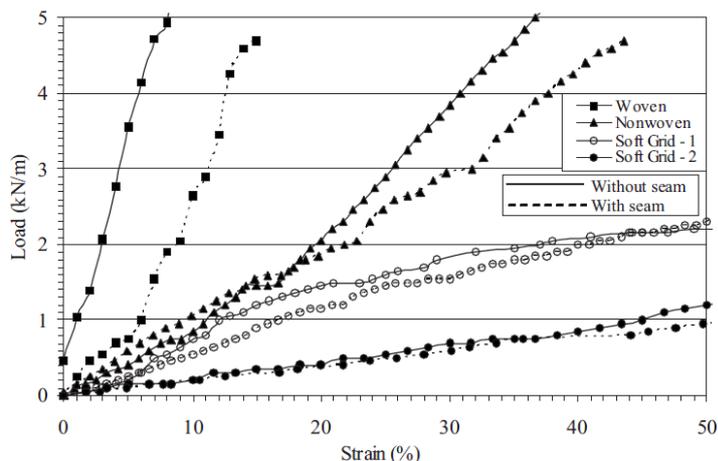
### **1.2.4 Análisis experimentales en laboratorio**

Existen numerosas investigaciones de columnas ensacadas realizadas en laboratorio para analizar su comportamiento. Estos estudios se suelen realizar a escala reducida por lo que es importante tener en cuenta el factor de escala empleado para elegir la rigidez del geotextil adecuada que sea acorde con el resto de parámetros. En la Tabla 1.2 se muestran los tipos de geotextil empleados en diversas investigaciones, así como sus rigideces y resistencias últimas para el material puro y con costura, las cuales son necesarias en ciertas ocasiones como se comenta más adelante. Se aprecia la utilización de geotextiles de diversas características: tejidos, no tejidos o geomallas, y un rango de valores en la rigidez de los geotextiles amplio, comprendido entre 2500 kN/m y 4 kN/m.

En los tratamientos reales el geotextil empleado habitualmente se fabrica de forma que sea continuo en la dirección circunferencial. Sin embargo, a escala reducida es difícil encontrar geotextiles continuos por lo que suele existir una discontinuidad. Ésta provoca una disminución de la resistencia y rigidez del geotextil y suele salvarse mediante el solape y posterior costura (Muguresan y Rajagopal, 2007, 2010) o pegado de los extremos (Gniel y Bouazza 2009, 2010). Un ejemplo de la influencia de la costura en la resistencia a tracción del geotextil se presenta en la Figura 1.20 (Muguresan y Rajagopal, 2010). Esta influencia es mayor en las muestras de geotextil tejido donde la deformación para la misma carga es mayor para la muestra cosida. La diferencia es menor para los casos de geotextil no tejido y casi despreciable en las geomallas empleadas en la investigación realizada por Muguresan y Rajagopal (2010).

**Tabla 1.2. Propiedades de los geotextiles empleados en diversas investigaciones en laboratorio.**

		GEOTEXTIL		CON COSTURA	
		resistencia (kN/m)	rigidez J (kN/m)	resistencia (kN/m)	rigidez J (kN/m)
Autores	Tipo				
Wu Hong (2009)		4,15	22	3,84	
		7,15	28	6,2	
		9,77	4	8,77	
Muguresan y Rajagopal (2010 y 2007)	tejido	20		4	15
	no tejido	6,8		5,1	12
	geomalla	2,5		2	4
	geomalla	1,5		1	1,5
Di Prisco et al (2006)	no tejido	75	625		
	tejido	70	466		
	tejido	80	400		
	no tejido	18	22,5		
Gniel y Bouazza (2009)	geomalla	8,4	240		
	geomalla	6,8	523		
Gniel y Bouazza (2010)	biaxial1	60	750		
	biaxial2	80	1000		
	biaxial3	120	1500		
	uniaxial1	120	1500		
	uniaxial2	200	2500		
Ghazavi y Afshar (2013)	no tejido	9	16,36	8,35	17
	no tejido	14	35	13,3	40
Dash y Bora (2013)	geomalla	2,9		2,45	
Rajagopal et al. (1999)	tejido	65		8	
	tejido	54.5		7.5	
	No tejido	9		9	



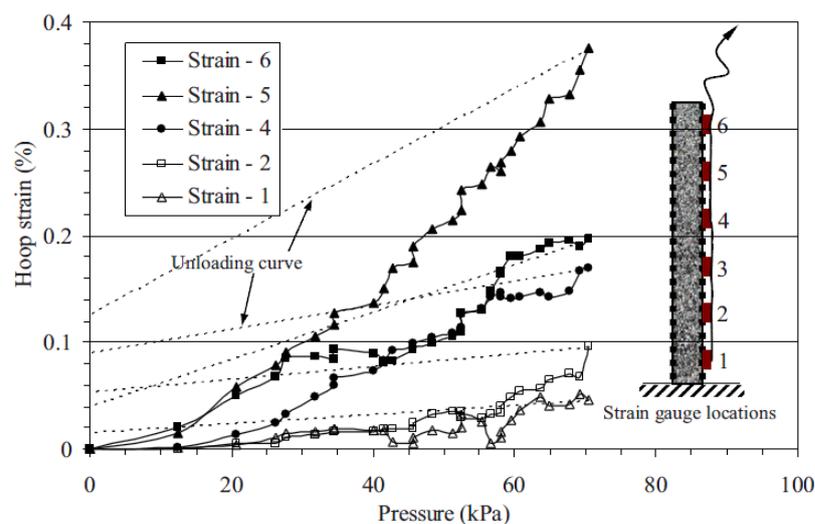
**Figura 1.20. Resistencia a tracción frente a deformación de los geotextiles tejido no tejido y dos geomallas. (Murugesan y Rajagopal, 2010)**

La mayoría de las investigaciones están basadas en el estudio de la capacidad portante del terreno mejorado así como en la reducción del asiento en columnas ensacadas totalmente penetrantes. A continuación se presentan algunas de ellas, comenzando con las que emplean una celda unidad, seguidas de las realizadas para grupos de columnas de grava y los estudios de columnas aisladas. Posteriormente se presentan las investigaciones centradas en estudiar diferentes tipos de carga: resistencia al corte, cargas no monotónicas y ensayos triaxiales. Por último, se presentan los estudios de columnas ensacadas flotantes y de columnas reforzadas con geotextil pero colocado en bandas horizontales.

Murugesan y Rajagopal (2007) muestran un estudio realizado sobre una **celda unidad** a la que aplican carga mediante deformación controlada variando: el área de sustitución, la profundidad del encamisado y la rigidez del geosintético. Las conclusiones a las que llegan son: i) a mayor rigidez del geotextil menor asiento, como es de esperar ya que incrementa la relación de rigideces columna-suelo; ii) cuanto mayor es la profundidad del encamisado más elevada es la capacidad de carga. Un resultado similar es el presentado por Gniel y Bouazza (2009), quienes muestran que en **grupos de columnas ensacadas** el asiento producido en el suelo blando puede llegar a disminuir 80% si las columnas está totalmente encamisada con geomalla. También Malarvizhi y Ilamparuthi, (2007) muestran que el encamisado incrementa la capacidad portante según la profundidad siendo este incremento menor en el caso de las columnas flotantes

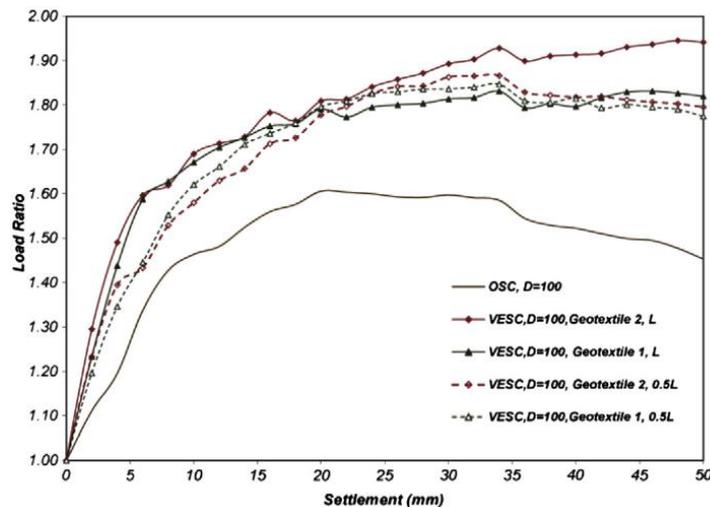
estudiadas. Por último, los tres estudios muestran que a menor área de sustitución mayor es la mejora que produce el encamisado debido a la reducción de tensión circunferencial en el geotextil.

La investigación realizada para una **columna aislada** se amplía para un grupo de columnas en Murugesan y Rajagopal (2010). Los resultados de la deformación radial a lo largo de la columna se observa en la Figura 1.21. Se aprecia una mayor deformación radial en la parte superior y esta se va reduciendo con la profundidad así como aumentando con la tensión aplicada. Esta mayor deformación en menores profundidades se observa también en las investigaciones llevadas a cabo por Gniel y Bouazza (2009) y por Ghazavi y Afshar (2013) quienes exponen que el fallo por excesivo abombamiento (bulging) gobierna el comportamiento de las columnas aisladas y ocurre a una profundidad de entre 1 y 2 diámetros. Sin embargo el fallo de las columnas en grupo es una mezcla entre "bulging" y deformación lateral.



**Figura 1.21. Deformación radial de la columna frente a la tensión aplicada en una columna de 75mm de diámetro reforzada con geotextil tejido. Murugesan y Rajagopal, (2010)**

La mejora de la resistencia que aporta el encamisado con geotextil se observa también en el Factor de concentración de tensiones (*SCF*) como se aprecia en la Figura 1.22. Se observa que las columnas ensacadas soportan más carga que la columna sin geotextil y esta carga aumenta conforme la longitud del geotextil incrementa.

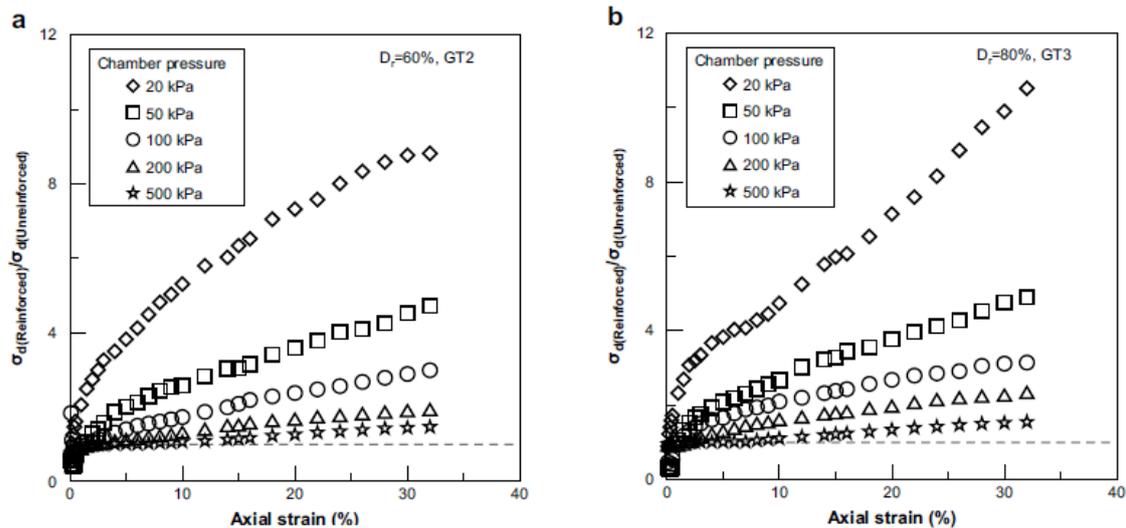


**Figura 1.22. SCF frente al asiento en columnas de diámetro 100mm. Ghazavi y Afshar (2013)**

Otro tipo de análisis de las columnas ensacadas es el estudio de su **resistencia al corte** presentado por Murugesan y Rajagopal (2008). En esta investigación realizan ensayos en una máquina de corte directo de grandes dimensiones. Llegan a la conclusión de que la resistencia al corte se incrementa considerablemente en las columnas ensacadas, debido al confinamiento lateral proporcionado por el geotextil.

Otro estudio del comportamiento de las columnas ensacadas penetrantes es el presentado por Di Prisco et al (2006) que estudia su comportamiento bajo **cargas verticales no monotónicas** mostrando como en los procesos de descarga el comportamiento es reversible hasta el 30% de la carga máxima previa. Por lo que concluyen que la precarga puede incrementar la rigidez del tratamiento.

**Ensayos de tipo triaxial** en columnas ensacadas se han llevado a cabo por Wu y Hong, (2009) y Rajagopal et al (1999). Los tres, realizan ensayos triaxiales en columnas ensacadas penetrantes. De un modo similar a los que se presentan en esta Tesis Doctoral.



**Figura 1.23. Ratio de tensión desviadora muestras reforzadas y no reforzadas frente a deformación axial. A)  $D_r=60\%$  y B)  $D_r=80\%$ . Wu y Hong, (2009)**

En la Figura 1.23 se muestran el ratio del desviador de muestras reforzadas y sin refuerzo frente a la deformación axial obtenidos en los ensayos triaxiales por Wu y Hong, (2009). Al comparar las muestras reforzadas con geotextil y sin reforzar se aprecia que la influencia del geotextil es mayor para las menores presiones de célula ya que el desviador soportado se incrementa en más de 8 veces en muestras reforzadas para una presión de célula de 20kPa y tan solo se incrementa en 1.5 veces para una presión de célula de 500 kPa.

La mayoría de los análisis son realizados con columnas penetrantes. Sin embargo Dash y Bora (2013) presentan un estudio a escala 1:7 de un grupo de **columnas de grava flotantes**, para analizar la influencia del recubrimiento con geotextil. Exponen que la profundidad del recubrimiento es un factor fundamental en la eficacia del tratamiento, existiendo una profundidad óptima del 60% de la longitud.

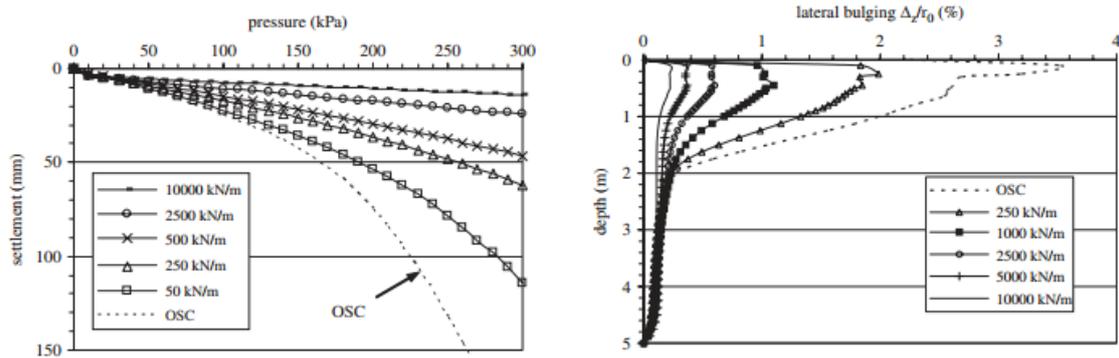
Del mismo modo que se refuerzan las columnas mediante el encamisado con geotextil existen otras posibilidades de reforzarla, como por ejemplo, la presentada en Sharma et al. (2004) en la que el **geotextil** se coloca **en láminas horizontales** a lo largo de la columna. Concluyen que la capacidad de carga se incrementa así como la deformación radial disminuye conforme se incrementa el número de geosintéticos colocados y se reduce el espacio entre ellos. Este mismo tipo de refuerzo fue estudiado por Wu y Hong (2008), los que presentan un método analítico para el estudio del comportamiento de

columnas con este refuerzo horizontal y corroboran los resultados con ensayos triaxiales.

## 1.2.5 Análisis numéricos

Varios de los estudios experimentales presentados en el apartado anterior se complementan con análisis numéricos utilizando habitualmente MEF (Metodo de elementos finitos) para dar a conocer el comportamiento de las columnas de grava. Como es el caso de Gniel y Bouazza (2009) y Di Prisco et al (2006) y el realizado en esta Tesis Doctoral.

Uno de los primeros análisis con elementos finitos más completos es el presentado por Muguresan Rajagopal (2006) en el que realizan un estudio de la influencia del recubrimiento con geotextil de las columnas de grava. Analizan la influencia del diámetro de la columna, la rigidez del geotextil y su profundidad en la reducción de asentos y la deformación radial de la columna. Para ello simulan una **celda unidad** en 2D con simetría axial. Adoptan un modelo de comportamiento hiperbólico elástico no lineal siguiendo las indicaciones de Duncan y Chang (1970) para simular tanto el suelo blando como el material granular de la columna. El geotextil lo representan como un material elástico lineal. Los resultados concuerdan con los resultados obtenidos en las investigaciones experimentales de estos autores presentada en Muguresan y Rajagopal (2010). En cuanto a la profundidad del recubrimiento Muguresan y Rajagopal (2006) llegan a la conclusión de que con cubrir la parte superior donde el bulging predomina, la eficacia de la columna se mejora notablemente. También, hay que tener en cuenta que el recubrimiento con geotextil es más efectivo en columnas con menores diámetros, lo que se puede justificar analíticamente.



**Figura 1.24. Influencia de la rigidez del geotextil en la reducción de asentamientos (izquierda) y en la deformación radial de la columna (derecha). Murugesan y Rajagopal (2006)**

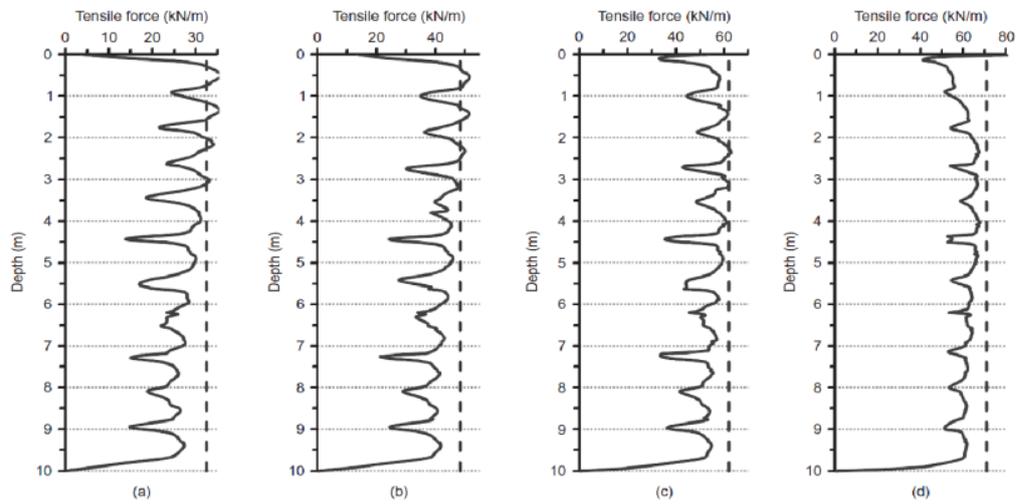
En la Figura 1.24 se muestra la mejora de la capacidad portante y la reducción de la deformación radial conforme se incrementa la rigidez del geotextil, al presentar los valores para columnas de grava sin ensacar (OSC) y los de las ensacadas con geotextiles con distintas rigideces.

Mediante el análisis de una **celda unidad** Almeida et al. (2013) presenta un análisis paramétrico del comportamiento de columnas ensacadas totalmente penetrantes bajo un terraplén. El análisis está realizado empleando los modelos Hardening Soil para el suelo y Modified Cam Clay para el material de la columna y el terraplén, simulando el geotextil como una membrana elástica. Obtienen que la altura crítica del terraplén es ligeramente inferior a la propuesta para terraplenes sobre pilotes, mostrando a su vez la distribución de la tracción en el geotextil a lo largo de la profundidad de la columna.

Se observa en la Figura 1.25 que la distribución de la tracción que sufre el geotextil sigue un determinado patrón con la profundidad al igual que lo presentado por Gniel y Bouazza (2009). Se observa que las variaciones en la tracción circunferencial son menores a medida que la rigidez del geotextil aumenta.

La mayoría de los análisis numéricos presentados son en 2D. Sin embargo Keykhosropur et al. (2012) presentan un **análisis en 3D** para estudiar el comportamiento de columnas ensacadas en la cimentación de terraplenes. Estudian la influencia del modelo constitutivo empleado para simular columnas ensacadas, realizando análisis 3D en ABACUS. Emplean tres modelos constitutivos diferentes para simular el suelo blando: Modified Cam Clay (MCC), Hardening soil (HS) y Lineal elástico. La conclusión a la que

llegan es que los resultados más próximos a los de contraste real son los obtenidos con el modelo MCC.



**Figura 1.25. Tracción circunferencial en el geotextil con la profundidad. Almeida et al. (2012)**

## **Capítulo 2**

# **INFLUENCIA DE LA DENSIDAD DE LA GRAVA**

### **2.1 OBJETIVO**

Como se ha comentado en el capítulo 1, la densidad con la que se ejecutan las columnas de grava influye lógicamente en su resistencia y rigidez. Como es sabido, mayores densidades dan lugar a mayor resistencia y rigidez. En este contexto, uno de los objetivos de esta investigación es el estudio de la influencia de la densidad en el comportamiento de suelos tratados con columnas de grava. En este capítulo se presenta dicho estudio, basado en: ensayos de laboratorio en modelo reducido, análisis numéricos y empleo de varias soluciones analíticas desarrolladas por diversos autores.

Para estudiar la influencia de la densidad se decidió comparar el comportamiento de columnas con dos densidades diferentes (densa y floja). Cimentada (2009) en el marco de un Proyecto anterior de Investigación llevado a cabo en el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, analizó el comportamiento de columnas de grava con una densidad similar a la empleada en los tratamientos reales, en concreto de  $16.5 \text{ kN/m}^3$ , correspondiente a una densidad relativa del 100%. El estudio se basó en la realización de ensayos de laboratorio en modelo reducido.

Para analizar la influencia de la densidad se han realizado en esta investigación nuevos ensayos de laboratorio en modelo reducido con una densidad de la grava menor. En concreto se decidió adoptar una densidad relativa del 30%, correspondiente a un peso específico seco de  $14 \text{ kN/m}^3$ . Los resultados de estos ensayos se han comparado con los de Cimentada (2009) para establecer conclusiones sobre la influencia de la densidad.

Por otro lado, se han realizado análisis numéricos en los que se han reproducido los ensayos realizados por Cimentada (2009) así como los llevados a cabo en esta investigación.

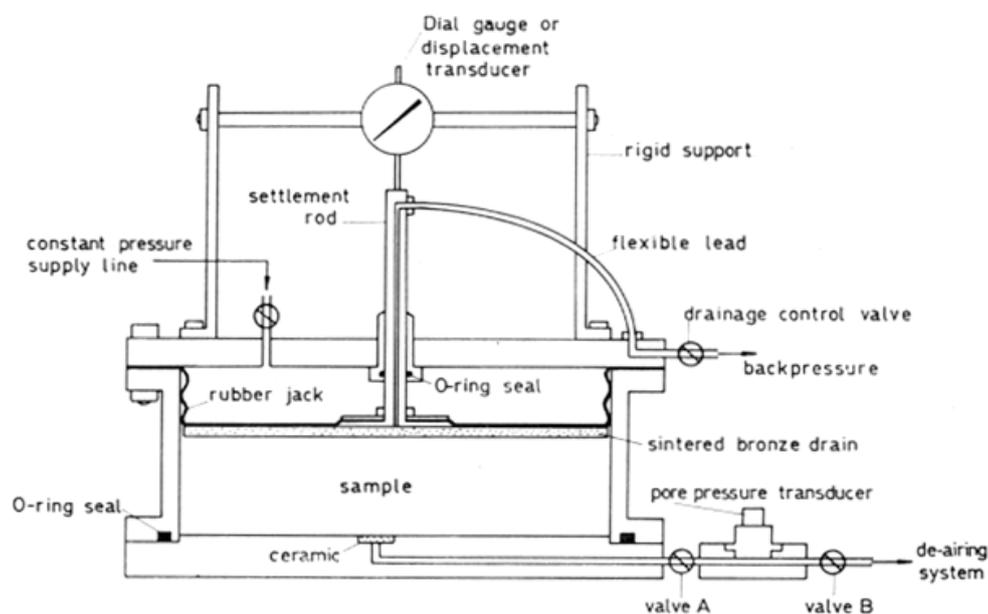
Finalmente, se han contrastado los resultados experimentales y numéricos con los obtenidos del empleo de varias soluciones analíticas.

## **2.2 ENSAYOS EN MODELO REDUCIDO**

En el estudio del tratamiento de suelos blandos con columnas de grava totalmente penetrantes bajo cargas repartidas, es frecuente considerar una única columna de grava y el suelo circundante correspondiente al área de influencia de la columna (simplificación de la celda unidad) debido a las condiciones de simetría existentes. En esta investigación se pretende estudiar la influencia de la densidad sin entrar en aspectos como la influencia de la longitud de la columna o los posibles efectos en la punta. Por ello, el estudio realizado se basa en considerar una rebanada de una celda unidad que se ha reproducido en un modelo reducido para la realización de los ensayos en laboratorio.

## 2.2.1 Equipo de ensayo

El equipo de ensayo empleado en esta investigación tiene como base una célula Rowe-Barden, cuyo esquema se presenta en la Figura 2.1. La célula está compuesta por una base rígida e impermeable con dos piedras porosas que permiten el drenaje y la aplicación de presión de cola, un anillo lateral impermeable y rígido que evita la deformación lateral del contorno exterior, una tapa rígida e impermeable unida a una membrana impermeable encargada de aplicar la carga y por último, un vástago por el que se permite el drenaje superior y acompaña a la muestra en su deformación.



**Figura 2.1. Célula edométrica (Rowe y Barden, 1966)**

La célula original, gracias a sus características, es adecuada como base para el modelo reducido. No obstante, su instrumentación es insuficiente para el estudio de la consolidación radial y el reparto tensional entre el suelo y la columna. Para poder desarrollar estos objetivos es necesario conocer los valores de las presiones intersticiales y totales a diferentes distancias de la columna (distinta longitud de los caminos de drenaje) y las presiones totales en la columna. Esto genera la necesidad de una instrumentación complementaria.

La base instrumentada empleada es la misma que la presentada en Cimentada (2009) en la cual se han realizado varias modificaciones para mejora de las medidas. La base

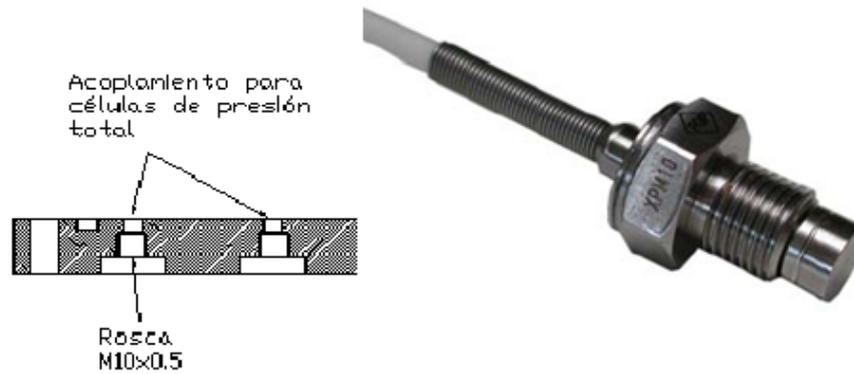
(Cimentada, 2009) cuenta con puntos de media de presión intersticial y total a diferentes distancias del centro:

- Puntos de medida de presión intersticial:  $r=37$ ,  $r=41$ ,  $r=46$ ,  $r=49$ ,  $r=53$ ,  $r=58$ ,  $r=69$ ,  $r=76$ ,  $r=84.5$  y  $r=115$  mm.
- Puntos de medida de presión total:  $r=41$ ,  $r=49$ ,  $r=58$ ,  $r=69$ ,  $r=76$  y  $r=115$  mm.
- Dos puntos de medida de presión total bajo la columna situados a  $r= 22.5$  mm.

Junto con esta instrumentación situada en la base existen también dos puntos de lectura de presión total en la pared lateral de la célula, situadas diametralmente opuestas a 20 mm de altura de la base, y que se emplean para registrar las tensiones horizontales del suelo blando. Por último, se controla mediante un LVDT la deformación axial que se produce durante el ensayo que se coloca sobre el vástago.

En los puntos de medida de tensiones totales e intersticiales se sitúan los transductores correspondientes de los que se detallan a continuación sus características.

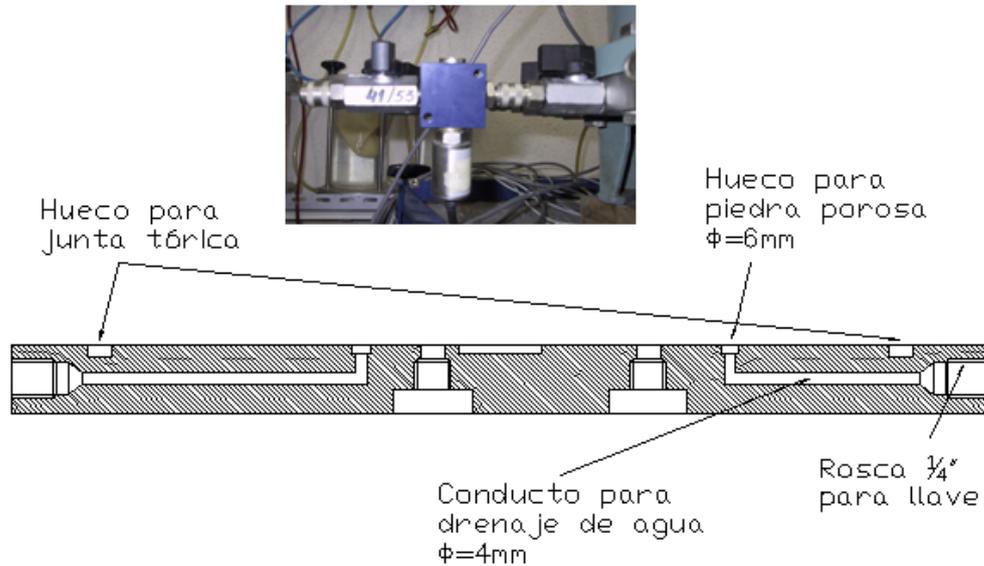
La medida de las presiones totales se realiza mediante transductores de presión XPM10-50G-HA-LC1 (medida de tensión en la columna) y XPM10-10G-LC1 (medida de tensión en el caolín) ambos de QBM Quality by Measurements, S.L. La diferencia entre ambos sensores es el fondo de escala, los utilizados para medir las tensiones totales en el caolín tienen un fondo de escala de 10 bares, mientras que los de la columna poseen un fondo de escala de 50 bares. Esta diferencia se justifica con el reparto tensional entre el suelo y la columna que se produce durante la consolidación, soportando la columna cargas entre 3 y 10 veces mayores que las del suelo, según indica la experiencia en obras reales (Barksdale y Bachus, 1983). Por ello, conociendo la carga máxima que se aplica en los ensayos (900 kPa) se eligen los sensores citados anteriormente.



**Figura 2.2. Sensor de presión total XPM10 y sistema de acople en la base de la célula**

Estos sensores se colocan en los puntos de medida quedando a la misma altura que la parte superior de la base. Están compuestos por una cabeza superior y una rosca inferior que permite un acople perfecto en las perforaciones realizadas en los puntos de medida en la base como se observa en la Figura 2.2. Para asegurar la estanqueidad, unas juntas de goma se introducen en el contacto inferior entre la base y el sensor. En el apéndice A, de instrumentación y medidas, se encuentra recogida la información detallada de los sensores empleados.

La medida de las presiones intersticiales se realiza en los puntos anteriormente indicados, aunque los transductores de presión se sitúan en el perímetro exterior de la base. Los sistemas de medida están compuestos por un bloque desaireador y un sensor de presión intersticial WF17060 de Wykehan Farrance, con un fondo de escala de 10 kPa. El paso del agua a presión se realiza a través de unos conductos de 4 mm de diámetro perforados a lo largo de la base cuyo orificio exterior está conectado a una llave que permite el control de salida del agua, como se observa en la Figura 2.3. En los puntos de medida situados en la base de la célula se colocan piedras porosas de 6 mm de diámetro encajadas a presión para evitar la obstrucción de los transductores y la colmatación de los conductos con las partículas del suelo blando que pudieran ser arrastradas. Estas piedras porosas tienen una permeabilidad elevada, que permite el paso de agua sin retrasar el proceso de consolidación.

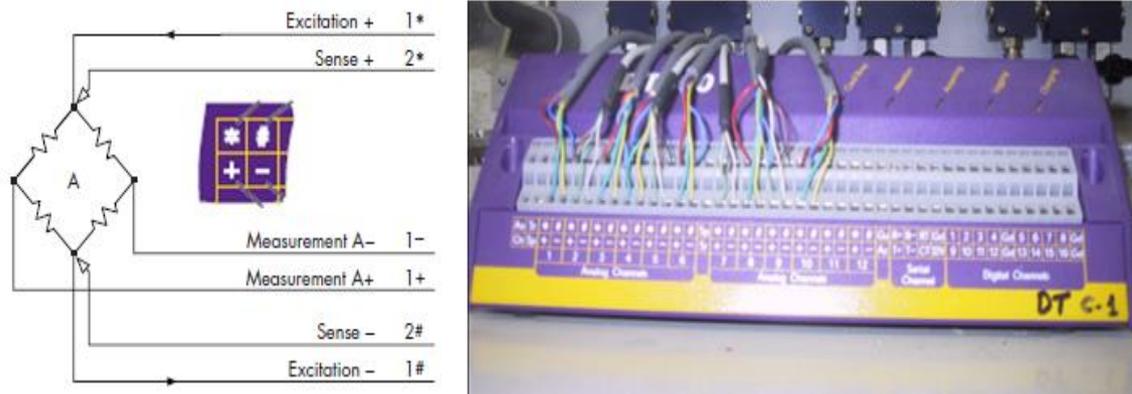


**Figura 2.3. Corte de la base de instrumentada y detalle del sensor y desaireador**

Para la medida de la deformación vertical se dispone un LVDT en contacto con el vástago que une la membrana y la tapa, acompañando el movimiento de la muestra al estar en contacto con la placa rígida que la cubre. Al realizarse el ensayo bajo carga rígida es suficiente conocer el desplazamiento vertical en un punto ya que será idéntico en el resto de la superficie. El LVDT tiene un fondo de escala de 25mm y se coloca en posición vertical alineado con el vástago con la ayuda de un soporte en la parte central de la muestra.

Por último, los sensores situados en la pared lateral de la célula para medir las tensiones horizontales, son iguales a los situados en la base de la célula y se colocan de la misma manera, roscados, con ajuste de una junta de goma y dejando la cabeza al mismo nivel que la pared de la célula.

La adquisición de datos se realiza mediante dos datalogger de doce canales cada uno. Son necesarios dos datalogger porque hay un total de 16 transductores registrando medidas, cada uno de ellos va conectado mediante un puente de Wheastone completo a un canal del datalogger, como se muestra en la Figura 2.4.



**Figura 2.4. Disposición del datalogger con sus canales**

Al primero de los datalogger van conectados:

- los 6 sensores de presión intersticial colocados en la base
- los 4 sensores de presión total del suelo

En el segundo datalogger van conectados:

- el LVDT
- los tres sensores de presión total de la columna
- los dos sensores de medida de presión horizontal
- los dos sensores de presión intersticial restantes: el encargado de medir la presión aplicada, y el que registra la presión de cola

Los dos datalogger van conectados a un ordenador, donde con la ayuda del software propio Delogger se crean los programas específicos en los que se establece la frecuencia de toma de datos y se configura una representación gráfica en tiempo real. Es necesario crear un programa para la calibración de los transductores así como uno para cada tipo de ensayo realizado. En ellos se definen los puntos de parada, alarmas y operaciones básicas a realizar con las medidas. Se especifica la calibración de cada uno de los sensores conectados y los tiempos de toma de medidas. Los datos se registran con mayor frecuencia al inicio del ensayo debido a la mayor variación de los parámetros registrados y va reduciéndose su frecuencia a medida que transcurre el tiempo. A continuación se muestran los periodos y frecuencias del registro de medidas:

- De 0 a 10 minutos lecturas cada 0,5 s.
- De 10 a 15 minutos lecturas cada 1 s.
- De 15 a 17 minutos lecturas cada 15 s.
- De 17 a 20 minutos lecturas cada 30 s.
- De 20 a 30 minutos lecturas cada 1 min.
- De 30 minutos al final de ensayo lecturas cada 5 min.

En el apéndice A de instrumentación y medidas se encuentra recogido el código de los programas empleados para la adquisición de datos en los diferentes ensayos.

Junto con el equipo presentado anteriormente se emplea en los ensayos el equipo correspondiente a la fabricación y colocación de la columna de grava. Está compuesto por el sistema de hincado y los moldes necesarios para el proceso de fabricación de la columna. El sistema de hincado está compuesto por:

- una base diseñada para centrar el orificio en el que va colocada posteriormente la columna
- los tubos de hincado
- el soporte para el taladro, y el elemento de empuje que ayuda al tubo a introducirse en el terreno

Para la fabricación de la columna se necesitan unos moldes que permitan colocar la grava en su interior a la densidad correspondiente y después saturarla para poder congelar la muestra que será extraída del molde posteriormente para colocarla en el orificio realizado previamente en el centro de la muestra de suelo bando. Estos moldes tendrán las dimensiones adecuadas a la geometría del ensayo. El proceso de construcción y fabricación de la columna se detalla más adelante presentándose aquí solamente el equipo necesario que se observa en la Figura 2.5.



**Figura 2.5. Sistema de excavación para la colocación de la columna de grava**

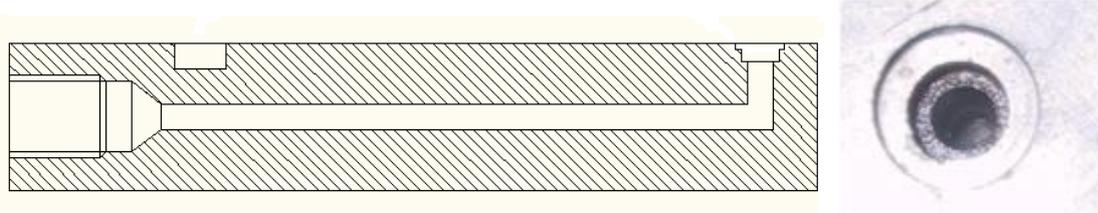
### **Modificaciones del equipo existente**

Al inicio de la investigación actual se realizaron varias modificaciones en el equipo existente para llevar a cabo diversas mejoras, en concreto tres:

1. Mejora en la medida de las presiones intersticiales
2. Mejora en la medida de las presiones bajo la columna y
3. Adaptación para poder ampliar el equipo de ensayo a geometrías diferentes a las empleadas en la investigación anterior

En primer lugar se presenta la **mejora relacionada con la medida de las presiones intersticiales**. Esta mejora está vinculada al mantenimiento de las piedras porosas, ya que tras la realización de varios ensayos podían llegar a colmatarse reduciendo su porosidad y dificultando el paso del agua por los conductos hasta los transductores. Al estar encajadas a presión en la base de la célula y no ser posible su extracción, su limpieza resultaba costosa. Por ello, se decidió cambiar el sistema, haciendo que fueran extraíbles, facilitando así su limpieza. Para ello fue necesario dejar algo de holgura entre la piedra porosa y el orificio realizado en la base, por donde el caolín podría colarse e ir obstruyendo los conductos. Para evitarlo, se realizó un rebaje en

las perforaciones de la base de la célula, que permite colocar una arandela de ajuste. Estos rebajes hacen que las piedras porosas queden por debajo del nivel de la base dejando la altura necesaria para disponer un papel de filtro, que obstaculiza el paso de caolín, y encajar una arandela que fije los dos elementos, quedando a la altura de la base. La disposición se puede ver en la Figura 2.6.

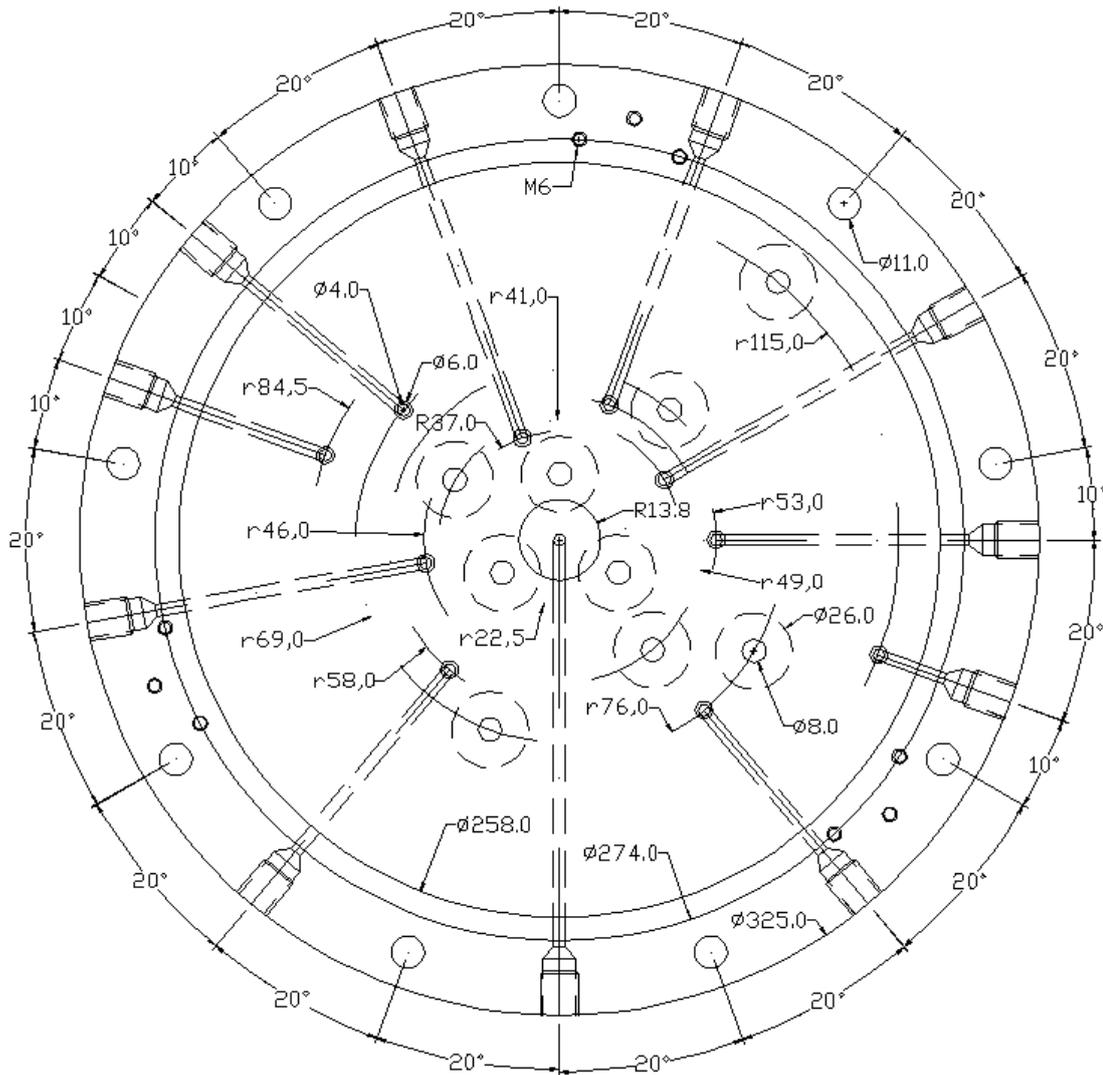


**Figura 2.6. Perfil del conducto modificado y planta en la que se muestra el rebaje para la colocación de la arandela y la piedra porosa**

El segundo de los cambios se realizó para **mejorar la medida de las tensiones totales en la columna**. La dispersión existente en las medidas registradas por los dos sensores de la columna existentes hasta el momento, hace que sea conveniente la disposición de un tercer sensor. De este modo, es posible contrastar las tres lecturas y obtener una media más representativa. Además, con la existencia de tres sensores, aumenta la posibilidad de detectar lecturas anómalas y posibles fallos en las medidas. Por esta razón se decide disponer tres sensores bajo la columna situados a la misma distancia del centro que los anteriores 22.5 mm y formando un ángulo de 120° entre ellos.

Las dos mejoras presentadas se añaden a la instrumentación existente en la base de la célula Rowe-Barden. La nueva disposición de la instrumentación en la base se muestra en la Figura 2.7.

Por último, junto con las mejoras realizadas en la base de la célula para mejora del registro de medidas, se efectuó la **adaptación del equipo para la realización de ensayos con dos nuevas geometrías**. En la investigación anterior se realizaron ensayos con geometrías correspondientes a una relación de diámetros de  $N=3$  y  $N=4$  las cuales siguen empleándose en esta investigación. Sin embargo, para ampliar la investigación a mayores áreas de sustitución se decide adaptar el equipo a las geometrías correspondientes a una relación de diámetros de  $N=2$  y  $N=2.5$ .



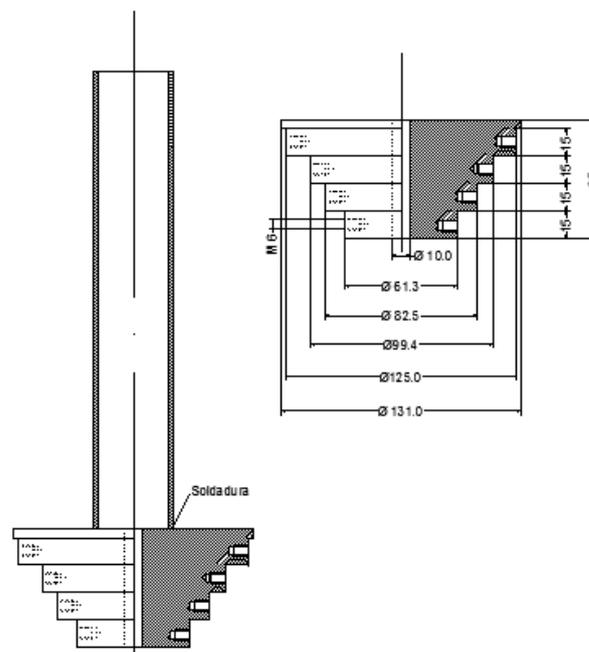
**Figura 2.7. Planta de la instrumentación de la base modificada**

Para adaptar el equipo a estas nuevas geometrías de ensayo, se decide no modificar nuevamente la base instrumentada, por lo que los puntos de medida son los mismos y solamente se realizan modificaciones en el equipo necesario para colocación y construcción de la columna.

En primer lugar es necesario diseñar los moldes de fabricación de la columna, ya que las nuevas columnas a ensayar tienen diámetros diferentes a los anteriores y el procedimiento de colocación de la columna exige su fabricación previa, como se mostrará posteriormente en el apartado de procedimiento de ensayo. Los moldes están formados por un tubo ligeramente cónico (para facilitar la extracción) de nylon y una tapa de aluminio. Se realizan dos moldes nuevos con las dimensiones correspondientes

a cada una de las nuevas geometrías. Los planos de diseño se muestran en el apéndice A de instrumentación y medidas.

Fue necesario también el rediseño del sistema de hincado. La base que permite el centrado del proceso de excavación, ha de adaptarse a los nuevos diámetros de la columna. También fue requerido diseñar los adaptadores necesarios para las distintas geometrías estudiadas. Al estudiarse 4 geometrías, serán necesario 3 adaptadores, uno de los cuales fue diseñado en la investigación anterior siendo nuevos solamente dos de ellos. Del mismo modo, se han diseñado dos nuevos tubos de hincado que han de tener el diámetro de la columna a ensayar. También fue necesario adaptar el elemento de empuje, para que se ajuste a los cuatro tubos de hincado. En la Figura 2.8 se muestra el nuevo elemento de empuje. El resto de planos de las piezas está recogido en el apéndice A.



**Figura 2.8. Elemento de empuje para hincado**

Por último, y ya fuera del sistema de hincado, se diseñaron las dos chapas de reparto correspondientes a los nuevos diámetros de las columnas. Estas chapas de reparto son necesarias para no dañar los sensores mediante contactos puntales con las partículas de la grava y se colocan en el contacto entre la columna y la base de la célula entre las que

hay una capa de arena que suaviza el contacto. Sus planos se adjuntan en el apéndice A de instrumentación y medidas.

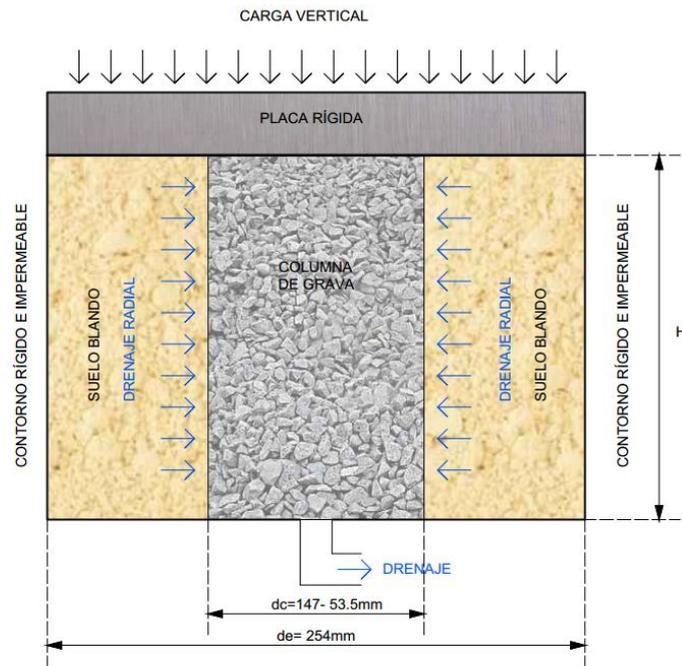
## **2.2.2 Descripción del modelo reducido**

El modelo reducido empleado en esta investigación se simplifica, como se ha comentado anteriormente, a una rebanada de una celda unidad. Para su correcta representación, el modelo ha de cumplir las condiciones de contorno correspondientes a la celda unidad que son:

- Contorno inferior y superior impermeable
- Contorno lateral sin flujo hacia el exterior y desplazamiento lateral nulo
- Drenaje libre a través de la columna
- Contorno inferior rígido

Un esquema del modelo reducido de estudio se muestra en la Figura 2.9. En él se aprecian las condiciones de contorno necesarias.

La célula Rowe-Barden satisface estas condiciones de contorno. Al ser todos sus contornos impermeables, el drenaje queda restringido a la zona de la columna, permitiendo su libre drenaje a través de una piedra porosa colocada en la parte central de la base de la célula. El desplazamiento lateral en el contorno está impedido debido a la rigidez del anillo lateral. La base inferior es rígida también por lo que la deformación vertical podrá cuantificarse con el descenso de la superficie superior. Por último, el contorno superior empleado es impermeable y rígido por lo que el estudio se realiza bajo condiciones de carga rígida, igualando el desplazamiento vertical de todos los puntos tanto de la columna como del terreno.



**Figura 2.9. Modelo reducido de estudio**

En las obras reales las mallas de columnas de grava suelen estar formadas por columnas de diámetros ( $d_c$ ) comprendidos entre 0.8 y 1.2 m, con un espaciamento ( $s$ ) entre  $1.5d_c$  y  $4.5d_c$ . Estos valores representan un área de sustitución ( $a_r$ ) comprendido entre el 4% y el 40% que da lugar a una relación de diámetros  $N$  situada entre 1.5 y 5.

El modelo reducido se desarrolla en una célula Rowe-Barden de 254 mm de diámetro y 174mm de altura. El contorno interior de la célula impone el valor del diámetro exterior equivalente de la celda unidad de estudio ( $d_e$ ). Teniendo en cuenta los valores usuales de la relación de diámetros ( $N$ ) comentados anteriormente, los diámetros de la columna a estudiar en el modelo reducido estarán comprendidos entre 169.3 mm y 50.8 mm. Existiendo una relación de escala entre el modelo y la realidad de 1:10.

En concreto para esta investigación se decidió emplear las geometrías que se comentan a continuación. Por un lado se han empleado las mismas geometrías que en Cimentada (2009) con el fin de comparar los resultados y analizar la influencia de la densidad. Por ello se han llevado a cabo ensayos con una relación de diámetros igual a  $N=3$  y  $N=4$ . Estas relaciones corresponden a columnas de 84.6 mm y 63.5 mm de diámetro y a unas áreas de sustitución de  $a_r=11.11\%$  y  $a_r=6.15\%$  respectivamente.

Por otro lado, y con la intención de extender el estudio a un rango mayor de áreas de sustitución, se han realizado también ensayos con dos nuevas relaciones de diámetros  $N=2$  y  $N=2.5$  que corresponden a columnas de diámetros iguales a 127 mm y 101.6 mm respectivamente y a unas áreas de sustitución de  $a_r=25\%$  y  $a_r=16\%$ .

Como ya se ha comentado anteriormente, para poder estudiar el comportamiento de los suelos blandos tratados con columnas de grava es necesario registrar lecturas de las presiones intersticiales a diferentes distancias de la columna, los valores de las presiones totales en el suelo blando también a diferentes radios y de las presiones totales bajo la columna, y el desplazamiento vertical del conjunto suelo-columna. Para ello el equipo está instrumentado de forma adecuada como se ha mostrado anteriormente. A continuación se detalla la ubicación de los puntos de medida empleadas para cada una de las geometrías ensayadas.

- Para la geometría  $N=4$  ( $r_c=31.75$  mm)
  - Puntos de medida de presión intersticial:  $r=37$ ,  $r=41$ ,  $r=46$ ,  $r=58$ ,  $r=76$  y  $r=115$  mm.
  - Puntos de medida de presión total:  $r=41$ ,  $r=58$ ,  $r=76$  y  $r=115$  mm.
- Para la geometría  $N=3$  ( $r_c=42.3$  mm)
  - Puntos de medida de presión intersticial:  $r=49$ ,  $r=53$ ,  $r=58$ ,  $r=69$ ,  $r=84.5$  y  $r=115$  mm.
  - Puntos de medida de presión total:  $r=49$ ,  $r=58$ ,  $r=69$  y  $r=115$  mm
- Para la geometría  $N=2.5$  ( $r_c=50.8$  mm)
  - Puntos de medida de presión intersticial:  $r=53$ ,  $r=58$ ,  $r=69$ ,  $r=76$ ,  $r=84.5$  y  $r=115$  mm.
  - Puntos de medida de presión total:  $r=58$ ,  $r=69$ ,  $r=76$  y  $r=115$  mm.
  - Dos puntos de medida de presión horizontal del suelo blando situados a 3 cm de la base.
- Para la geometría  $N=2$  ( $r_c=63.5$  mm)
  - Puntos de medida de presión intersticial:  $r=69$ ,  $r=76$ ,  $r=84.5$  y  $r=115$  mm.
  - Puntos de medida de presión total:  $r=69$ ,  $r=76$ , y  $r=115$  mm.
  - Dos puntos de medida de presión horizontal del suelo blando situados a 3cm de la base.

## 2.2.3 Materiales empleados

En este apartado se muestran las características de los materiales empleados en los ensayos para representar el suelo blando a tratar y la columna de grava. Estos son los mismos que los empleados en la investigación anterior de Cimentada et al. (2011): caolín para representar el suelo blando y grava para formar la columna.

### Caolín

Para simular el suelo blando en el laboratorio se emplea caolín. La elección del empleo de caolín se debe entre otras razones a su elevada permeabilidad respecto al resto de arcillas, lo que permite acortar los procesos de consolidación de las muestras. El caolín elegido, se seleccionó de un total de 10 caolines estudiados gracias a la similitud de sus límites de Atterberg y coeficiente de consolidación con los caolines empleados anteriormente en otros estudios recogidos en la bibliografía. Una justificación más detallada de su elección, así como la obtención de sus parámetros representativos, están recogidos en Cimentada (2009), presentándose a continuación los parámetros más importantes en Tabla 2.1.

**Tabla 2.1. Características del Caolín.**

Límite líquido $LL(\%)$	73
Límite plástico $LP(\%)$	38
Índice de plasticidad $IP(\%)$	35
Coficiente de consolidación $c_v(\text{cm}^2/\text{s})$	$2.1610^{-3}$
Índice de compresibilidad $C_c$	0.53
Índice de entumecimiento $C_s$	0.10
Ángulo de rozamiento interno $\phi(^{\circ})$	26.5
Índice de poros (100 kPa) $e_{100}$	1.427

### Grava

Como material granular para la columna se emplea grava caliza procedente de cantera de tamaño uniforme que está comprendido entre 4 mm y 5 mm, manteniendo

aproximadamente una relación 1 a 10 (escala del ensayo) con los tamaños empleados en obras reales presentados en el primer capítulo.

Los ensayos llevados a cabo en la investigación anterior se realizaron con un peso específico seco de  $16.5 \text{ kN/m}^3$ , correspondiente a la densidad máxima del árido utilizado, siendo similar a la empleada en los tratamientos reales. Con el objetivo de estudiar la influencia de la densidad en los suelos mejorados con columnas de grava se decide realizar ensayos con una densidad diferente. Para elegir la nueva densidad se estudiaron las densidades máximas y mínimas alcanzables con el árido empleado siguiendo los ensayos recogidos en las normas ASTM y UNE, obteniéndose un peso específico seco máximo de  $16.5 \text{ kN/m}^3$  siguiendo el procedimiento descrito en la norma ASTM D4253, 2006 y un peso específico seco mínimo de  $13 \text{ kN/m}^3$  bajo las directrices de la norma UNE 103-105-93. La densidad máxima no se realiza con el método de apisonado recogido en UNE 103-106-93 ya que en el proceso de fabricación de la columna se emplea energía vibratoria para compactarla, por lo que se considera más adecuada la normativa ASTM al emplear la energía vibratoria. Las densidades máxima y mínima se corresponden con índices de poros  $e_{min} = 0.64$  y  $e_{max} = 1.06$  respectivamente. Estos valores están en consonancia con la relación  $e_{max} = 1.62 e_{min}$  propuesta por Miura et al. (1973) para arenas y materiales granulares, pudiendo ser la pequeña diferencia existente debida a la uniformidad de la grava.

Para poder realizar una comparación entre los ensayos precedentes ( $D_r=100\%$ ) y los nuevos se decide emplear columnas fabricadas con grava floja, compactada a una densidad relativa de 30% correspondiente a un peso específico seco de  $14 \text{ kN/m}^3$ . Se decide emplear esta densidad ya que una menor podría resultar inestable dando problemas en la interpretación de los resultados, así como la gran dificultad que supone conseguir muestras con una densidad menor después del proceso de congelación y descongelación que sufre la columna.

Para la obtención de los parámetros deformacionales y resistentes de la grava compactada se han realizado ensayos triaxiales con drenaje convencionales y con trayectorias tensionales controladas. Los resultados obtenidos en los ensayos llevados a cabo para caracterizar la grava densa así como sus parámetros están recogidos en

Cimentada (2009). Los más representativos se presentan en comparación con los obtenidos para la nueva densidad más adelante en la Tabla 2.3.

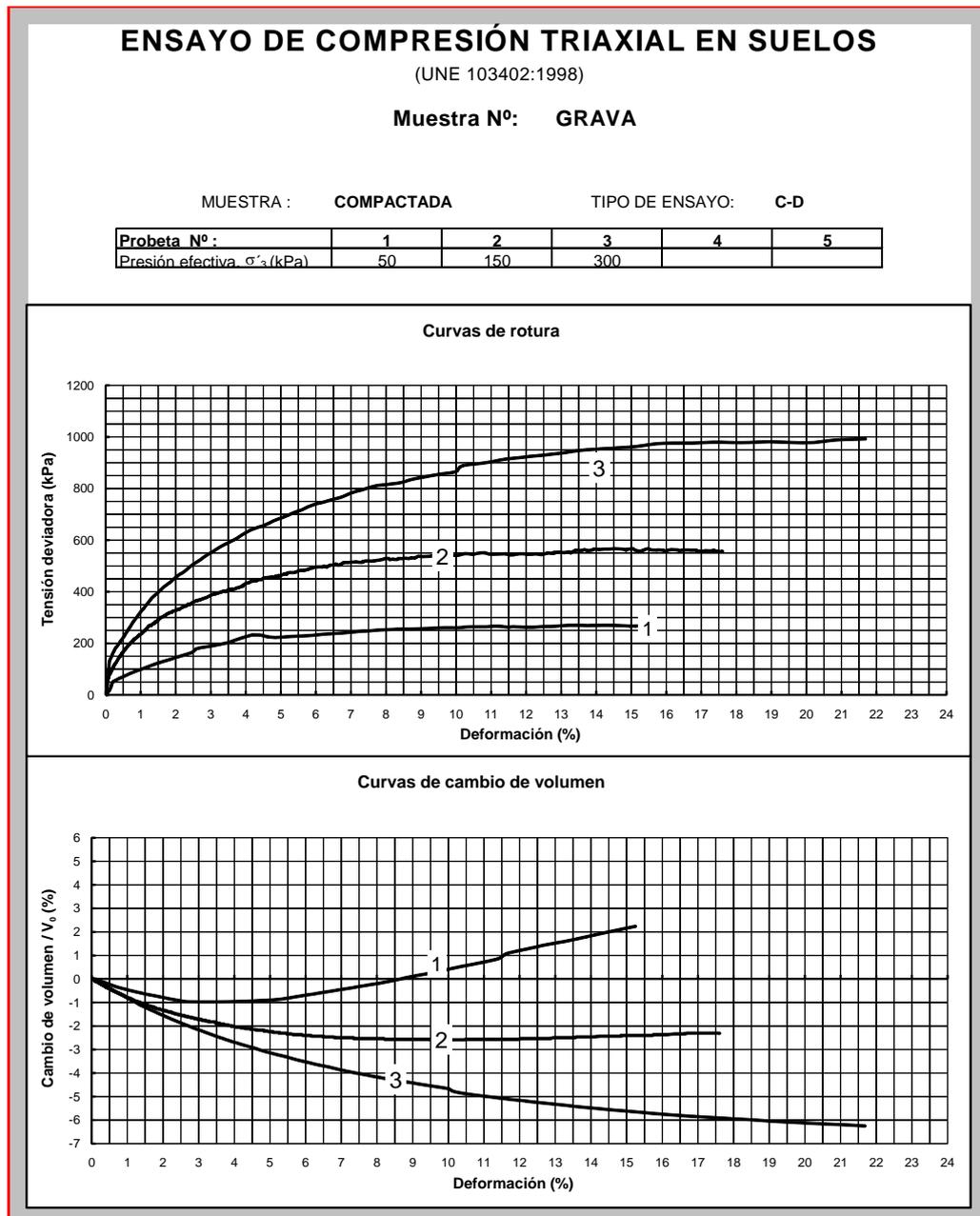
Para la caracterización de la grava con el nuevo peso específico de  $14\text{kN/m}^3$  se realizaron en primer lugar tres ensayos triaxiales convencionales consolidados con drenaje (C-D). De ellos se han obtenido el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ), la dilatancia ( $\psi$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y el Módulo de Young ( $E$ ) para cada una de las tres probetas ensayadas con una presión de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa.

La evolución del desviador frente a la deformación vertical y el cambio de volumen frente a la deformación vertical se presentan en la Figura 2.10.

La estimación de la dilatancia se realiza con la teoría de la plasticidad utilizando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y una ley de flujo plástico no asociada. Con la ayuda de las expresiones del potencial plástico y los incrementos de deformación plástica se llega a la expresión empleada para el cálculo de la dilatancia:

$$\text{sen}\psi = \frac{-\Delta\varepsilon_{vol}^p}{2\Delta\varepsilon_a^p - \Delta\varepsilon_{vol}^p} \quad (2.1)$$

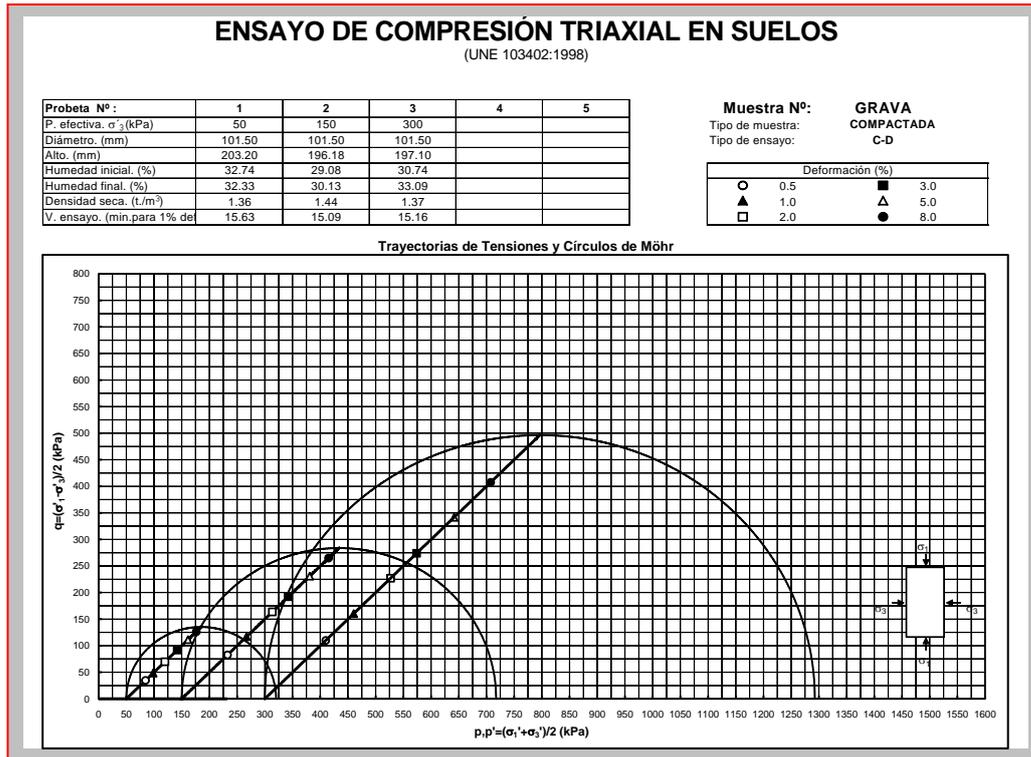
La obtención del módulo de Poisson se realiza en la parte inicial del ensayo, ya que es en esta parte inicial cuando el comportamiento de la grava se puede suponer aproximadamente elástico, con la ayuda de la teoría de la elasticidad. Debido a la relación existente entre la deformación axial y radial se deduce que la pendiente del tramo inicial de la curva que relaciona el cambio de volumen frente a la deformación axial es igual a  $1-2\nu$ . Igualando las pendientes a esta expresión en la parte inicial de las curvas obtenidas en el ensayo se obtienen los valores de  $\nu$  para cada probeta. El valor medio obtenido es de 0,18, recogiendo los valores puntuales para cada probeta en la Tabla 2.2.



**Figura 2.10. Tensión desviadora frente a deformación axial y cambio de volumen frente a deformación axial obtenida en los ensayos triaxiales C-D**

El módulo de Young se corresponde con la pendiente del tramo elástico inicial de la curva del desviador frente a deformación axial. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 2.2.

En la Figura 2.11 se muestran las trayectorias en el plano de Lambe de las muestras ensayadas así como los círculos de Mohr obtenidos en los ensayos triaxiales C-D.



**Figura 2.11. Trayectoria en el plano de Lambe y círculos de Mohr de los ensayos triaxiales C-D realizados**

Ajustando los resultados al criterio de Mohr-Coulomb se estima el ángulo de rozamiento de la grava mediante la expresión:

$$q = c \cos \phi + p' \sin \phi \tag{2.2}$$

Como se trata de una grava, la cohesión es nula por lo que se reduce a:

$$\text{sen } \phi = \frac{q}{p'} \tag{2.3}$$

siendo:

$\phi$       Ángulo de rozamiento de la grava

$c$       cohesión

$q$        $\frac{D_r}{2}$  siendo  $D_r$  el valor del desviador en rotura

$p'$        $p'_0 + \frac{D_r}{2}$  siendo  $p'_0$  el valor de la consolidación inicial de la probeta

Se obtiene de este modo un ángulo de rozamiento medio de 41°. Los ángulos de rozamiento interno obtenidos para cada uno de los ensayos realizados se presentan en la Tabla 2.2.

**Tabla 2.2. Parámetros resistentes y deformacionales de la grava floja obtenidos en los ensayos triaxiales C-D**

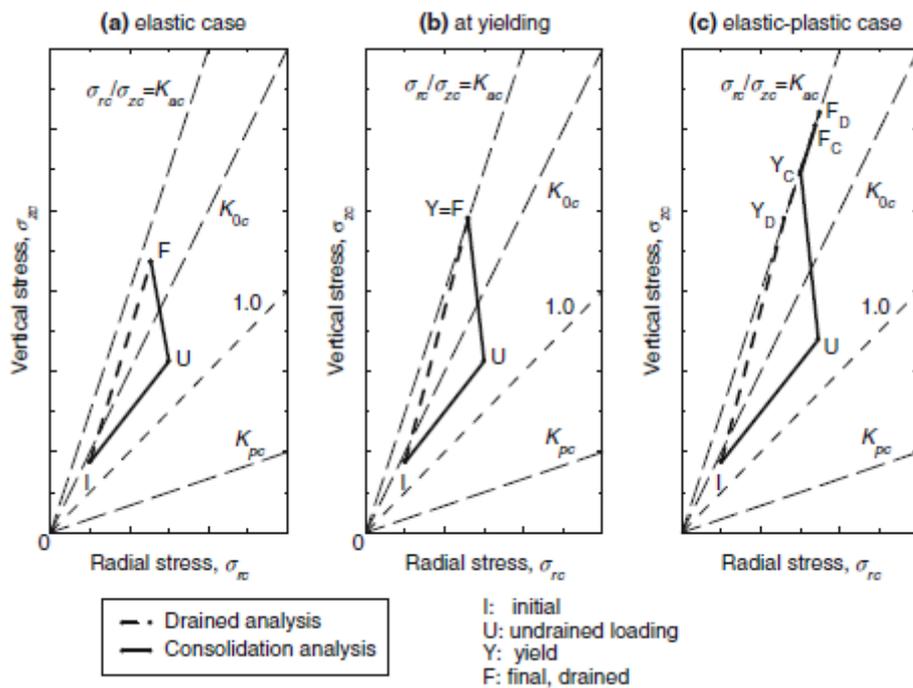
	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3
$p'_0$ (kPa)	50	150	300
$\phi$ (°)	47	41	39
$\Psi$ (°)	12	0	0
$\nu$	0.27	0.112	0.139
E (kPa)	1770	3220	4580

Al variar la rigidez de los materiales según la trayectoria tensional seguida (Atkinson et al., 1990), los módulos de Young obtenidos a partir de los ensayo triaxiales convencionales no se consideran representativos ya que la trayectoria de tensiones que sigue no es la que se produce en los tratamientos reales.

El valor exacto de la relación de tensiones efectivas radiales y verticales en la columna se desconoce y varía a lo largo del proceso de consolidación. En la Figura 2.12 se muestra una aproximación teórica de las trayectorias tensionales para los casos drenados y con carga sin drenaje más la posterior consolidación. En la realidad se produce una situación intermedia a las anteriormente presentadas. Por todo ello es difícil conocer el valor de la relación de tensiones verticales y horizontales en la columna, y por tanto la trayectoria tensional para obtener el módulo representativo de la grava, pero se pueden realizar algunas aproximaciones. En los ensayos realizados la trayectoria seguida coincide con la que se muestra en la parte c de la figura, al aplicar la carga sin drenaje y posteriormente abrir el drenaje que permite que comience la consolidación.

En este estudio se ha decidido caracterizar la rigidez de la grava para la situación de confinamiento lateral, ya que el valor del módulo edométrico de la grava es necesario para la realización de los análisis numéricos y la comparación de resultados con las soluciones analíticas desarrolladas. Se decide por tanto realizar ensayos con trayectoria

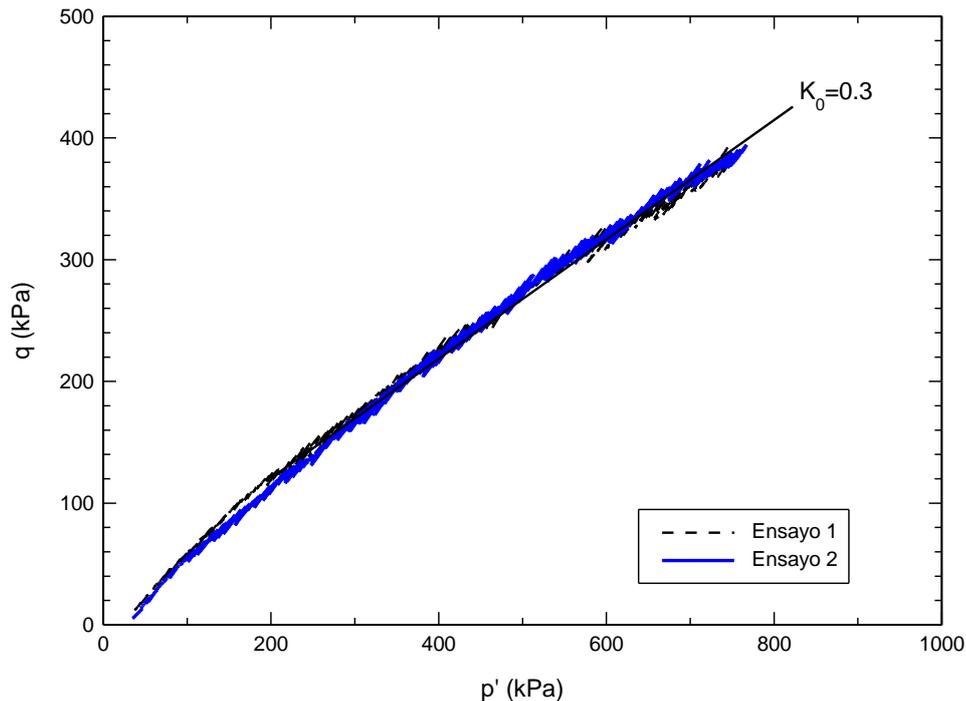
de tensiones edométrica, aunque en la realidad la columna sufre ligeras deformaciones radiales durante la consolidación.



**Figura 2.12. Trayectoria tensional seguida por la columna. a) caso elástico, b) plastificación, c) caso elasto-plástico. Castro y Sagaseta, (2009)**

Los ensayos con trayectoria edométrica se realizan con un aparato triaxial Bishop-Wesley con la ayuda de tres motores paso a paso para controlar las presiones que permiten la entrada o salida de agua según sea necesario. Los ensayos se realizan con probetas de grava previamente construidas y congeladas y constan de dos etapas y una fase de transición entre ambas. La primera fase consiste en una consolidación isotrópica a 30 kPa realizada para que la probeta no se desmorone al descongelarse y la segunda es en la que se desarrolla la trayectoria edométrica. Entre ambas fases existe una zona de transición en la cual la trayectoria de tensiones pasa de la consolidación isotrópica con un  $K_{\alpha}=1$  al coeficiente de empuje al reposo impuesto en la segunda fase. La segunda fase, correspondiente a la situación edométrica, se lleva a cabo imponiendo que la deformación radial sea nula por lo que se controla que la deformación volumétrica sea igual a la deformación vertical.

La trayectoria de tensiones en el plano de Lambe de los dos ensayos con trayectoria de tensiones edométrica realizados se muestran en la Figura 2.13.



**Figura 2.13. Trayectoria en la plano de Lambe de los ensayos con trayectoria edométrica**

La pendiente de la trayectoria edométrica en el plano de Lambe está relacionada con el coeficiente de empuje al reposo a través de la siguiente expresión:

$$q = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} p' \quad (2.4)$$

En los ensayos realizados se obtiene un coeficiente de empuje al reposo de 0.3, valor que concuerda con el obtenido mediante la expresión de Jaky (1944) que relaciona para suelos normalmente consolidados el coeficiente de empuje al reposo con el ángulo de rozamiento interno obteniéndose un valor de 0.33.

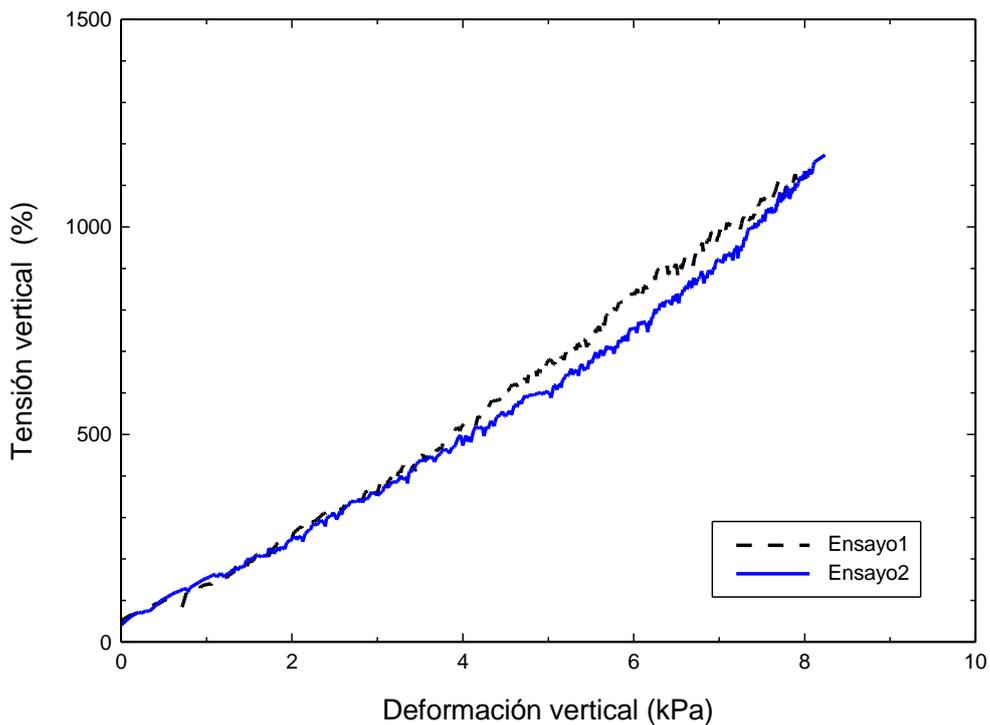
$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi \quad (2.5)$$

En la Figura 2.14 se muestran las curvas de tensión vertical efectiva frente a deformación vertical producida durante estos ensayos. Como se verá en la presentación de los resultados, la columna durante el ensayo está sometida a tensiones correspondientes al último tramo de la curva, comprendidas entre 900 y 2500 kPa. Por ello, para obtener el módulo edométrico, se ajusta ese tramo final a una recta obteniendo el módulo de deformación a partir de su pendiente. El valor obtenido es

$E_{ko}=E_{oed}=17000$  kPa. Éste módulo de deformación no es el de Young ya que se obtiene bajo situación de confinamiento lateral, pudiéndose obtener el valor del módulo de Young correspondiente mediante la siguiente expresión:

$$E_k = \frac{E}{1 - 2\nu K_0} \quad (2.6)$$

De la expresión resulta un valor del módulo de Young  $E=15500$ kPa.



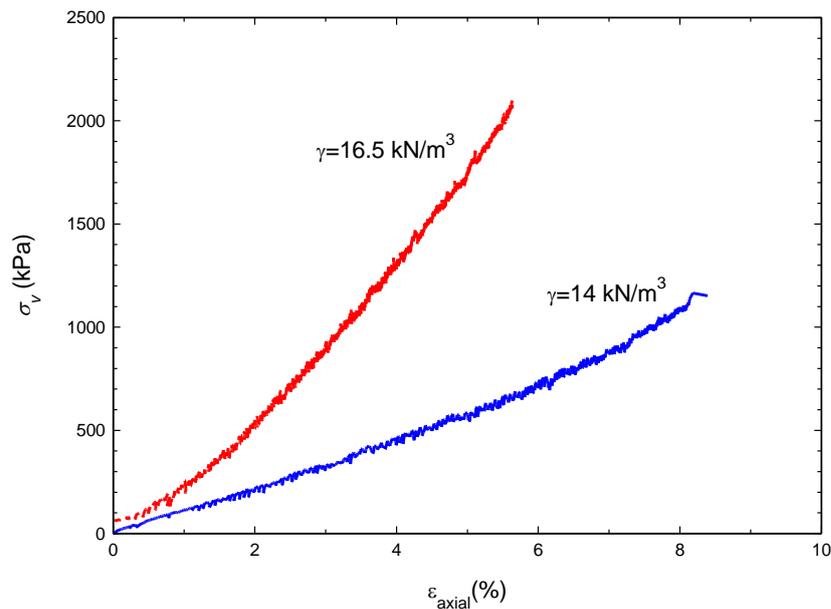
**Figura 2.14. Tensión vertical efectiva frente a deformación vertical producida en los ensayos de trayectorias edométricas**

A continuación se muestra una breve comparación de los parámetros obtenidos para ambas densidades. En la Tabla 2.3 se presentan los valores obtenidos en los triaxiales C-D para la nueva densidad ( $D_r=30\%$ ), junto con los resultados correspondientes a  $D_r=100\%$  (Cimentada, 2009) de los ángulos de rozamiento de pico y la dilatancia. A partir de los resultados, se consideran como valores medios para la grava densa ( $D_r=100\%$ ) un ángulo de rozamiento  $\phi=46^\circ$  y una dilatancia de  $\psi= 10^\circ$  y para la grava floja ( $D_r=30\%$ )  $\phi=41^\circ$  y  $\psi= 0^\circ$ . Estos valores serán los empleados en los posteriores ajustes numéricos. Los valores obtenidos se ajustan a los comportamientos habituales de gravas densas y flojas respectivamente por lo que se consideran razonables.

**Tabla 2.3. Ángulo de rozamiento interno y de dilatación de la grava obtenido de ensayos triaxiales (Densa/Floja)**

$p'_o$ (kPa)	50	200/150	300
$\phi$ (°)	53/47	46/41	43/39
$\Psi$ (°)	19/12	9/0	4/0

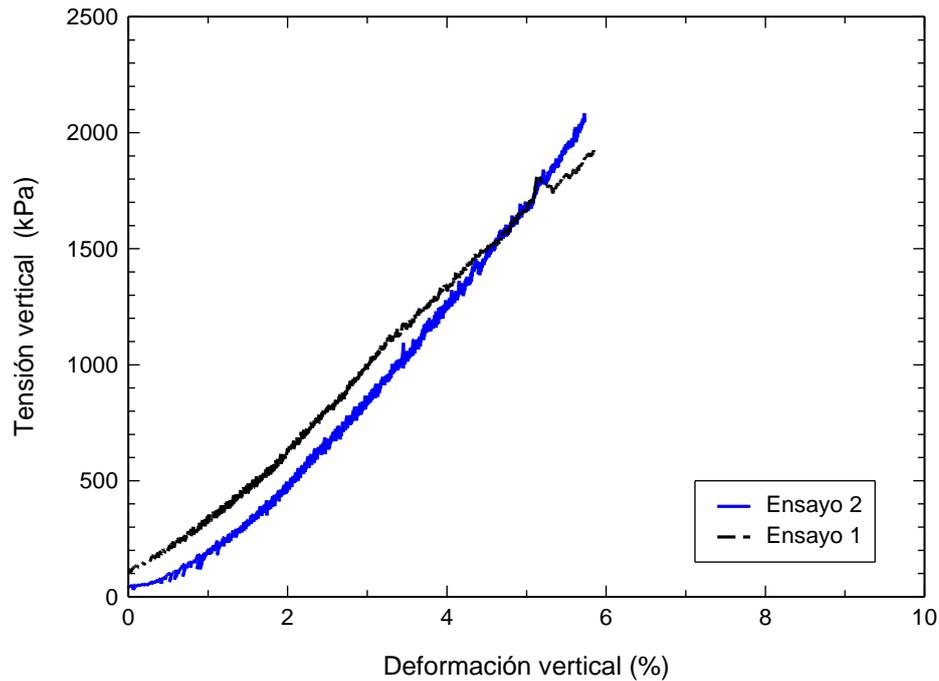
La mayor diferencia entre ambas densidades se observa en la deformabilidad, ya que la grava densa es mucho menos deformable que la floja como se observa en la Figura 2.15.



**Figura 2.15. Triaxial con trayectoria edométrica representación de la tensión frente a la deformación**

Los valores del módulo edométrico obtenidos para ambas densidades son  $E_{oed}=39000$  kPa y  $E_{oed}=17000$  kPa, resultando el módulo de la grava densa 2.5 veces mayor que el correspondiente a la grava floja.

Como se comentará más adelante, para la realización de ensayos densos con las mayores áreas de sustitución correspondientes a  $N=2$  y  $N=2.5$  se ha empleado un peso específico seco de  $16\text{kN/m}^3$ . Para caracterizar su rigidez se han realizado dos ensayos de trayectoria edométrica cuyas curvas de tensión deformación se presentan en la Figura 2.16.



**Figura 2.16. Triaxial trayectoria edométrica grava  $D_r=90\%$**

Aproximando a una recta al tramo comprendido entre 350 y 1600 kPa que son las presiones a las que está sometida la columna en los ensayos realizados en la célula Rowe se obtiene un módulo edométrico de 30000kPa.

## 2.2.4 Procedimiento de ensayo

El procedimiento a seguir en la realización de los ensayos es análogo al empleado en Cimentada (2009). A continuación se presenta un breve descripción de dicho procedimiento.

Cada ensayo está compuesto por cinco etapas diferentes, siendo la duración aproximada de cada ensayo un mes:

### 1) Preparación de equipos y materiales.

El caolín se amasa a 1,5 veces su límite líquido y se deja reposar en una cámara húmeda durante 24h para su homogeneización.

La célula Rowe-Barden modificada se prepara mediante la saturación de los conductos de medida de presión intersticial, colocación de las piedras porosas, del papel de filtro y

arandelas, así como la aplicación de vaselina en las paredes laterales para disminuir el rozamiento lateral.

Por último se construye la columna. Se introduce la cantidad necesaria de grava en el molde correspondiente según la densidad y el diámetro a ensayar. Para la fabricación de las columnas densas ( $D_r=100\%$ ) es necesario ir agregando la grava en pequeñas tongadas y aplicar energía vibratoria para alcanzar la densidad adecuada. Sin embargo, para la fabricación de las columnas flojas ( $D_r=30\%$ ) es suficiente con verter la grava desde una cierta altura. Una vez introducida la grava se satura y se congela durante al menos 48 horas.

## 2) Consolidación inicial del caolín.

Se coloca el caolín en la célula Rowe-Barden y se lleva a cabo la consolidación del caolín previa a la colocación de la columna. Ésta se realiza en dos fases separadas. Primero una consolidación a 50kPa en un sistema de poleas y pesas, seguida por una consolidación en un sistema de presión aire-agua a 100kPa.

## 3) Colocación de la columna.

La instalación de las columnas no se lleva a cabo como en los tratamientos reales, si no que se coloca congelada en un orificio excavado previamente en el suelo blando consolidado a 100kPa (Figura 2.17). El proceso de excavación consiste en hincar un tubo de pared fina en el centro de la muestra de suelo blando con la ayuda del aparato de hincado descrito anteriormente, extrayéndose posteriormente el suelo que queda en el interior.

Una vez excavado el suelo se extrae el tubo metálico de pared delgada quedando el orificio en el centro de la muestra. Se introduce una capa de arena de 4mm y se coloca una chapa de metal agujereada para asegurar el reparto de carga y evitar contactos de granos puntuales sobre los sensores de medida de tensión total en la columna.



**Figura 2.17. Sistema para el hincado de la columna**

Posteriormente se extrae la columna congelada del molde donde ha sido fabricada y congelada se introduce en el orificio sobre la chapa metálica. Se deja descongelar durante aproximadamente tres horas y se enrasa la superficie con la del caolín, para obtener una superficie horizontal. La Figura 2.18 muestra la célula una vez colocada la columna.



**Figura 2.18. Vista de la columna y el caolín justo antes de la aplicación de la presión a la cual se consolidan, 100kPa**

**4) Consolidación inicial a 100kPa del conjunto suelo-columna.**

Una vez colocada y descongelada la columna se vuelve a aplicar una presión de 100 kPa al conjunto suelo-columna. Esta vez parte de la carga la soporta la columna y otra parte el suelo, por lo que el caolín queda ligeramente sobreconsolidado.

### **5) Aplicación de los escalones de carga.**

La aplicación de los escalones de carga es lo que constituye el ensayo. Se realizan 5 escalones de carga con un incremento de 100 kPa cada uno. Se parte de 100 kPa hasta llegar a los 600 kPa. Durante el ensayo se aplica una presión de cola de 300 kPa para evitar burbujas de aire en la muestra. Los escalones aplicados en cada ensayo son: 100-200, 200-300, 300-400, 400-500 y 500-600kPa. Cada uno de ellos cuenta con dos fases:

- Aplicación de la carga sin drenaje. En esta fase se aplica el incremento de carga de 100 kPa correspondiente a cada escalón y se espera a que el incremento medio de presión intersticial medido por los sensores sea igual al incremento de presión aplicado. Cuando ambos incrementos son iguales se da por finalizada esta fase. Su duración varía entre 2 y 8 horas aproximadamente.
- Consolidación del conjunto suelo-columna a la presión del escalón correspondiente. Comienza cuando se permite el libre drenaje a través de la columna abriendo la llave que comunica la piedra porosa central con el intercambiador encargado de aplicar la presión de cola de 300 kPa. Esta etapa se prolonga hasta la disipación total del incremento de presión intersticial generado, siendo suficiente con el transcurso de 24 horas.

### **6) Descarga**

Al finalizar la aplicación de los escalones de carga se realiza la descarga. Este proceso tiene una duración de una semana aproximadamente ya que se espera a la estabilización de la medida de deformación vertical. Una vez finalizado el ensayo se mide la altura de la muestra, necesaria para calcular las deformaciones que se producen en cada uno de los escalones aplicados.

## 2.2.5 Ensayos realizados

Como se ha comentado anteriormente, los ensayos realizados en esta investigación se dividen en dos series: en primer lugar los ensayos realizados con las mismas geometrías que la investigación anterior (Cimentada, 2009) correspondientes a  $N=3$  y  $N=4$  y la segunda formada por los ensayos realizados con las nuevas geometrías correspondientes a  $N=2.5$  y  $N=2$ .

La primera serie de ensayos se ha realizado con el nuevo peso específico seco de  $14 \text{ kN/m}^3$  correspondiente a una densidad relativa del 30% para su comparación con los ensayos de Cimentada (2009) llevados a cabo con un peso específico seco de  $16.5 \text{ kN/m}^3$  correspondiente a una densidad relativa del 100%. Con respecto a la segunda serie, no se disponía de ensayos anteriores, por lo que el objetivo inicial fue ampliar las ensayos de Cimentada (2009) para estas nuevas áreas de sustitución. Por ello, se pensó en realizar los ensayos con un peso específico seco de  $16.5 \text{ kN/m}^3$  correspondiente a una densidad relativa del 100%. Sin embargo, la compactación de la grava a esta densidad para diámetros tan grandes resultó imposible, por lo que se decidió finalmente realizarlos con un peso específico seco de  $16 \text{ kN/m}^3$ . Por otro lado, para el caso de la geometría  $N=2.5$  se decidió también realizar ensayos con la densidad floja ( $D_r=30\%$ ) para estudiar también la influencia de la densidad con esta geometría. En la Tabla 2.4 se presenta un resumen de las geometrías analizadas en esta investigación con sus densidades correspondientes

**Tabla 2.4. Ensayos realizados**

Geometría	Densidad	Nº de ensayos
N=4	$\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=100\%$ ) (*)	5
	$\gamma_d=14 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=30\%$ )	3
N=3	$\gamma_d=16.5 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=100\%$ ) (*)	4
	$\gamma_d=14 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=30\%$ )	4
N=2.5	$\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=90\%$ )	3
	$\gamma_d=14 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=30\%$ )	2
N=2	$\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$ ( $D_r=90\%$ )	3

(\*) Cimentada (2009), usados en esta investigación para analizar la influencia de la densidad de la grava.

En cuanto al número de ensayos realizados con cada geometría, la primera serie consistió en siete ensayos de los cuales tres se realizaron con una geometría correspondiente a  $N=4$  (numerados como 6N4 a 8N4) y los cuatro restantes con una relación de diámetros de  $N=3$  (numerados como 5N3 a 8N3). La realización de varios ensayos con características idénticas resulta necesaria ya que la repetitividad permite considerar como representativos los resultados obtenidos y detectar los resultados anómalos. Durante la realización de algunos de los ensayos se produjeron incidencias puntuales asociadas al fallo del sistema de transmisión de presión aire-agua. Estas incidencias dieron lugar a problemas en el análisis de los resultados por lo que algunos de los escalones de carga aplicados no son interpretables, en la Tabla 2.5 se presenta una lista de los ensayos realizados con los escalones de carga interpretables y aquellos en los que la interpretación no ha sido posible.

**Tabla 2.5. Ensayos realizados con grava a  $D_r=30\%$**

	Tensión aplicada (kPa)				
	100-200	200-300	300-400	400-500	500-600
6N4	Bien	Bien	Bien	Bien	<i>Fallo</i>
7N4	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
8N4	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
5N3	Bien	Bien	Bien	<i>Fallo</i>	<i>Fallo</i>
6N3	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
7N3	Bien	Bien	Bien	Bien	<i>Fallo</i>
8N3	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

La segunda serie está formada por 8 ensayos de los cuales 6 están realizados con grava densa a  $16 \text{ kN/m}^3$  repartidos a partes iguales entre las geometrías  $N=2.5$  y  $N=2$ , existiendo 3 ensayos con geometría  $N=2$  (numerada como 1N2 a 3N2) y otros tres con geometría  $N=2.5$  (numerada como 1N2.5 a 3N2.5). Los dos restantes están realizados con una densidad de  $14 \text{ kN/m}^3$  y una geometría de  $N=2.5$  (numerada como 4N2.5 a 5N2.5). Durante la realización de estos ensayos no se produjo ningún incidente, por lo que la totalidad de las lecturas son válidas. Se presenta un resumen de los ensayos realizados con las nuevas geometrías en la Tabla 2.6.

**Tabla 2.6. Ensayos realizados con nuevos diámetros.**

Densidad	Ensayo	Transcurso
16 kN/m <sup>3</sup>	1N2	sin incidencias
	2N2	sin incidencias
	3N2	sin incidencias
16 kN/m <sup>3</sup>	1N2.5	sin incidencias
	2N2.5	sin incidencias
	3N2.5	sin incidencias
14 kN/m <sup>3</sup>	4N2.5	sin incidencias
	5N2.5	sin incidencias

## 2.2.6 Análisis de resultados

En este apartado se presentan los resultados correspondientes a la primera serie de ensayos realizados a escala reducida en el laboratorio con geometrías correspondientes a una relación de diámetros de  $N=3$  y  $N=4$ . Los resultados de los ensayos con grava densa ( $D_r=100\%$ ) son de la investigación anterior (Cimentada, 2009) por lo que todas las medidas y datos están allí recogidas. Los resultados obtenidos con grava floja ( $D_r=30\%$ ) son los correspondientes a ensayos realizados en esta nueva investigación.

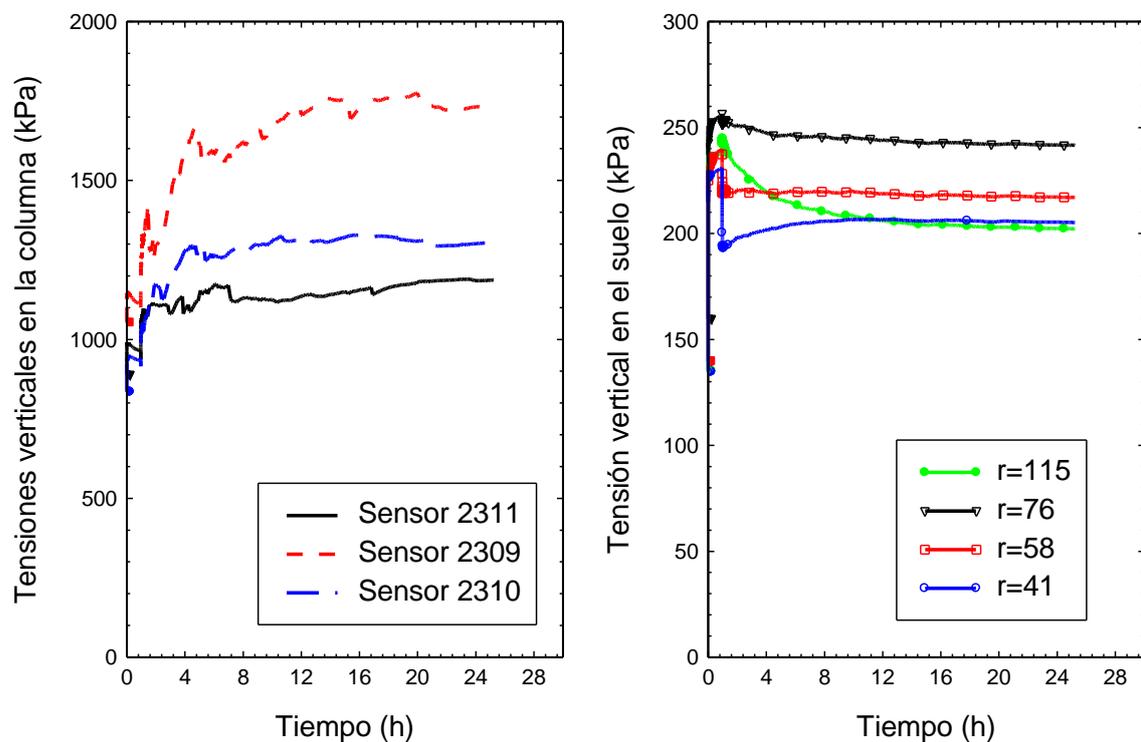
Los resultados se presentan en diferentes apartados de acuerdo a lo siguiente:

- Tensiones en el suelo y la columna
- Factor de concentración de tensiones
- Asientos
- Presiones intersticiales
- Coeficiente de consolidación

### Tensiones totales en suelo y columna

El análisis de las tensiones totales se realiza a partir de las medidas registradas en los sensores colocados en la base bajo el suelo y bajo la columna. Su disposición se ha presentado en el apartado 2.2.2. Son tres los sensores colocados bajo la columna y cuatro los colocados bajo el suelo, dispuestos a diferentes distancias del centro de la célula. Hay que tener en cuenta, para la interpretación de las medidas registradas, la

aplicación de una presión de cola igual a 300 kPa en todos los ensayos realizados, siendo necesario descontarla a la hora de analizar las diferentes medidas de presión total registradas. Las medidas obtenidas durante el escalón 200-300 kPa del ensayo 8N4 se presentan a modo de ejemplo en la Figura 2.19. El resto de lecturas registradas en los demás ensayos se encuentran recogidas en el apéndice B. Es necesario matizar que las medidas que se presentan en la Figura 2.19 tienen descontado los 300kPa correspondientes a la presión de cola, sin embargo en las gráficas del apéndice no se ha descontado.

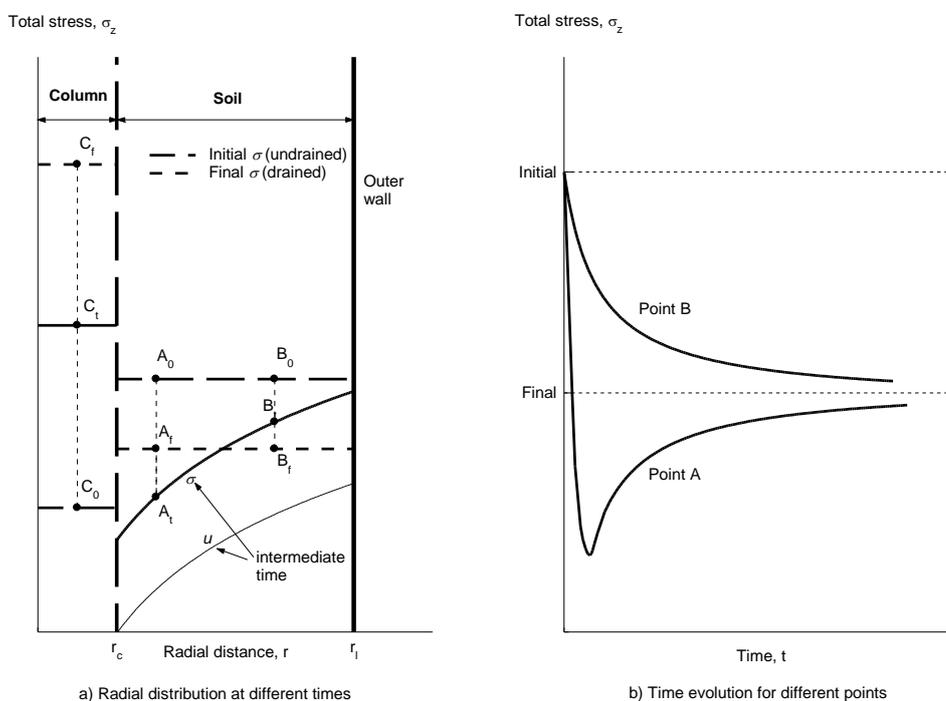


**Figura 2.19. Tensiones durante el escalón de 200 a 300kPa del ensayo 8N4**

En la Figura 2.19 se observan las dos fases que componen cada escalón. Primero la fase de aplicación de la carga sin drenaje, en la cual se registra una subida instantánea de la presión en el momento de la aplicación de la carga (correspondiente al tiempo=0 en los gráficos y coincidente con el eje y) permaneciendo después constante tanto en el suelo como en la columna hasta la apertura del drenaje, que da comienzo a la fase de consolidación. Durante la consolidación, se produce un incremento de presión sobre la columna a lo largo del proceso hasta estabilizarse una vez finalizada. Este incremento de presiones en la columna se debe al cambio de rigidez que experimenta el terreno a lo

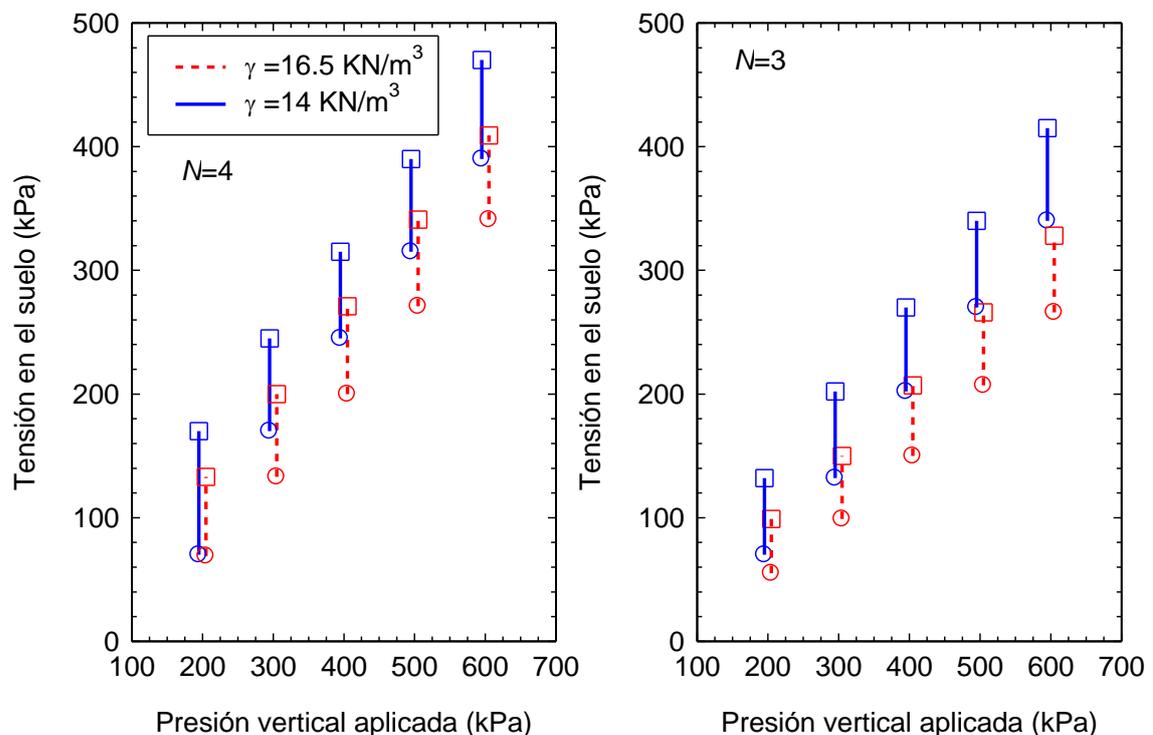
largo del proceso de consolidación pasando de un comportamiento sin drenaje a un comportamiento drenado una vez finalizado el proceso. La evolución de las tensiones en el suelo durante el proceso de consolidación depende de la longitud del camino de drenaje. Como muestra la Figura 2.19, los sensores más próximos a la columna registran un elevado descenso de las presiones soportadas que va incrementándose posteriormente poco a poco durante el proceso de consolidación hasta llegar a estabilizarse. Los transductores más alejados, por el contrario, registran un descenso continuo durante toda la fase de consolidación. Estos comportamientos se ajustan a los correspondientes al proceso de consolidación radial, donde los puntos más cercanos a la columna consolidan más rápidamente descendiendo la presión vertical a valores incluso menores a los finales cuando se alcanza la estabilidad como se observa en la Figura 2.20.

Debido a la condición de carga rígida impuesta, la tensión vertical efectiva al final de la consolidación ha de ser igual en todo el suelo blando por lo que la tensión vertical al final del escalón ha de ser similar en todos los sensores, como se observa en la Figura 2.19.



**Figura 2.20. Variación usual de la tensión total vertical en los puntos: A, cerca de la columna; B a una distancia elevada; C en la columna** Cimentada et al., (2011)

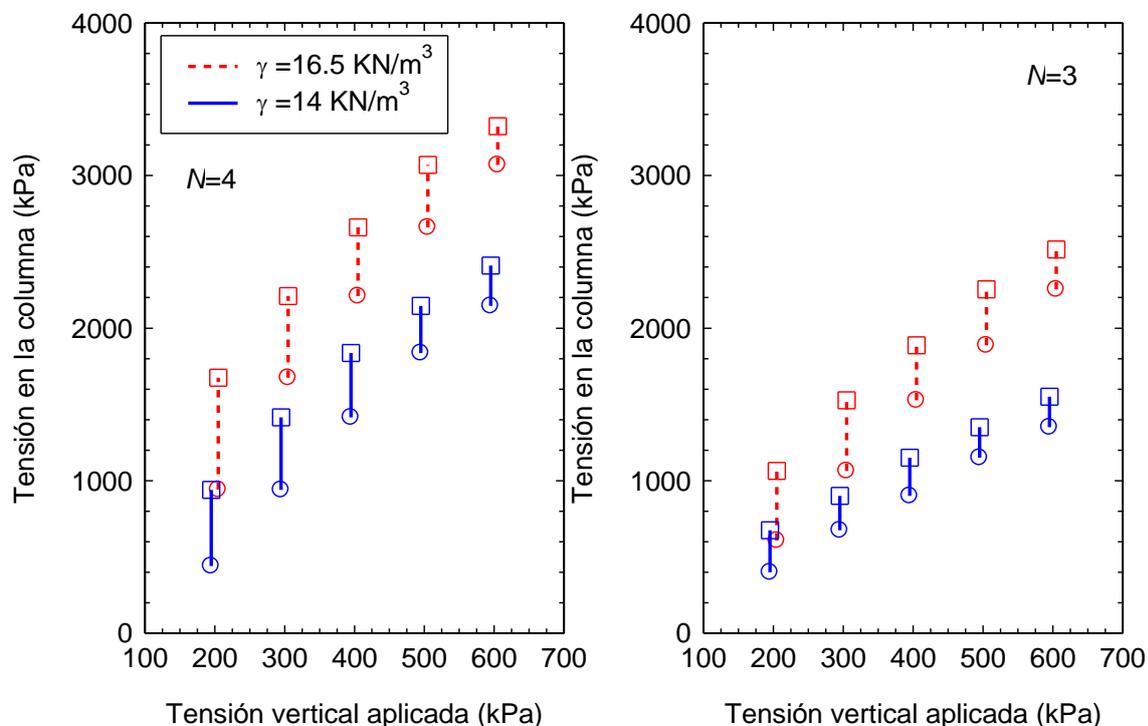
A partir de las medidas anteriores, la tensión en la columna al principio y final de cada escalón de carga se ha calculado directamente como la media de las tres medidas registradas por los sensores para los ensayos flojos y de las dos medidas para los ensayos densos, mientras que para la tensión en el suelo se ha realizado una ponderación por el área correspondiente a cada sensor. A partir de estos valores se han calculado también las medias para cada tipo de ensayo, misma densidad y geometría, cuyos valores se presentan en la Figura 2.21 para el suelo y en la Figura 2.22 para la columna. Los valores al inicio del escalón se representan mediante un círculo y los valores al final del escalón se presentan con un cuadrado, estos se encuentran unidos representando las tensiones que adquieren el suelo y la columna durante el proceso de consolidación.



**Figura 2.21. Tensiones en el suelo para los escalones de carga**

En ambas figuras (Figura 2.21 y Figura 2.22) se observa que las tensiones en el suelo y la columna incrementan para ambas densidades y geometrías con la carga aplicada. Se observa que la columna densa soporta más carga que la floja, aproximadamente un 50% más, lo que es lógico ya que su rigidez es mayor. Por el contrario las tensiones en el suelo son mayores, en torno a un 20% más en los ensayos flojos, ya que la carga aplicada

es la misma. Comparando ambas geometrías se aprecia que al incrementar el área de sustitución del 6 al 11% las tensiones en el suelo se reducen aproximadamente en un 12%.



**Figura 2.22. Tensiones registradas en la columna en los escalones de carga**

Las rigideces tanto del suelo como de la columna van variando a lo largo del ensayo, con la aplicación de la carga. Éstas, así como su relación, son necesarias para poder contrastar los resultados obtenidos en los ensayos con las diferentes soluciones analíticas. Para el análisis de la relación de rigideces columna-suelo, en esta investigación, se ha decidido tomar como fijo el módulo de la columna y variable el del caolín, aunque ambos varíen con la carga aplicada.

Como se ha presentado en el apartado 2.2.3, se considera que el valor del módulo edométrico de la columna es de  $E_{mc}=39000 \text{ kPa}$  para las columnas densas ( $D_r= 100\%$ ) y de  $E_{mc}=17000 \text{ kPa}$  para las columnas flojas ( $D_r= 30\%$ ). Sin embargo, el módulo del caolín se ha obtenido de acuerdo a las tensiones a las que está sometido, por ello se han calculado los rangos de tensiones medias en cada uno de los escalones y a partir de ellas el módulo volumétrico y de éste el edométrico. Las tensiones medias ( $p'_s$ ) se calculan a partir de las lecturas de la tensión vertical y horizontal, por lo que en los casos en los que

no había registro de presiones horizontales se han tomado los valores obtenidos de los análisis realizados con elementos finitos que se exponen más adelante.

Los valores de las presiones medias, el módulo edométrico del caolín y la relación de rigideces columna-suelo, obtenidos para cada escalón se presentan en la Tabla 2.7.

**Tabla 2.7. Valores de las tensiones medias en el suelo y módulo edométrico del caolín y la relación de módulos de todos los ensayos. a) densos (Castro et al., 2013) y b) flojos**

(a) Densidad 16.5 kN/m<sup>3</sup>

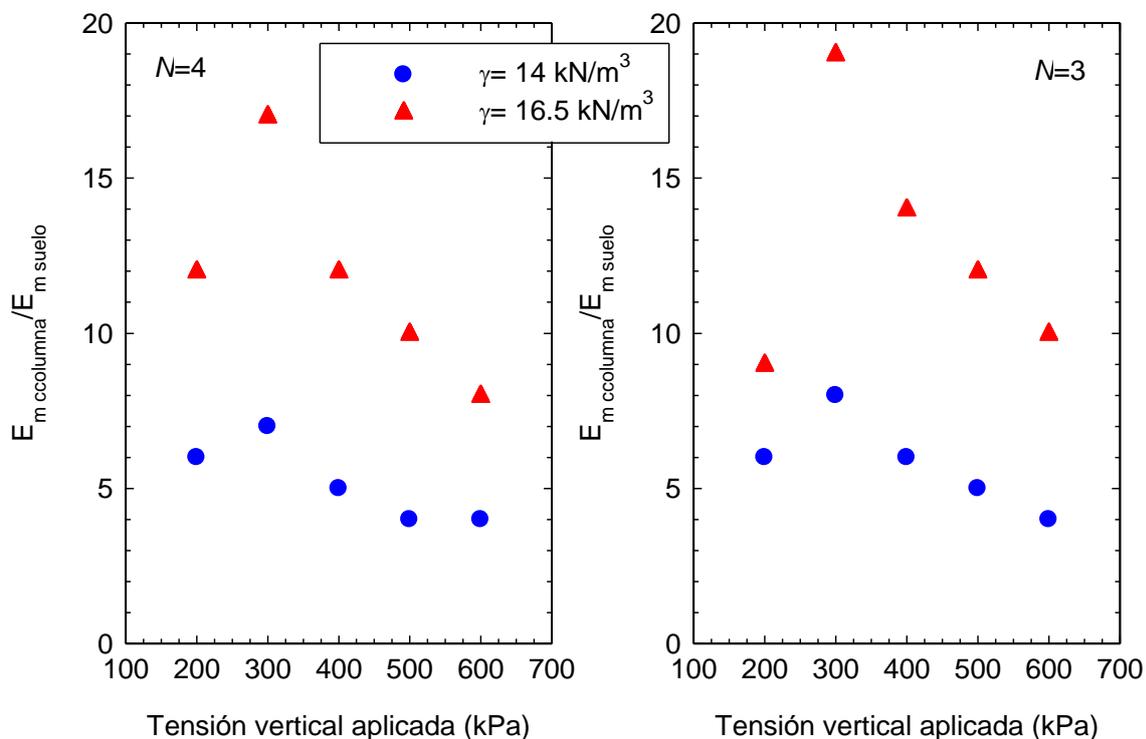
Escalón de carga (kPa)	N=4			N=3		
	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$
100-200	60-125	3198	12	55-110	4162	9
200-300	125-185	2334	17	110-160	2060	19
300-400	185-245	3134	12	160-210	2737	14
400-500	245-310	3938	10	210-260	3391	12
500-600	310-375	4749	8	260-315	4061	10

(b) Densidad 14 kN/m<sup>3</sup>

Escalón de carga (kPa)	N=4			N=3		
	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$
100-200	70-130	2794	6	65-125	3054	5
200-300	130-190	2395	7	125-185	2321	8
300-400	190-255	3226	5	185-240	3088	6
400-500	255-320	4045	4	240-300	3867	5
500-600	320-390	4861	4	300-370	4650	4

De forma gráfica se representan los valores anteriores de la relación de rigideces para ambas densidades y geometrías en la Figura 2.23. Se observa que la relación de rigideces es menor a medida que la carga aumenta, excepto el primer escalón que no sigue esta tendencia porque el suelo blando (caolín) está sobreconsolidado siendo por tanto su módulo edométrico superior. La diferencia de rigideces entre el primer y segundo

escalón de carga es mayor en los ensayos con la grava más densa, ya que el suelo está más sobreconsolidado.



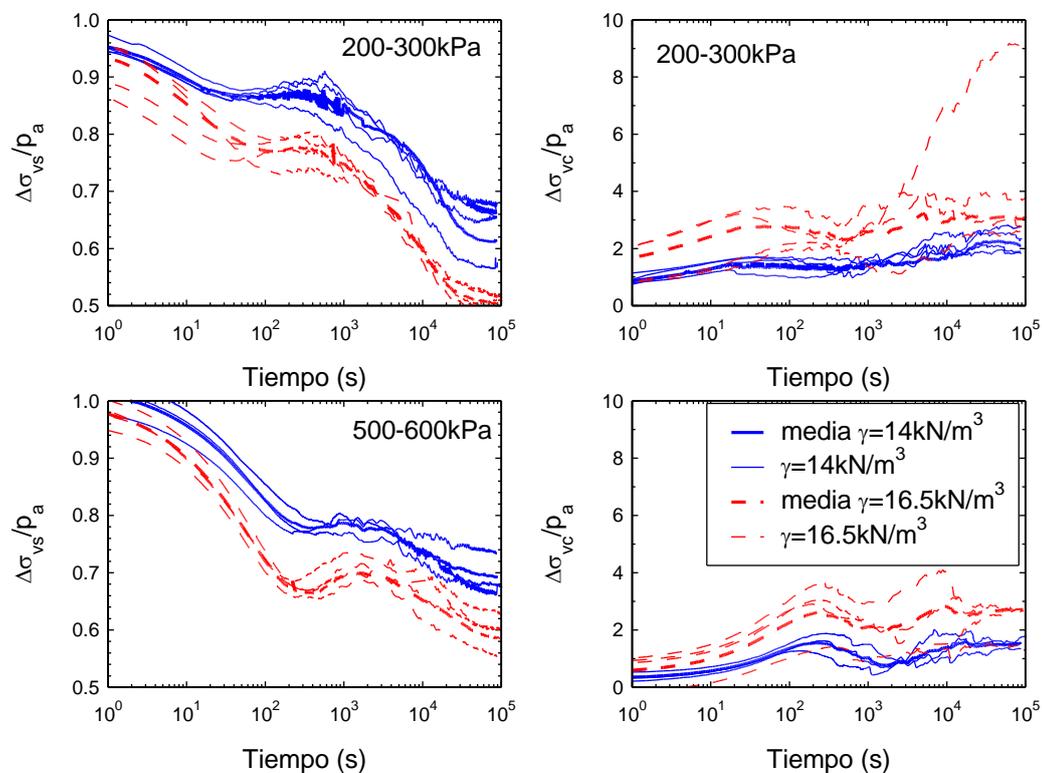
**Figura 2.23. Relación de rigideces columna-suelo**

La diferencia existente en la relación de rigideces entre los ensayos densos y flojos disminuye con la carga, pasando en los ensayos con geometría  $N=4$  de 10 a 4 y en los ensayos con una relación de diámetros  $N=3$  de 11 a 6. Como ya se ha comentado, la relación de rigidez columna-suelo, se ha obtenido considerando que el módulo edométrico de la columna es constante, algo que no es real ya que su variación depende entre otros factores de su compactación inicial. La columna floja, debido a su dilatancia negativa (característica de suelos flojos), va densificándose, lo que supone una rigidización a lo largo del ensayo. Por el contrario, las columnas densas, gracias a su dilatancia positiva (característica de los suelos densos), van disminuyendo su densidad a lo largo del ensayo, por lo que teniendo esto en cuenta la relación de rigideces entre los ensayos densos y flojos sería menor, ya que las rigideces de las columnas se acercarían.

Comparando las diferentes geometrías se observa que la reducción de la relación de rigideces se produce más rápidamente en los ensayos de menor área de sustitución  $N=4$ ,

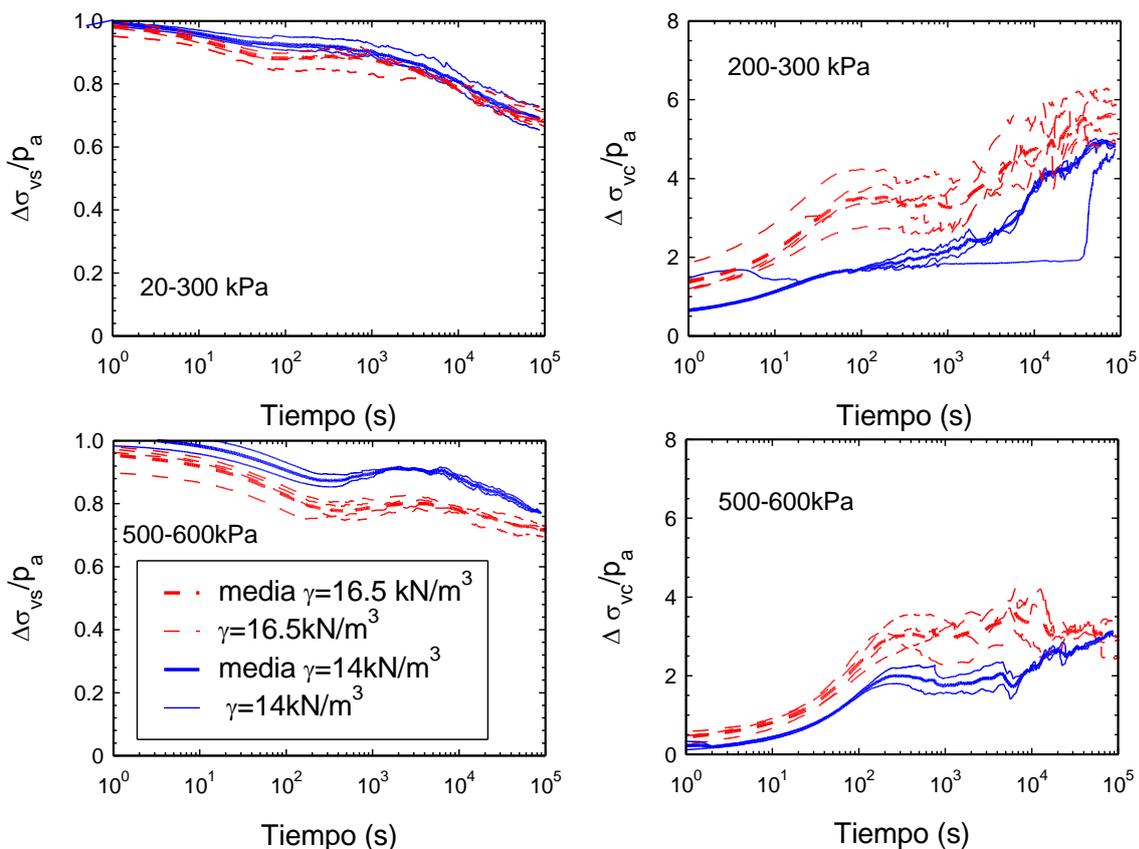
que en los correspondientes a  $N=3$ . Esto se debe a que el suelo en los ensayos de menor área de sustitución soporta cargas más altas por lo que su rigidez incrementa en mayor medida, disminuyendo por tanto la relación.

La distribución de tensiones entre el suelo y la columna es el mecanismo mediante el cual la columna libera al suelo de parte de la carga a soportar, reduciendo por tanto el asiento que se produce. Este proceso de transmisión de carga del suelo a la columna se observa en la Figura 2.24 donde se presentan los valores de los incrementos de tensión en el suelo y la columna divididos por el incremento de carga aplicada en el escalón ( $p_a=100\text{kPa}$ ), a lo largo de la fase de consolidación de dos escalones de carga: de 200 a 300 kPa y de 500 a 600 kPa con geometría  $N=3$ . Se presentan también en trazo más grueso las medias representativas de cada densidad. En algunos casos como por ejemplo en el cálculo de las tensiones en la columna en el escalón 200-300 kPa para los ensayos densos, se observa que uno de los ensayos presenta un valor anómalo muy elevado por lo que a la hora de calcular la media se deja fuera empleado solamente los otros tres ensayos existentes.



**Figura 2.24. Tensiones en el suelo y la columna en ensayos con geometría  $N=3$**

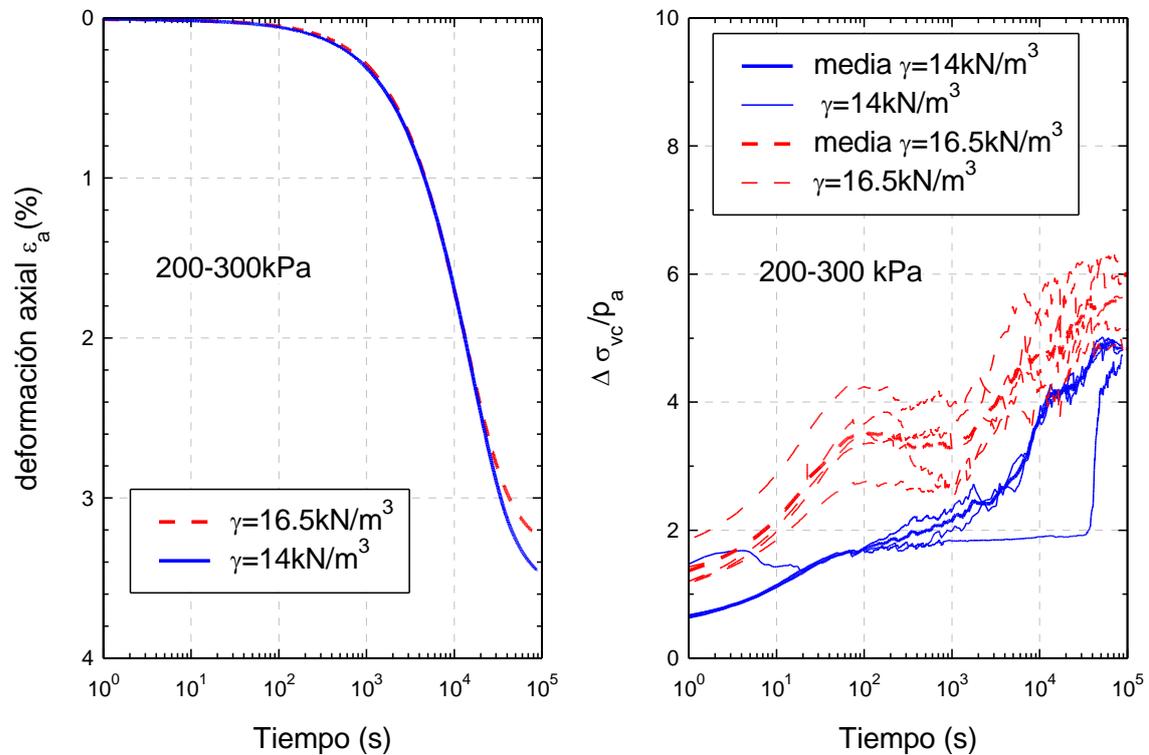
En la Figura 2.24 se aprecia que las tensiones soportadas por la columna densa son mayores que las soportadas por la floja para ambos escalones de carga. Ésto es lógico ya que la rigidez de la columna densa es mayor que la floja, sin embargo, las tensiones soportadas por el suelo en los ensayos con columna densa son menores que en los realizados con ellas floja, ya que la carga aplicada es la misma y hay una mayor parte de ésta que está soportada por la columna en estos ensayos. Lo mismo ocurre en los ensayos realizados con geometría N=4, presentados en la Figura 2.25.



**Figura 2.25. Tensiones en el suelo y la columna en ensayos con geometría N=4**

Comparando los resultados presentados para ambas geometrías (Figura 2.24 y Figura 2.25) se observa que la reducción de las tensiones en el terreno es menor en los ensayos de menor área de sustitución al ser menor el área de la columna y soportar por tanto una menor proporción de la carga. Además en la mayoría de los casos se observa claramente la plastificación de la columna, ya que una vez que se produce la columna no adquiere más carga. Sin embargo, en el escalón de carga de 500 a 600 kPa con

geometría  $N=4$  y grava floja, la columna parece no plastificar, ya que sigue adquiriendo carga hasta el final del proceso.



**Figura 2.26. Tensiones en la columna asientos para el escalón de 200 a300 kPa en ensayos con geometría  $N=4$**

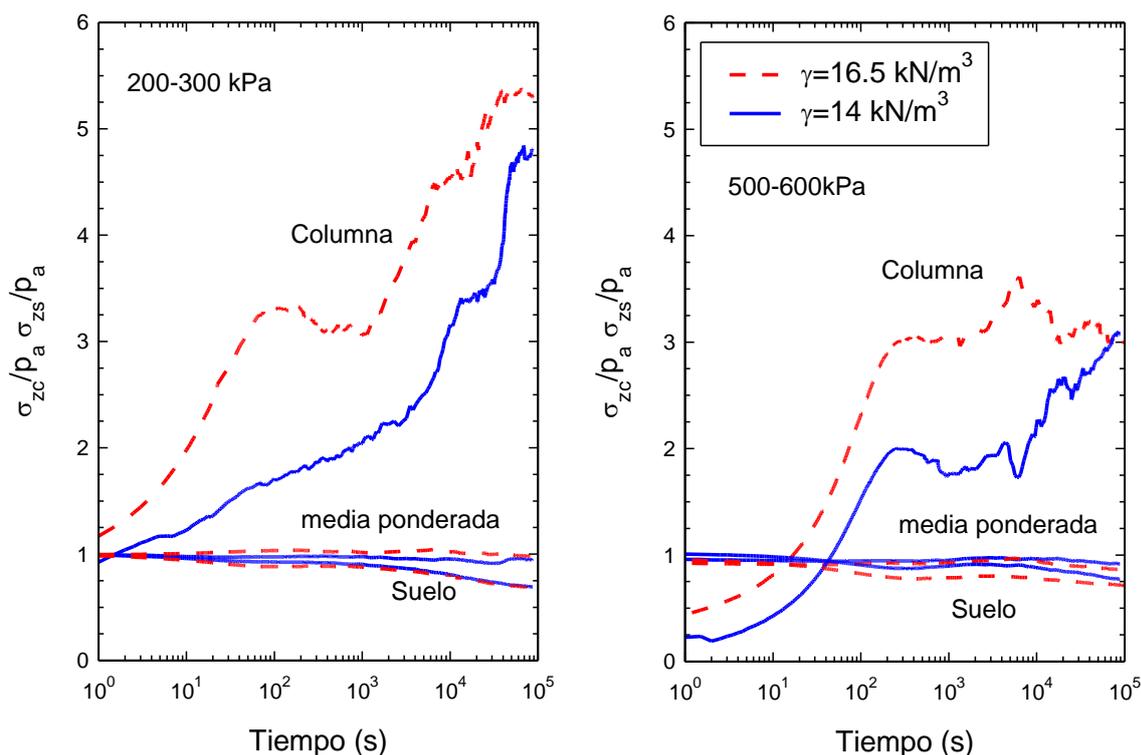
La tendencia que siguen tanto las tensiones en la columna como en el terreno son las mismas para ambas densidades y geometrías, soportando al inicio de la consolidación la carga el suelo y transfiriéndose a lo largo del tiempo la carga a la columna, la cual se puede dividir en cuatro fases (Castro et al., 2013) que se observan en la Figura 2.26 y se presentan a continuación:

- 1- Esta primera etapa se extiende hasta transcurridas aproximadamente unos  $10^2$  segundos una vez abierto el drenaje. Se caracteriza porque las deformaciones son muy pequeñas y la columna adquiere mayor carga. Como se verá más adelante esto puede ser debido a diversos factores entre ellos a la viscosidad del caolín.
- 2- A partir de los  $10^2$  segundos las deformaciones, siendo pequeñas, empiezan a tener importancia. En esta etapa, la transferencia de carga se paraliza e incluso

en algunos casos se invierte, situación que tiene lugar aproximadamente entre los  $10^2$  y  $10^3$  segundos a partir de la apertura del drenaje.

- 3- En la tercera etapa las deformaciones ya son importantes y la transmisión de carga a la columna vuelve a tener una tendencia creciente hasta que se llega a la plastificación en la columna, que pone fin a esta tercera etapa ocurriendo una vez transcurridos aproximadamente de  $5 \cdot 10^4$  s.
- 4- La última fase es aquella en la que la transferencia de carga se estabiliza ya que la columna ha plastificado y ya no adquiere más carga permaneciendo por tanto las tensiones en la columna y en el suelo más o menos estables.

Estas cuatro fases en las que queda dividida la etapa de consolidación se observan también en la evolución del factor de concentración de tensiones  $SCF$  y en la disipación de presiones intersticiales como se verá posteriormente.



**Figura 2.27. Tensiones en el suelo en la columna y media en los ensayos  $N=4$**

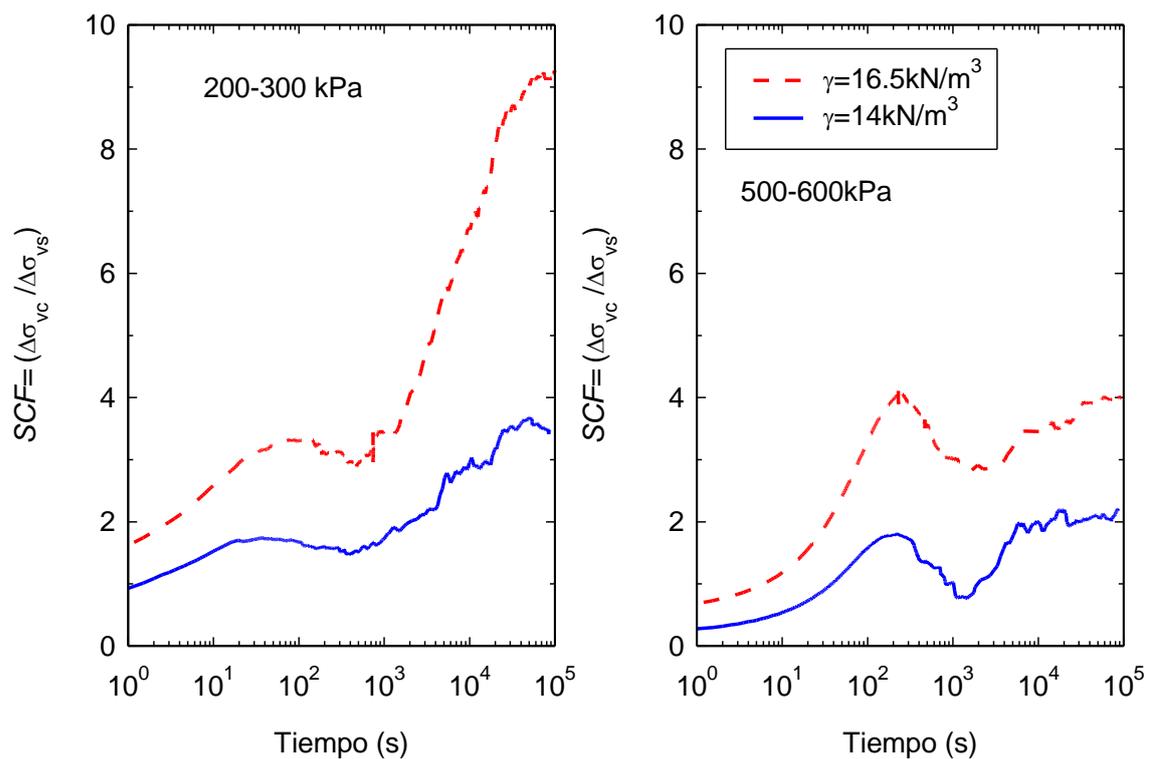
Durante la ejecución de los ensayos es importante comprobar la correcta transmisión de la carga aplicada al conjunto suelo-columna. En la Figura 2.27 se aprecia como la

media ponderada del sistema es igual o similar a la unidad a lo largo de todo el ensayo lo que asegura la correcta transmisión y confirma la baja fricción lateral.

### Factor de concentración de tensiones

La relación de tensiones entre el suelo y la columna se define habitualmente mediante el factor de concentración de tensiones (*SCF*), cuyo valor puede darse en la situación drenada o a lo largo de todo el proceso de consolidación. En esta investigación, el valor del *SCF* se ha obtenido a partir de los incrementos de tensiones en la columna y en el suelo registrados en cada uno de los escalones de carga aplicados.

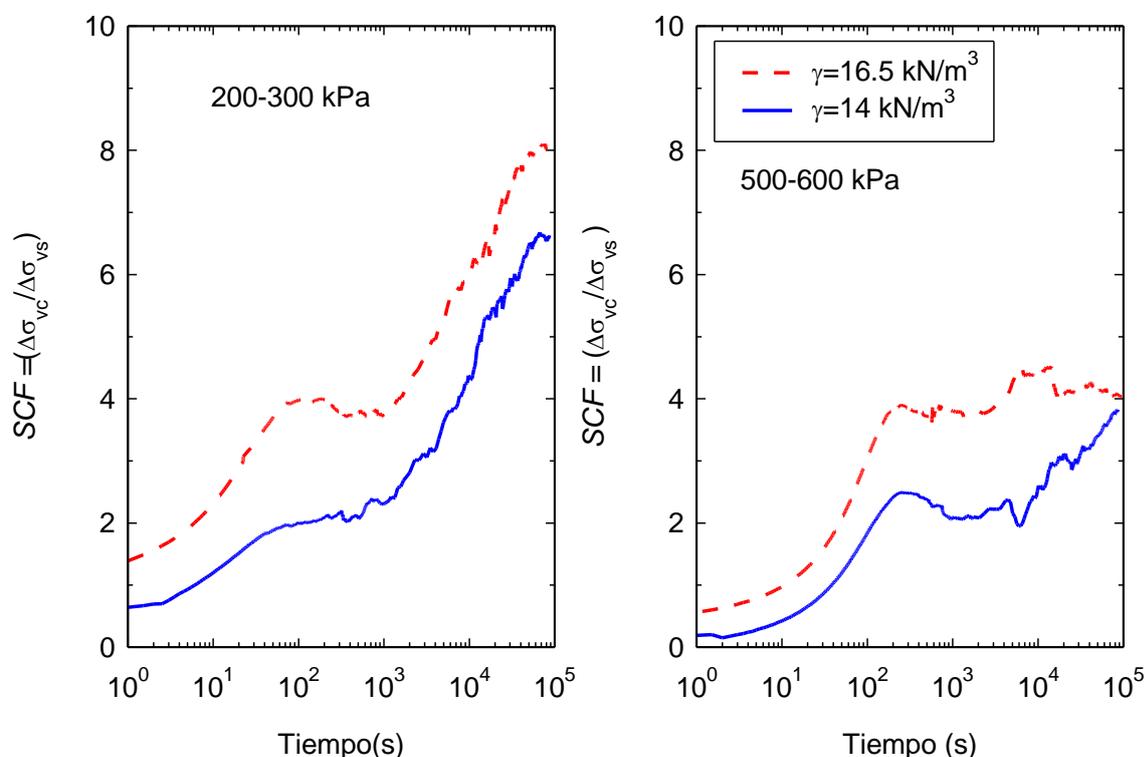
La evolución del *SCF* a lo largo del proceso de consolidación se presenta en la Figura 2.29 para la geometría  $N=4$  y en la Figura 2.28 para la geometría  $N=3$ , representando los valores medios obtenidos para cada una de las densidades.



**Figura 2.28. Media del *SCF* obtenido en los ensayos  $N=3$  para ambas densidades**

En ambas figuras (Figura 2.28 y Figura 2.29) se aprecia que la diferencia del valor del *SCF* entre los ensayos de diferentes densidades es mayor en el escalón de menor carga. Esta diferencia se va reduciendo a medida que se incrementa la carga, al igual que la relación

de rigideces columna-suelo (Figura 2.23). En el caso de los ensayos con geometría  $N=3$ , la diferencia del valor del  $SCF$  entre ensayos densos y flojos en la situación drenada pasa de un valor de aproximadamente 6.5 al final del escalón de 200 a 300 kPa a otro de 3 para el escalón de 500 a 600 kPa.



**Figura 2.29. Media del SCF obtenido en los ensayos  $N=4$  para ambas densidades**

La evolución del  $SCF$  a lo largo del proceso de consolidación para ambas geometrías y densidades sigue la tendencia de las cuatro etapas presentadas anteriormente en el apartado de tensiones.

Los valores del  $SCF$  para la situación drenada, es decir al final de cada uno de los escalones de carga aplicados, se muestran en la Tabla 2.8 para los ensayos con una geometría igual a  $N= 4$  y en la Tabla 2.9 para los ensayos con geometría igual a  $N= 3$ . La mayoría de los valores están dentro del rango habitual comprendido entre 10 y 3 según Barksdale y Bachus (1983), exceptuando los marcados en rojo y cursiva por ser anormalmente altos o bajos y los correspondientes al primer escalón por encontrarse en este el caolín sobreconsolidado.

**Tabla 2.8. Valores SCF drenados ensayos N=4**

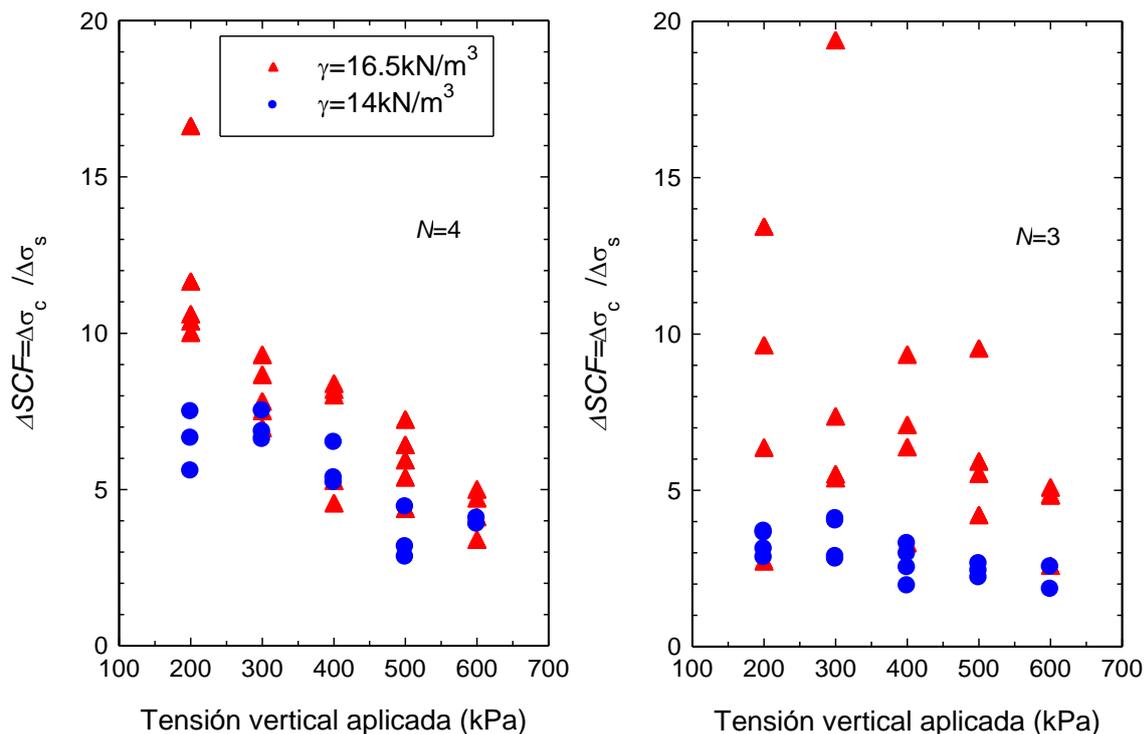
Tensión (kPa)	16.5 kN/m <sup>3</sup>					14 kN/m <sup>3</sup>		
	1N4	2N4	3N4	4N4	5N4	6N4	7N4	8N4
200	9.96	10.32	10.55	11.59	16.57	7.49	6.64	5.60
300	7.76	6.91	7.45	9.25	8.61	7.52	6.86	6.60
400	8.33	4.5	8.14	7.96	5.22	5.23	5.38	6.51
500	6.37	4.32	5.33	7.18	5.88	3.17	2.85	4.44
600	4.06	3.34		4.66	4.94		4.09	3.90

**Tabla 2.9. Valores SCF drenados ensayos N=3**

Tensión (kPa)	16.5 kN/m <sup>3</sup>				14 kN/m <sup>3</sup>				
	1N3	2N3	3N3	4N3	5N3	6N3	7N3	8N3	
200	13.37	9.58	2.68	6.32	3.13	3.69	3.63	4.23	
300		7.3	19.39	5.34	5.46	2.88	4.02	2.80	4.09
400		6.32	9.28	3.25	7.04	2.52	2.97	3.29	1.94
500		5.82	9.47	4.14	5.47		1.20		2.35
600		4.8	4.78	5.03	2.52		2.55		1.83

Los valores presentados en las tablas se presentan gráficamente en la Figura 2.30 en la que se aprecia la clara tendencia de los valores drenados del SCF que disminuyen a medida que la carga aplicada aumenta, para ambas geometrías y densidades. Los valores obtenidos en los ensayos realizados con columnas densas ( $D_r=100\%$ ) son mayores que lo encontrados en los ensayos realizados con la densidad floja ( $D_r=30\%$ ) y la diferencia entre ellos va disminuyendo a medida que se incrementa la carga, lo que concuerda con la diferencia en la relación de rigideces presentada anteriormente.

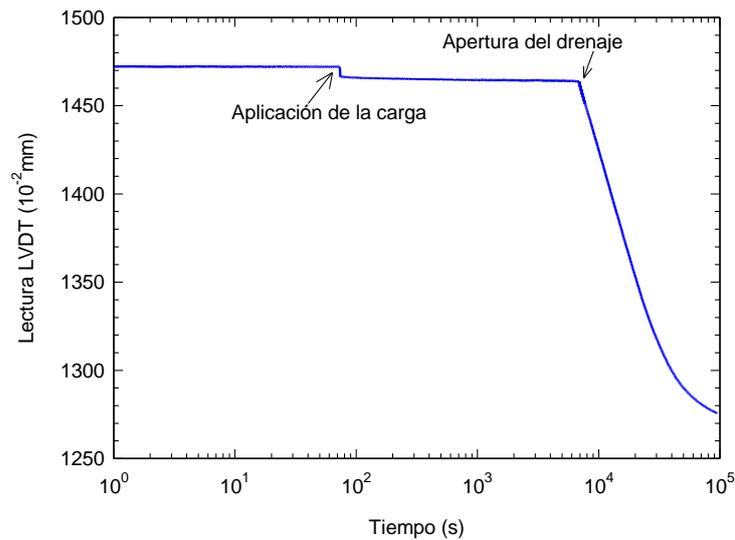
Comparando las dos geometrías se aprecia que los valores iniciales para la menor área de sustitución ( $N=4$ ) son mayores, posteriormente la columna plastifica y el SCF decrece más rápidamente. En los ensayos con geometría  $N=4$  el valor de SCF para los ensayos densos está comprendido entre 11 y 4 mientras que en los flojos está comprendido entre 7 y 4. Lo mismo ocurre en los ensayos con geometría  $N=3$ , donde los valores del SCF están comprendido entre 14 y 4 y 4 y 2.5 respectivamente.



**Figura 2.30. SCF finales**

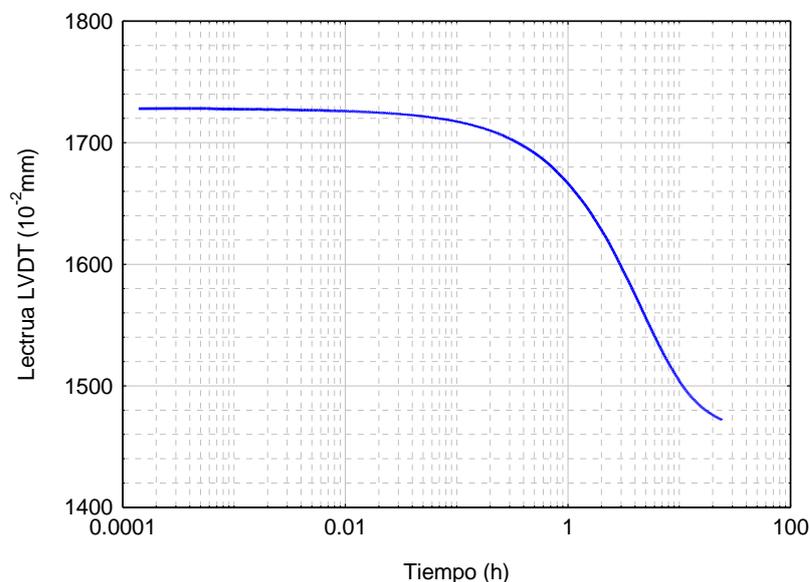
## Asientos

Los asientos producidos en la rebanada de estudio a lo largo de cada escalón de carga se han registrado mediante un LVDT colocado en la parte superior de la célula Rowe-Barden. Como se trata de un modelo de carga rígida, la deformación es uniforme en toda la superficie de la muestra, siendo por tanto suficiente la medida del asiento en un único punto. Cada escalón está compuesto por dos fases: la fase de aplicación de carga sin drenaje en la que se observa un descenso puntual en el momento de aplicación de la carga, manteniéndose constante a partir de ese momento hasta la apertura del drenaje. Una vez que se permite el drenaje se observa la evolución de los asientos a lo largo de la consolidación (Figura 2.31). El descenso puntual en el momento de aplicación de la carga cuando no se permite el drenaje puede ser debido a la deformación del posible aire que está ocluido en el sistema.



**Figura 2.31. Lectura registrada por el LVDT en el escalón 200-300 del ensayo 8N4**

A modo de ejemplo, se presenta en la Figura 2.32 la evolución de los asientos durante el proceso de consolidación del escalón 200-300 del ensayo 8N4. En la figura se muestran las lecturas registradas en el LVDT frente al tiempo en escala logarítmica, obteniéndose una curva típica de consolidación. Las medidas registradas en el resto de escalones de carga se presentan en el Apéndice B.



**Figura 2.32. Asiento durante la consolidación en el escalón 200-300 del ensayo 8N4**

Una de las propiedades más importantes de las columnas de grava es la capacidad de reducción de asientos, y una forma de evaluar esta mejora es mediante el denominado factor de reducción de asientos ( $\beta$ ) que relaciona el asiento del suelo tratado con el

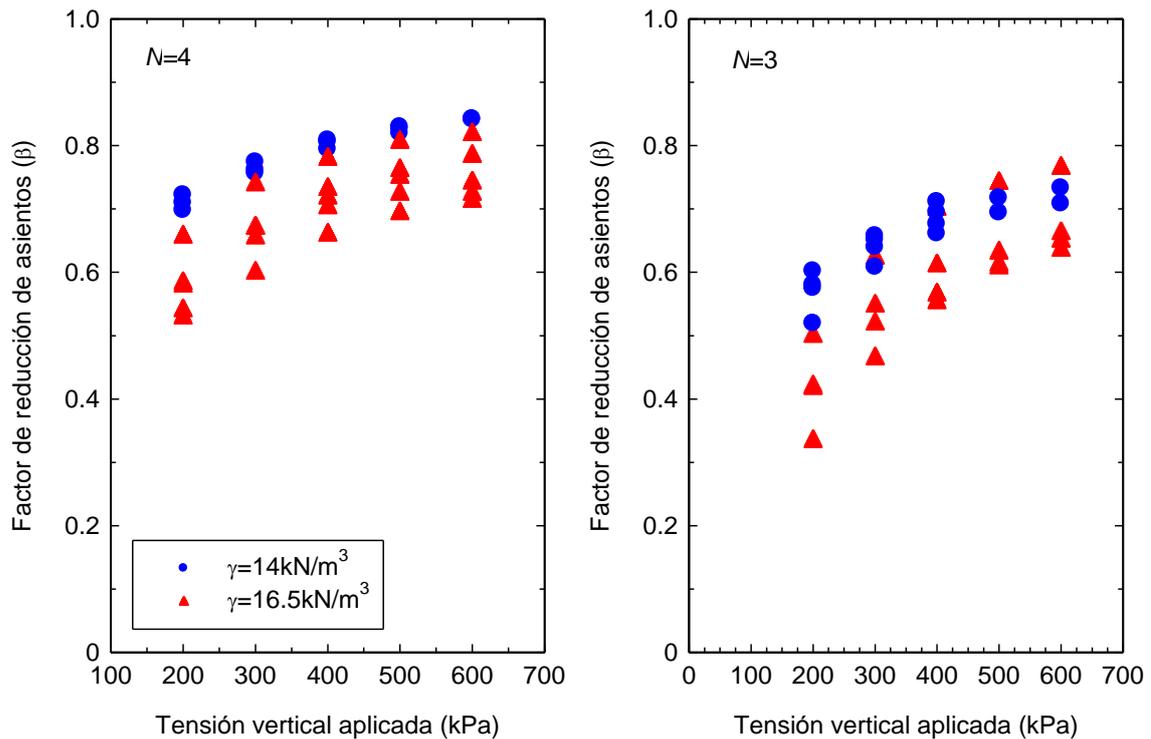
producido en el suelo sin tratamiento. Para la obtención de este factor en los ensayos realizados se utiliza como referencia el ensayo edométrico sin columna, realizado en la célula Rowe, presentado en Cimentada (2009). Como la altura en ambos ensayos, con y sin columna, no es exactamente la misma, es necesario realizar la comparación en términos de deformaciones unitarias. Esta deformación unitaria calculada para cada uno de los escalones se referencia a la altura correspondiente a la consolidación inicial del conjunto suelo-columna a 100 kPa ( $H_{100}$ ). Estas alturas iniciales son similares en todos los ensayos realizados variando ente 68.5 mm y 72 mm.

**Tabla 2.10. Factor de reducción de asientos  $\beta$**

N=4 $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$	0.713	0.743	0.725	0.819	0.785
N=4 $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$	<i>0.935</i>	0.841	0.842		
N=3 $\gamma_d = 16.5 \text{ kN/m}^3$	0.663	0.636	0.651	0.766	
N=3 $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$	<i>0.864</i>	0.733	<i>0.856</i>	0.708	

En la Tabla 2.10 se presentan los valores obtenidos del factor de reducción de asientos al final de cada uno de los ensayos realizados junto con los de Cimentada (2009) para las columnas densas. Se marcan en rojo y en cursiva los correspondientes a los ensayos en los que se produjeron incidencias con la carga dando por tanto valores anómalos. Los valores medios obtenidos para los ensayos con una geometría de  $N=4$  son de aproximadamente 0.75 y 0.84 para los ensayos densos y flojos respectivamente y para la geometría  $N=3$  son de 0.65 y 0.73. Se observa por tanto que los asientos se reducen aproximadamente un 11% cuando la densidad relativa de la grava se incrementa del 30% al 100%. Comparando las diferentes áreas de sustitución se observa una mejora en torno al 13% al pasar de un área de sustitución del 6% al 11%.

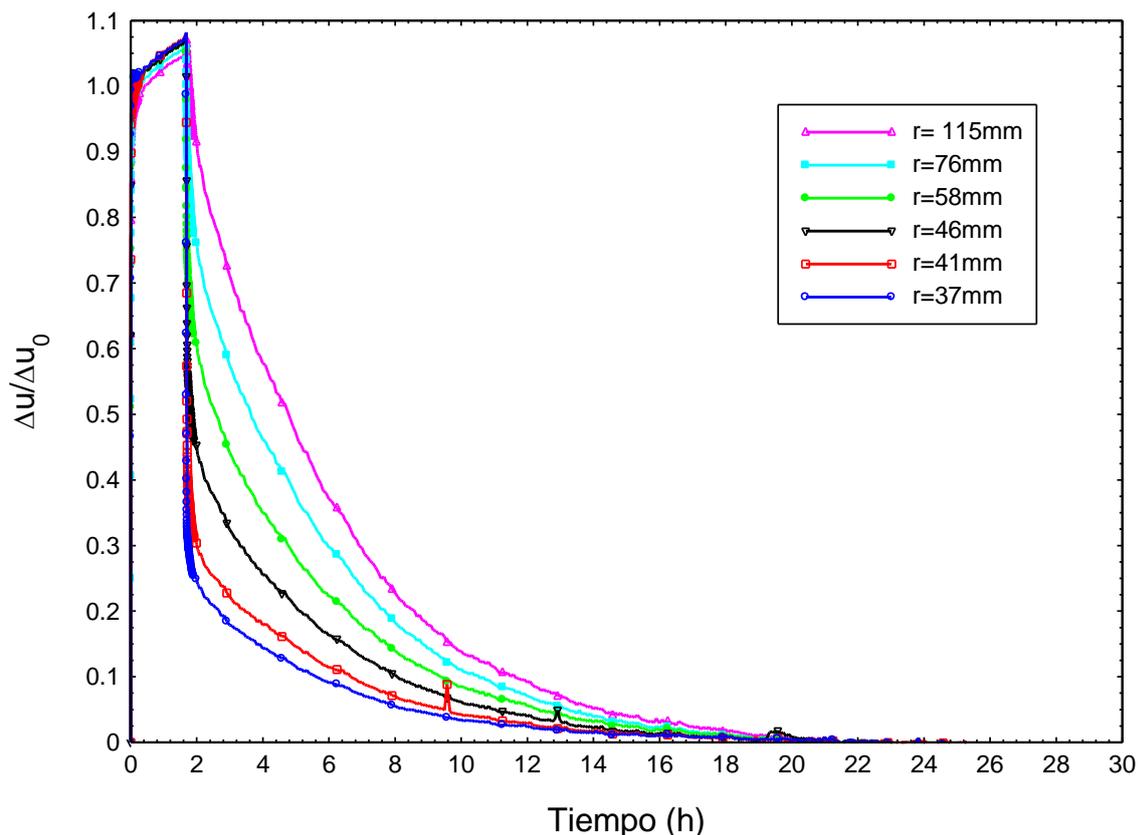
El factor de reducción de asientos acumulado para cada escalón de carga se presenta en la Figura 2.33, para las dos densidades y geometrías  $N=3$  y  $N= 4$ . Se observa que la reducción de los asientos disminuye con la carga aplicada y que la reducción de asientos obtenida en los ensayos densos es mayor que la obtenida en los flojos. Su diferencia es mayor en los primeros escalones y se reduce a medida que se incrementa la carga, al igual que ocurre con las rigideces de la columna.



**Figura 2.33. Factor de reducción de asentamientos al final de cada escalón**

### Presiones intersticiales

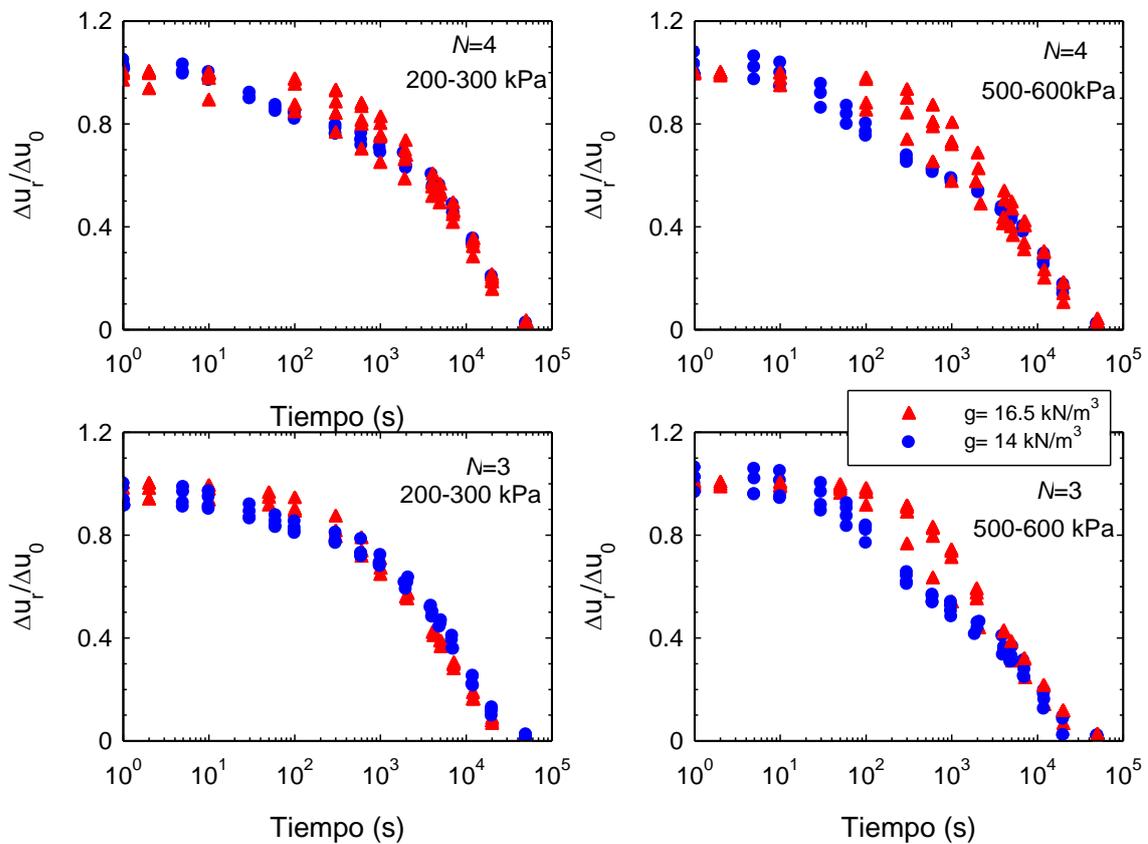
Las medidas de las presiones intersticiales se ha realizado en los puntos señalados anteriormente en el apartado 2.2.2 en el que se describe el modelo de ensayo. Las lecturas obtenidas por cada uno de estos sensores se presentan mediante la relación de los incrementos de presión intersticial registrados dividido por el incremento de presión aplicada ( $\Delta u_r / \Delta u_0$ ). A modo de ejemplo, se presentan en la Figura 2.34 las lecturas registradas en el escalón de carga de 200 a 300 kPa del ensayo 8N4. El resto de lecturas se encuentran recogidas en el apéndice B correspondiente a los ensayos.



**Figura 2.34. Incremento de las presiones intersticiales frente al tiempo del escalón 200-300 kPa. Ensayo 8N4**

En la Figura 2.34 se distinguen claramente las dos fases que conforman el escalón, la primera de aplicación de carga sin drenaje y la segunda en la que se produce la consolidación. En la fase de carga sin drenaje se observa un incremento progresivo de las presiones intersticiales hasta alcanzar aproximadamente el valor del incremento de presión aplicado en el escalón. En la Figura 2.34 se aprecia como el incremento de presión intersticial alcanzado es mayor de la unidad lo que se debe a la influencia de los fenómenos reológicos del suelo. Una vez que se permite el drenaje, durante la fase de consolidación, se percibe un descenso del incremento de presión intersticial más rápido en los sensores más cercanos a la columna, produciéndose más lentamente en los más alejados, como es lógico al ser el camino de drenaje más corto en los sensores más cercanos. Una vez transcurridas unas 20 horas desde la apertura del drenaje se observa que los incrementos de presiones intersticial se han disipado y permanecen estables hasta el fin de la etapa una vez transcurridas 24 horas.

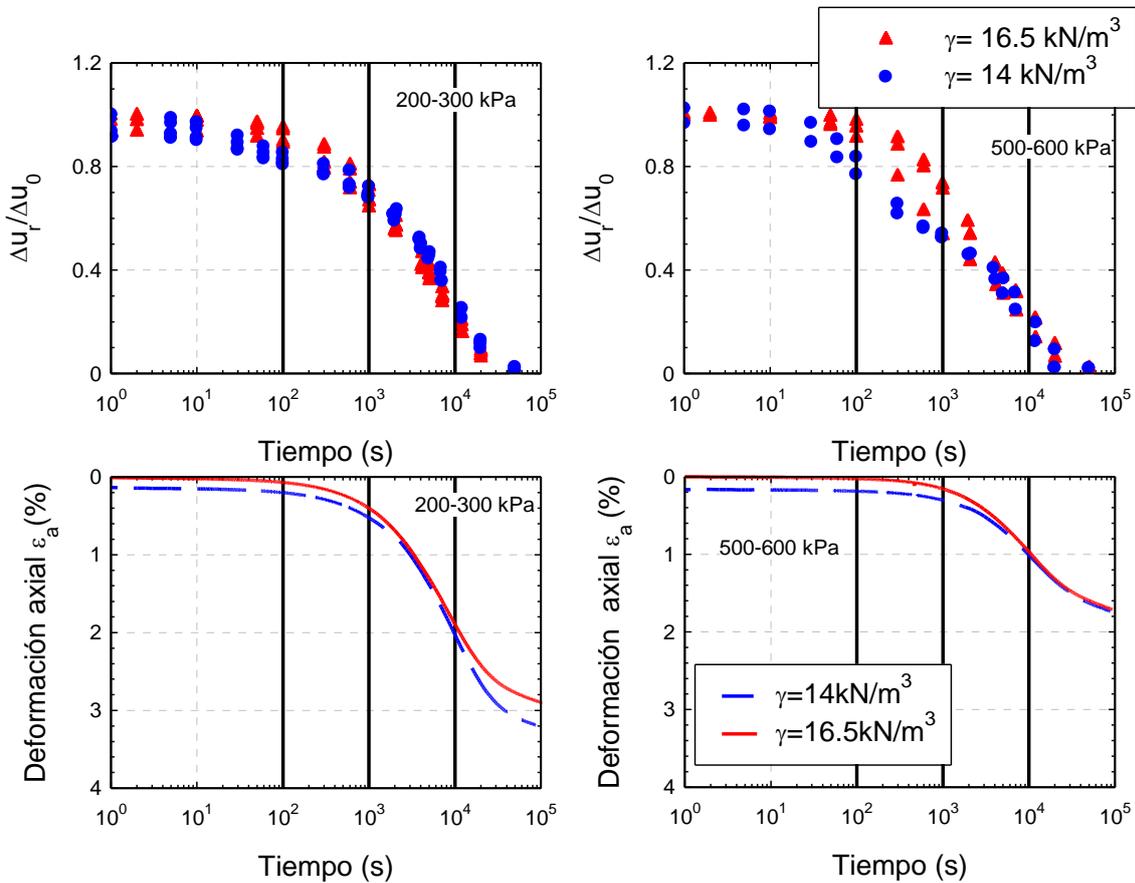
El proceso de disipación de las presiones intersticiales en cada uno de los escalones de carga se muestra en la Figura 2.35 para ambas densidades y geometrías.



**Figura 2.35. Disipación del exceso de presión intersticial con el tiempo. Ensayos  $N=4$**

Se observa en la Figura 2.35 que los valores finales e iniciales obtenidos para ensayos con ambas densidades son similares, sin embargo en los valores intermedios comprendidos entre los 10 y los  $10^3$  segundos su tendencia es diferente. La disipación de presiones intersticiales calculada para los ensayos densos sigue la tendencia dada por la solución de Barron (1948), como se mostrará posteriormente en la comparación de los resultados con las soluciones teóricas. Sin embargo, los valores correspondientes a los ensayos flojos no siguen dicha tendencia, ya que existe una disipación de presiones intersticiales con una tendencia hasta transcurridos aproximadamente  $10^2$  segundos, pasados estos entre los  $10^2$  y  $10^3$  segundos se ralentiza, y posteriormente vuelve a acelerarse la disipación igualándose a los resultados obtenidos en los ensayos densos, por lo que sigue el patrón de las cuatro fases presentado anteriormente, como se

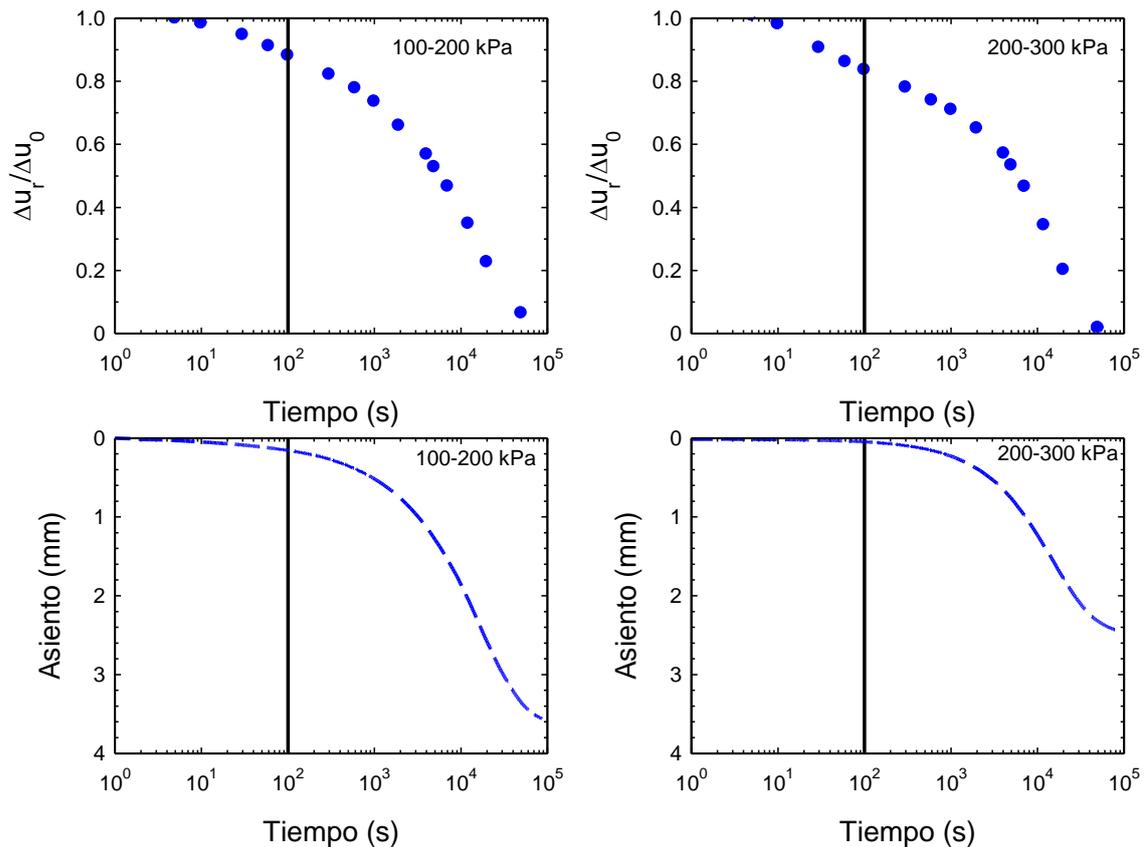
observa en la Figura 2.36 en la que se representa la disipación del exceso de presión intersticial y los asientos conjuntamente para la geometría  $N=3$ .



**Figura 2.36. Disipación del exceso de presión intersticial y asientos para ensayos con geometría  $N=3$**

En la Figura 2.36 se han marcado de forma orientativa los tiempos establecidos para dichas fases ( $10^2$ ,  $10^3$  y  $10^4$ s), ya que en cada caso estos valores varían ligeramente. En todos los escalones de carga en los que el caolín está normalmente consolidado se registra un descenso importante de las presiones intersticiales para tiempos inferiores a los  $10^2$  s. Por el contrario, en el primer escalón de carga (100-200 kPa) en el que el caolín está sobreconsolidado las presiones intersticiales no descienden tan bruscamente, siendo esta respuesta más parecida a la predicha por la teoría (Barron, 1948), tal y como se puede observar en la Figura 2.37. Este cambio en el comportamiento puede deberse entre otros aspectos a la viscosidad del caolín que hace que su respuesta frente a las cargas no sea inmediata. La viscosidad del caolín es más elevada cuando está normalmente consolidado (escalón 200-300 kPa y sucesivos), retrasando en mayor

medida su respuesta. En la Figura 2.37 se aprecia que el quiebro en las presiones intersticiales para el escalón de 200-300 kPa se produce una vez transcurridos 120 s, coincidiendo aproximadamente con el comienzo de los asientos. La respuesta para el primer escalón de carga (100-200 kPa) es más rápida debido a que el caolín está sobreconsolidado, empezando a asentarse para tiempos cercanos a 10 s, de tal forma que no se aprecia ningún quiebro en las presiones intersticiales.



**Figura 2.37. Disipación de presiones intersticiales y asientos de los dos primeros escalones de carga para ensayos  $D_r=30\%$  y geometría  $N=4$ .**

Las diferencias observadas en la disipación de presiones intersticiales entre los ensayos densos y flojos parecen ser debidas a la mejora realizada en el equipo de ensayo descrita en el apartado 2.2.1. El permitir la limpieza de las piedras porosas situadas en cada uno de los puntos de medida intersticial hace que no se colmaten permitiendo registrar de una forma más precisa las presiones intersticiales.

Comparando las dos geometrías analizadas, se observa que los ensayos realizados con las columnas de mayor diámetro disipan las presiones intersticiales más rápido, algo que era de esperar ya que se reduce el camino de drenaje.

### **Coefficiente de consolidación**

La determinación del coeficiente de consolidación radial se ha realizado a partir de los datos registrados de la deformación axial. El método empleado ha sido el propuesto por Robinson (1997) para asiento uniforme, obtenido a partir del método del punto de inflexión propuesto por Cour (1971) aplicado en este caso a la dirección radial. Está basado en la expresión propuesta por Barron (1948) para el grado de consolidación presentada en la ecuación (1.20) y en que para el tiempo correspondiente al punto de inflexión el grado de consolidación es siempre el mismo ( $U_r=63.21\%$ ) obteniéndose así la expresión que da lugar a este coeficiente:

$$c_r = \frac{F_{(N)} D_e}{8 t_i} \quad (2.7)$$

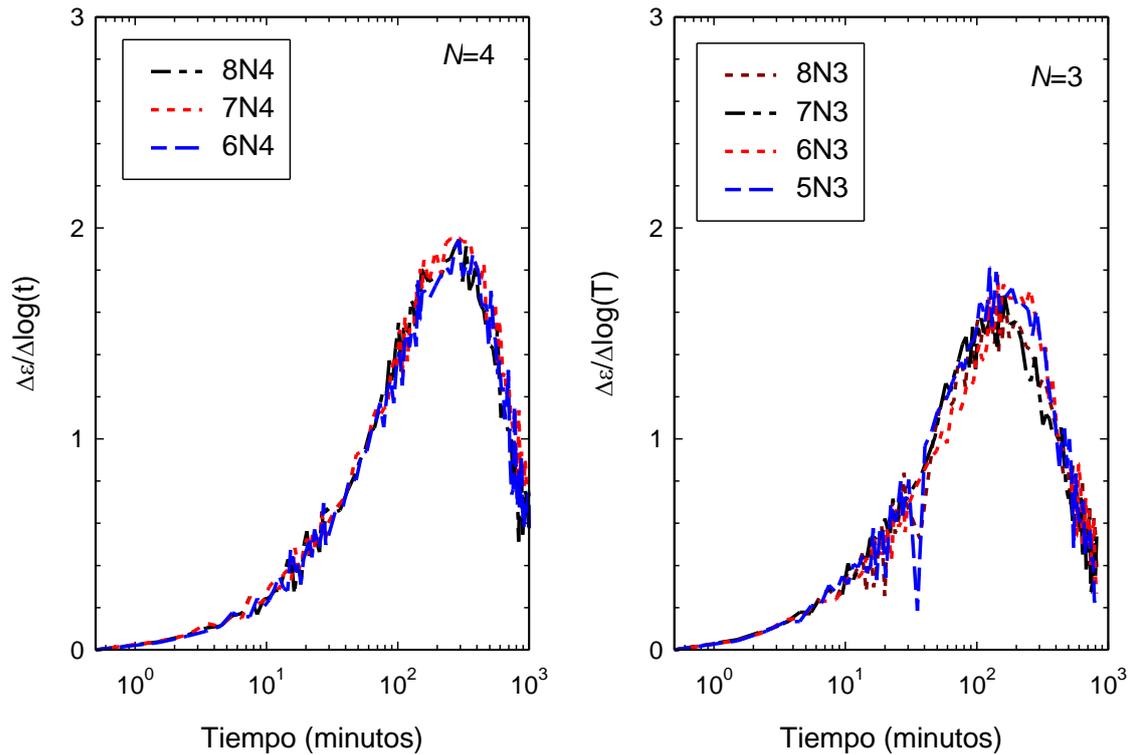
Siendo:

$t_i$  tiempo correspondiente al punto de inflexión.

$F_{(N)}$  una función que representa la relación de diámetros  $N$  cuya expresión es la siguiente:

$$F_{(N)} = \frac{N^2}{(N^2 - 1)} \ln(N) - \frac{(3N^2 - 1)}{4N^2} \quad (2.8)$$

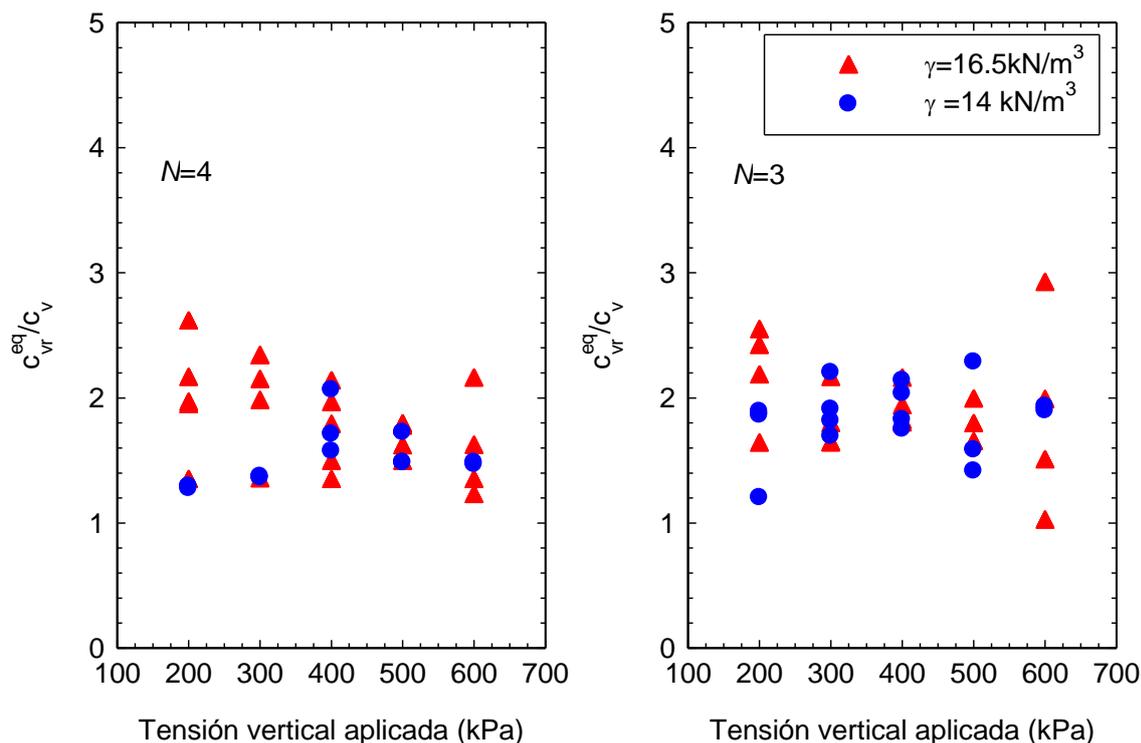
El tiempo correspondiente al punto de inflexión se obtienen representando la deformación sufrida por la muestra entre el logaritmo del tiempo frente al tiempo, como se presenta en la Figura 2.38. En ella se presentan a modo de ejemplo los gráficos correspondientes al escalón 200-300 de los ensayos realizados con la grava floja de los ensayos con geometría  $N=4$  y  $N=3$ , habiéndose obtenido también las restantes para todos los escalones de carga de cada uno de los ensayos.



**Figura 2.38. Velocidad del asiento frente al tiempo para el escalón de carga 200-300kPa en los ensayos.  $N=4$  y  $N=3$**

En la Figura 2.38 se aprecia que los resultados obtenidos con los datos de los ensayos con las mismas características son similares, obteniendo por tanto valores del tiempo de inflexión y del coeficiente de consolidación radial similares. El resto de escalones han sido tratados del mismo modo para obtener los valores de los coeficientes de consolidación radiales.

Los coeficientes de consolidación radial obtenidos de este modo ( $c_{vr}^{eq}$ ) han sido normalizados con el valor del coeficiente de consolidación medio estimado del caolín en un ensayo edométrico que es  $0.0216\text{m}^2/\text{día}$ . La relación obtenida entre ambos se presenta en la Figura 2.39 para todos los ensayos.



**Figura 2.39. Coeficiente de consolidación calculado con el método de Robinson (1997)**

Los valores obtenidos del coeficiente de consolidación radial son similares para ambas densidades. El coeficiente de consolidación obtenido del ensayo edométrico del caolín incrementa conforme se aumenta la carga cuando está normalmente consolidado (Cimentada, 2009). Sin embargo, se observa en la Figura 2.39 que los valores obtenidos del coeficiente de consolidación radial equivalente obtenidos o bien se mantienen más o menos constantes o incluso descienden con las cargas aplicadas. Esto se debe a la existencia de la columna de grava que hace que el coeficiente de consolidación obtenido dependa además del módulo edométrico de suelo blando, del módulo edométrico de la columna y del área de sustitución. Estos valores varían a lo largo del ensayo, reduciéndose o incrementándose el módulo de la columna según sea floja o densa. Se presume, que debido a todas estas variaciones que tienen lugar a lo largo del ensayo a medida que la carga se aplica, se obtiene valores del coeficiente de consolidación equivalente que son más o menos constantes a lo largo del ensayo en los realizados con grava floja, y en los densos se aprecia una pequeña reducción en su valor conforme se aplica la carga.

Comparando ambas geometrías se obtienen unos valores algo mayores para los ensayos con mayor área de sustitución tal y como se esperaba debido a que el camino de drenaje es menor y a que la columna toma más carga.

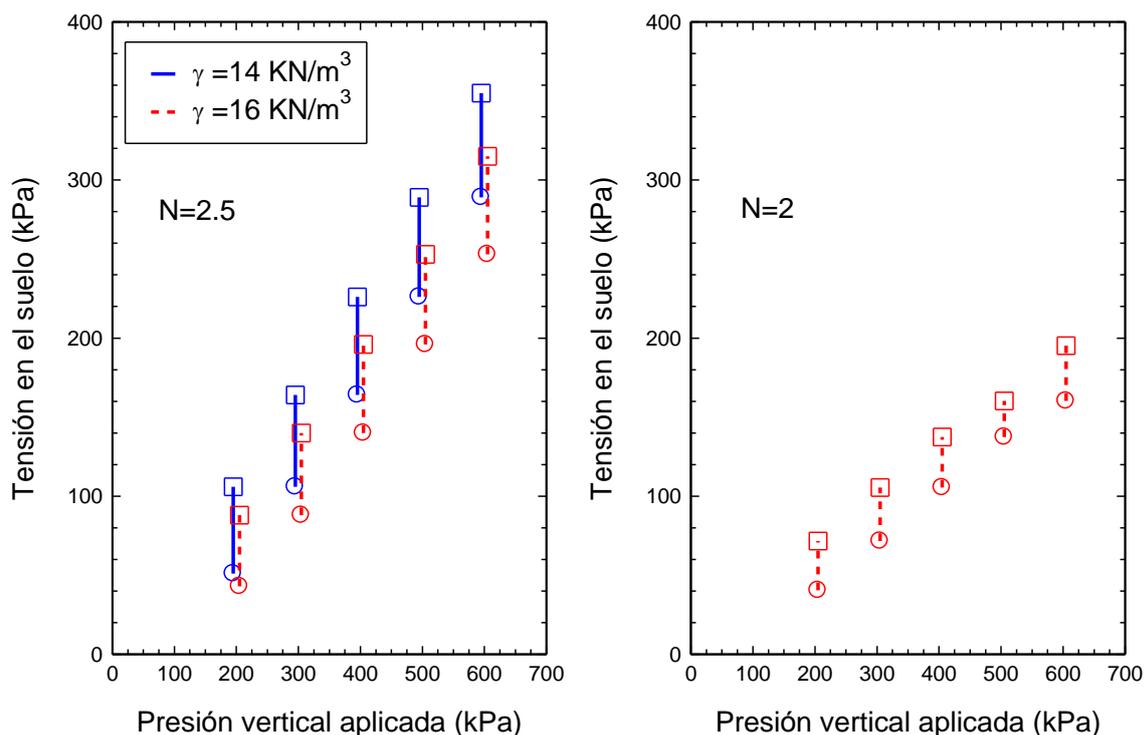
## 2.2.7 Nuevos diámetros de la columna

Los resultados obtenidos en la segunda serie de ensayos realizados con las nuevas geometrías correspondientes a mayores áreas de sustitución se presentan a continuación siguiendo el mismo esquema que el empleado anteriormente. Estos ensayos se han realizado con unas geometrías correspondientes a una relación de diámetros de  $N=2$  y  $N=2.5$  y con la columna de grava formada con grava con unos pesos específicos secos de  $16\text{kN/m}^3$  y  $14\text{kN/m}^3$ . De este modo además de estudiar las nuevas áreas de sustitución se pretende analizar también la influencia de la densidad. Los ensayos con geometría  $N=2$  se han realizado solo con columnas densas  $Dr=90\%$ .

Los registros de las medidas se realizan de igual manera que para los ensayos presentados anteriormente, al igual que la obtención de cada una de las medias. Todas las medidas realizadas se encuentran recogidas en el apéndice B, presentándose a continuación los resultados más relevantes para el análisis.

### Tensiones en el suelo y la columna

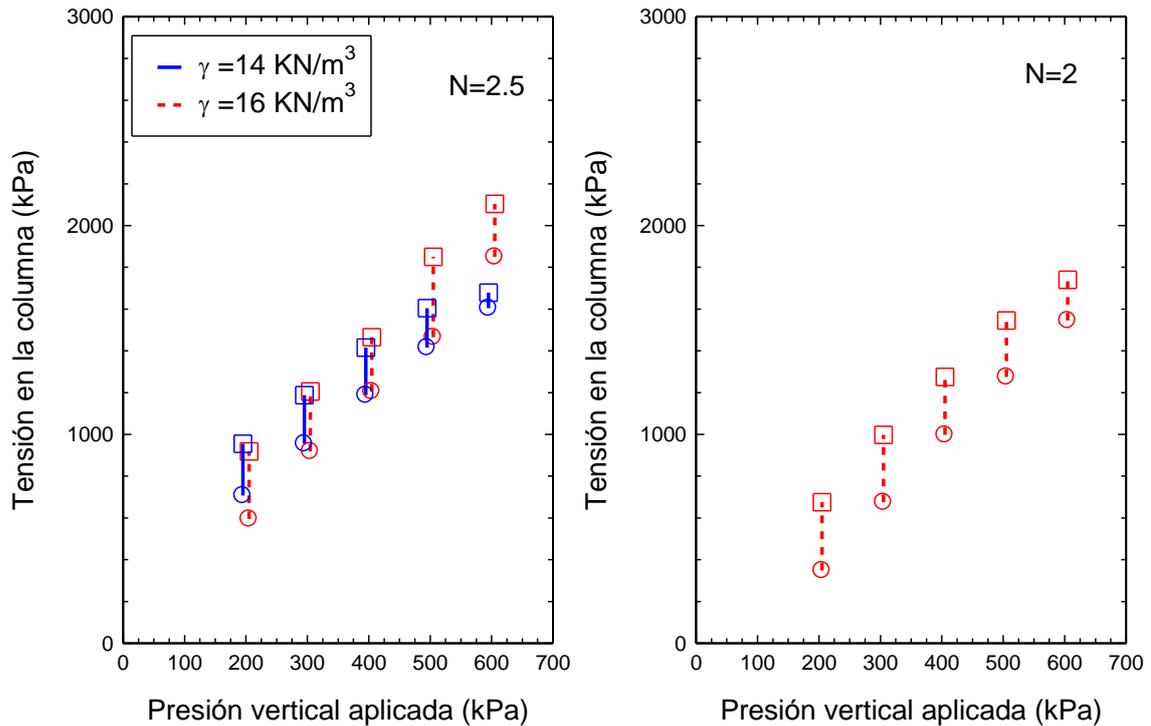
Con todas las lecturas obtenidas en los ensayos se realizan las medias de aquellos que tienen las mismas características (geometría y densidad) y se presentan los rangos de tensiones totales en el suelo en la Figura 2.40 y en la columna en la Figura 2.41, presentándose la tensión al inicio del escalón con un círculo y al final con un cuadrado. Las conclusiones son similares a las presentadas anteriormente para las geometrías  $N=3$  y  $N=4$  y se comentan a continuación. Se observa que tanto para el suelo como para la columna las tensiones se incrementan conforme se aumenta la carga aplicada, ya que la carga total es mayor. Las tensiones en el terreno ( $\sigma_{vs}$ ) para los ensayos flojos son mayores que los densos debido a que la columna tiene una rigidez menor soportando por tanto cargas menores que en los casos de columnas densas. Esta diferencia es de aproximadamente un 20% menos. Por el contrario las tensiones soportadas por la columna son mayores en los ensayos densos.



**Figura 2.40. Tensiones en el suelo**

Comparando las áreas de sustitución se aprecia que las cargas soportadas por el suelo en los ensayos con columnas de mayor diámetro son menores ya que la columna libera al terreno de una proporción de carga mayor.

En la Figura 2.41 se presentan los rangos de tensiones soportados por la columna. Se observa que las tensiones soportados por la columna floja son algo menores que las de la densa, como era de esperar. Sin embargo, la columna densa soporta menos cargas de las esperadas, lo que puede ser debido al tamaño del tubo de hincado de esta geometría, ya que si es algo más grande genera un orificio mayor al diámetro de la columna y ésta al descongelarse se afloja reduciendo algo su densidad.



**Figura 2.41. Tensiones en la columna**

A continuación se presenta el estudio de la relación de rigideces columna-suelo, necesario para poder contrastar los resultados obtenidos en los ensayos con las diferentes soluciones analíticas. Se considera, al igual que para los ensayos con geometría  $N=3$  y  $N=4$ , que el módulo edométrico de la columna es constante y que únicamente varía el del caolín con la tensión aplicada. El módulo edométrico del caolín se calcula de igual forma que para los otros ensayos a partir de las tensiones medias ( $p'_s$ ). Los valores de las presiones medias a las que está sometido el caolín en cada escalón, así como el módulo edométrico y la relación de rigideces columna-suelo obtenidos, se muestran en la Tabla 2.11. Tanto las tensiones medias como el módulo edométrico del suelo en los escalones en los que el suelo está normalmente consolidado ( $\sigma_c > 100 \text{ kPa}$ ) son menores en estos ensayos que en los presentados en la Tabla 2.11 para las geometría  $N=4$  y  $N=3$ .

**Tabla 2.11. Valores de las tensiones medias en el suelo y módulo edométrico del caolín así como la relación de módulos de todos los ensayos. a) densos y b) flojos**

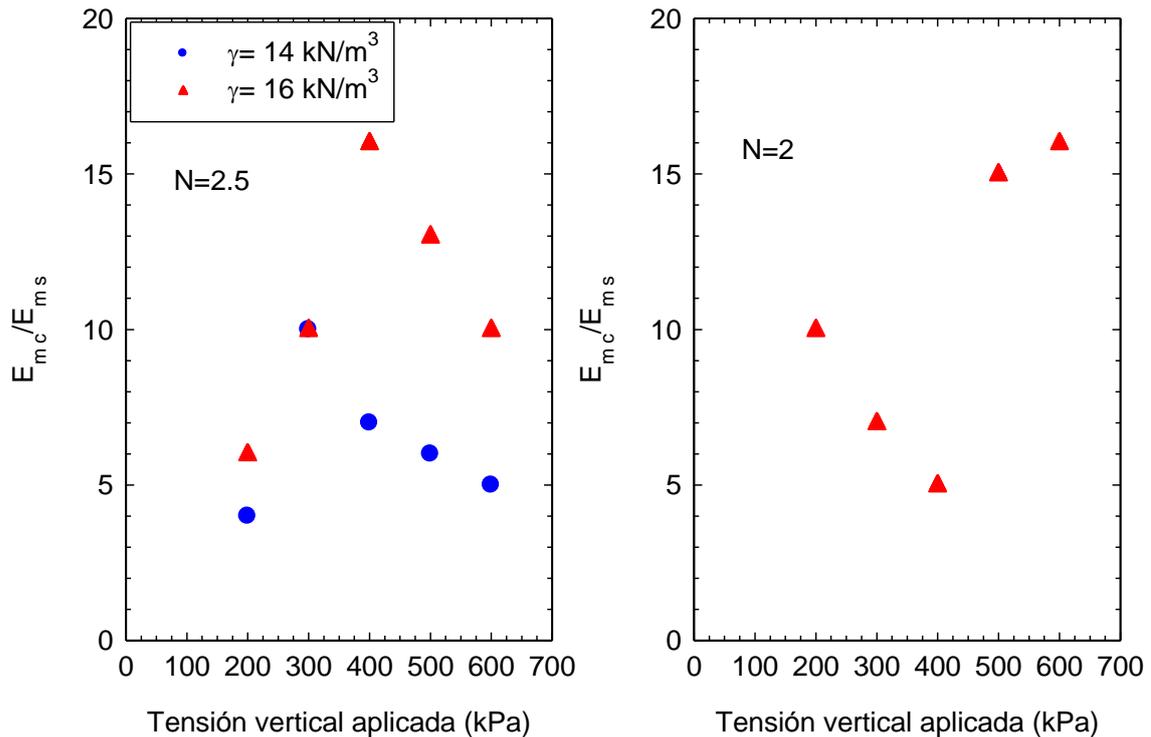
(a) Densidad 16kN/m<sup>3</sup> N=2.5 N=2

Escalón de carga (kPa)	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$
100-200	50-80	5125	6	35-50	3370	10
200-300	80-115	3165	10	50-70	4915	7
300-400	115-155	2040	16	70-100	6945	5
400-500	155-195	2580	13	100-135	2140	15
500-600	195-240	3150	8	135-170	2090	16

(b) Densidad 14kN/m<sup>3</sup> N=2.5

Escalón de carga (kPa)	$p'_s$ (kPa)	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$
100-200	70-105	4725	4
200-300	105-145	1920	10
300-400	145-190	2500	7
400-500	190-240	3135	6
500-600	240-290	3775	5

El valor del módulo edométrico de la grava escogido para los ensayos densos realizados con un peso específico seco de 16 kN/m<sup>3</sup> correspondiente a una  $D_r$  del 90% es de 30000 kPa como se ha presentado en el apartado 2.2.3. El correspondiente a los ensayos flojos es el mismo que el empleado anteriormente, es decir de 17000 kPa ya que la densidad es la misma ( $D_r = 30\%$ ) como se recoge en el apartado 2.2.3.

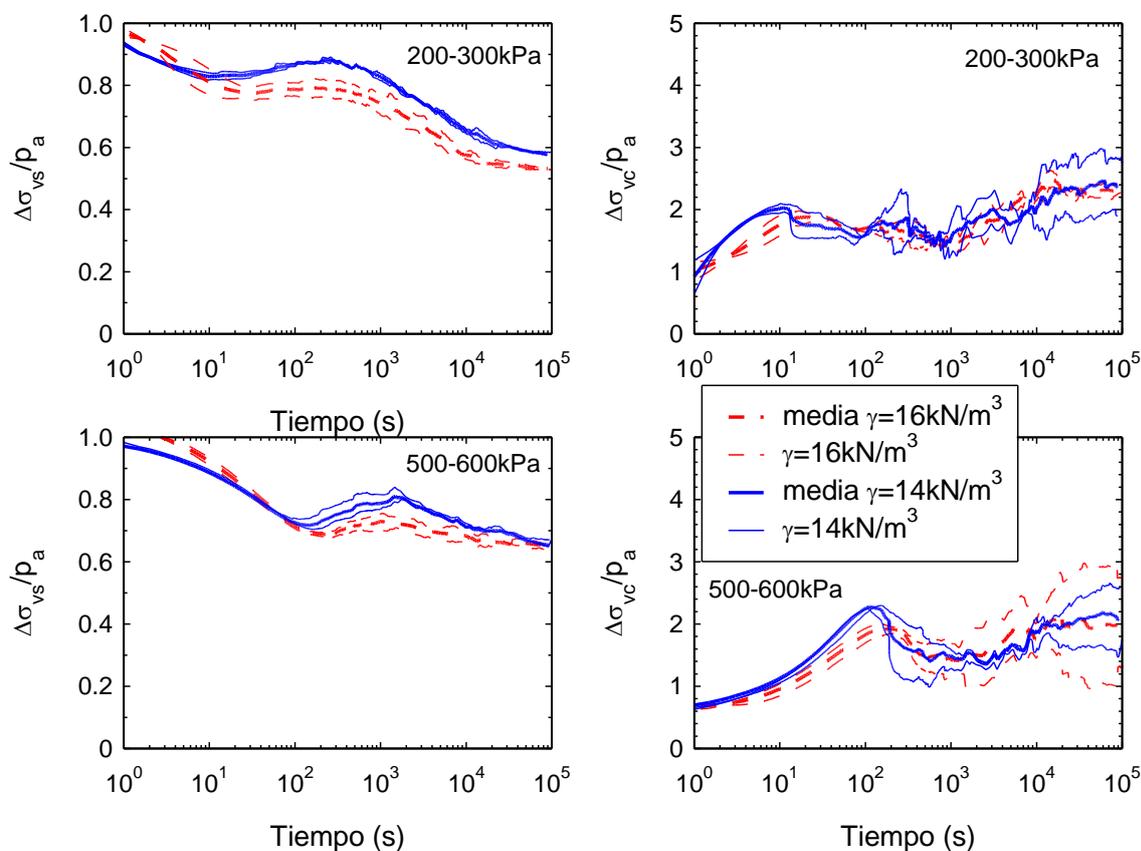


**Figura 2.42. Relación de rigideces columna-suelo**

Las relaciones de rigidez columna-suelo obtenidas se presentan de forma gráfica en la Figura 2.42. La tendencia está clara para los tres casos diferentes presentados, la relación de rigideces decrece en los escalones en los que el suelo está sobre consolidado (SC), produciéndose un salto en el escalón de cambio entre suelo sobre consolidado y suelo normalmente consolidado, reduciéndose después en los escalones posteriores cuando el suelo está normalmente consolidado (NC). Esto se debe a que el módulo del caolín se reduce al pasar de estar SC a NC. Por lo tanto, se observa que para los ensayos densos con una relación de diámetros igual a  $N=2.5$  el suelo se encuentra SC durante los dos primeros escalones de carga mientras que en los flojos sólo en el primero. En los ensayos con geometría  $N=2$  el suelo se encuentra SC durante los 3 primeros escalones quedando solamente los dos últimos con el suelo NC.

El proceso de transmisión de carga del suelo a la columna durante los ensayos con estas nuevas geometrías se observa en la Figura 2.43 para los ensayos correspondientes a  $N=2.5$  y Figura 2.44 para los de  $N=2$ , en las que se presentan los valores medios de los incrementos de tensión en el suelo y la columna divididos por el incremento de carga

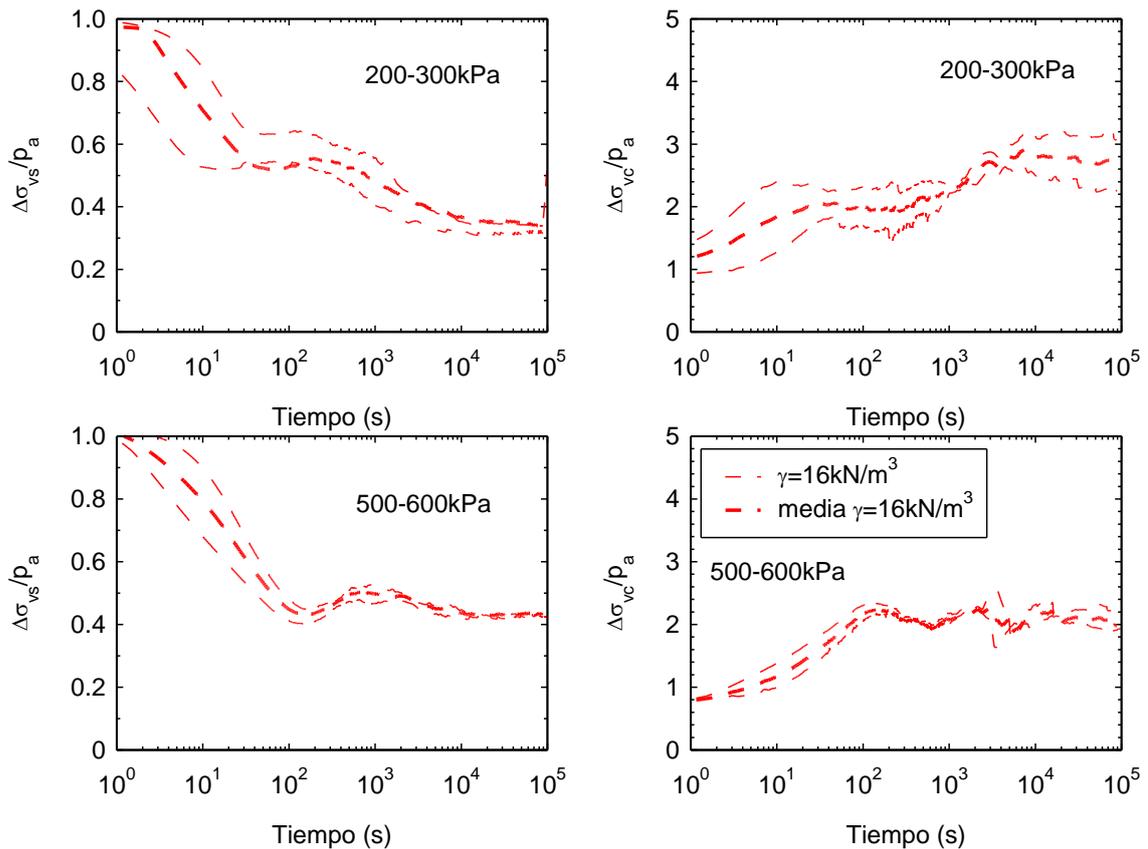
aplicada en cada escalón ( $p_a=100\text{kPa}$ ), a lo largo de la fase de consolidación para dos escalones de carga de 200 a 300 kPa y de 500 a 600 kPa.



**Figura 2.43. Tensiones en el suelo y la columna ensayos  $N=2.5$**

Comparando ambas densidades se aprecia que la diferencia tanto en las tensiones en el suelo como en la columna es pequeña entre los ensayos flojos y densos, mucho menor que en los ensayos presentados anteriormente con las áreas de sustitución menores. Esto puede ser debido a la mayor dimensión del tubo de hincado correspondiente a esta geometría comentado anteriormente.

Comparando los resultados presentados para ambas geometrías se observa que la tendencia que siguen tanto las tensiones en la columna como en el terreno son las mismas para ambas densidades y geometrías, e iguales a las presentadas anteriormente para las áreas de sustitución menores ( $N=3$  y  $N=4$ ). Las tensiones en el terreno son un 20% menores para los ensayos de mayor área de sustitución  $N=2$ , al ser mayor el área de la columna y soportar por tanto una mayor parte de la carga.

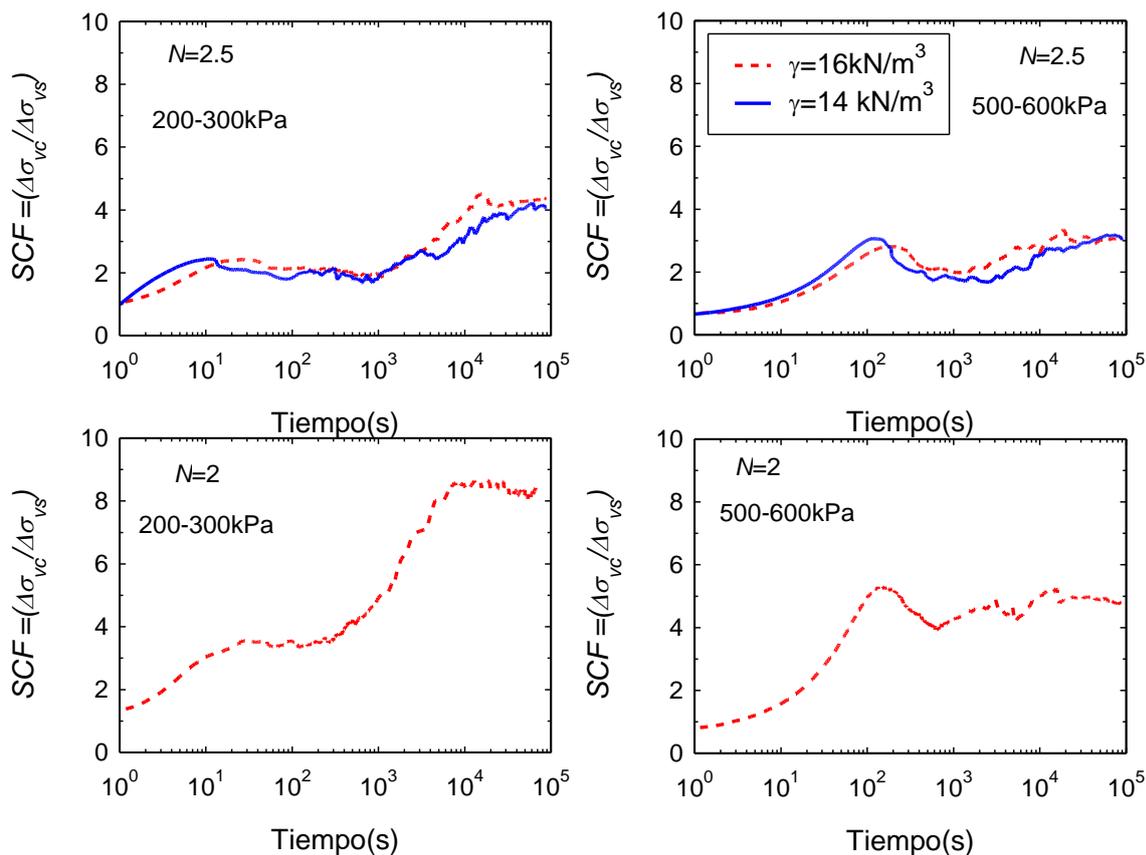


**Figura 2.44. Tensiones en el suelo y la columna ensayos  $N=2$**

### Factor de concentración de tensiones *SCF*

La evolución del *SCF* a lo largo del proceso de consolidación se muestra en la Figura 2.45 para ambas geometrías  $N=2.5$  y  $N=2$ , en la que se representan los valores medios para cada densidad.

En todos los casos se observan las cuatro fases presentadas en el apartado anterior en las que se aprecia un aumento del *SCF* hasta transcurridos unos 100 segundos, seguida del tramo de transición y la posterior plastificación de la columna cuando, una vez producida, ya no hay incremento en la carga que soporta. Este comportamiento coincide con el descrito para las geometrías  $N=3$  y  $N=4$ . Comparando ambas geometrías se aprecia que los valores del *SCF* para la mayor área de sustitución son mayores existiendo una mayor diferencia en el escalón de menor carga.



**Figura 2.45. SCF a lo largo de los escalones de carga en los ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

Comparando los valores del *SCF* para ambas densidades en los ensayos con geometría  $N=2.5$  se aprecia que los valores son muy similares a lo largo de todo el proceso por lo comentado anteriormente.

Los valores del *SCF* para la situación drenada, es decir al final de cada uno de los escalones de carga aplicados, se muestran de forma gráfica en la Figura 2.46. En ella se aprecia que la evolución de los valores registrados del *SCF* conforme se aplica la carga es la esperada, ya que se va reduciendo y se realiza de manera rápida en la transición de los primeros escalones de carga que es donde la rigidez de la columna más varía.

La mayoría de los valores obtenidos en los ensayos están dentro del rango habitual (3-10). Los correspondientes a los ensayos  $N=2$  están comprendidos entre 11 y 5 para los ensayos con geometría  $N=2.5$  están comprendidos entre 6 y 3 y entre 5 y 2.5, para los ensayos densos y flojos respectivamente De estos resultados se deduce que los valores obtenidos en los ensayos de grava densa con geometría  $N=2.5$  son algo bajos, ya que son muy similares a los alcanzados con la grava floja y además son mucho menores que

los obtenidos con la geometría mayor ( $N=2$ ), lo que puede ser debido al mayor tamaño del tubo de hincado descrito anteriormente. Ya que los tubos de hincado superan el diámetro de la columna en 1 mm para facilitar su colocación y el correspondiente a esta geometría supera el diámetro en aproximadamente 3 mm.

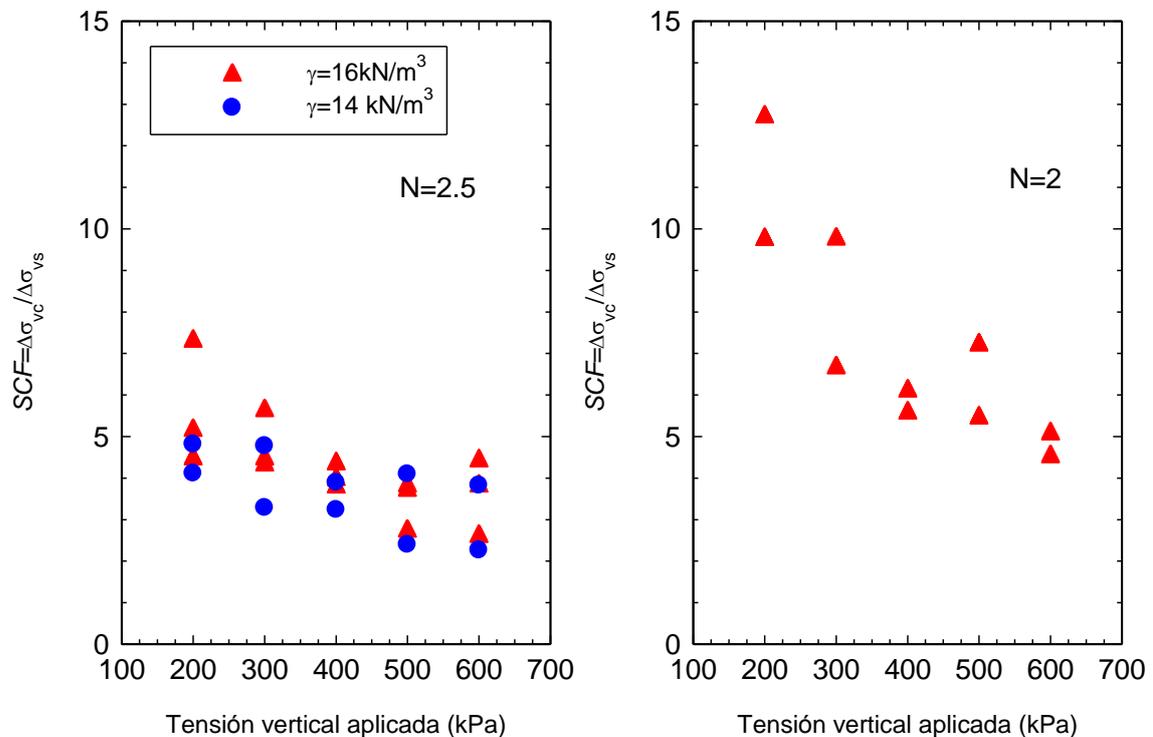


Figura 2.46.  $SCF$  al final de cada escalón de carga

## Asientos

Las deformaciones verticales se han obtenido con la ayuda del LVDT colocado en la parte central de la tapa de la célula, y se han registrado de igual forma a los presentados para los ensayos de menores áreas de sustitución. Las medidas se presentan en el apéndice B.

El factor de reducción de asientos se ha calculado también de igual forma y se presentan los valores obtenidos al final de cada uno de los ensayos realizados en la Tabla 2.12.

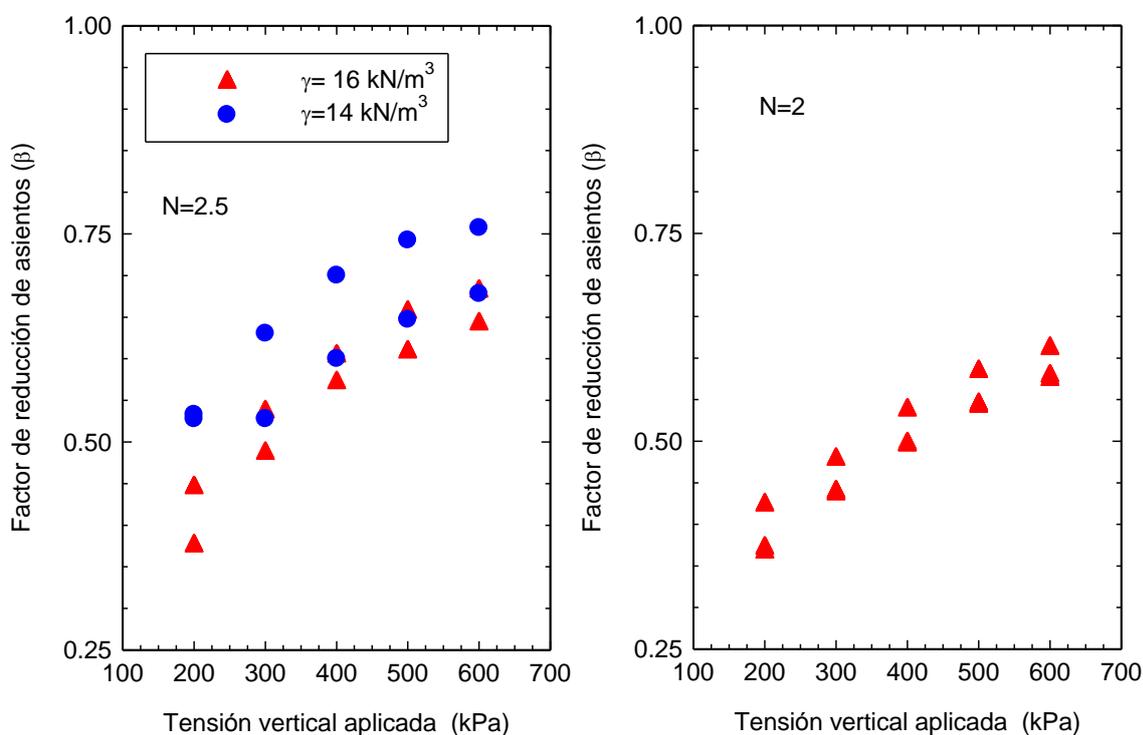
La media de los valores del factor de reducción de asientos obtenidos para los ensayos realizados con una geometría de  $N=2.5$  es de aproximadamente  $\beta=0.67$  y  $0.72$  para los ensayos densos y flojos respectivamente y para la geometría  $N=2$  es de  $0.59$  para los

ensayos densos realizados. Se observa, por tanto, que los asientos se reducen alrededor de un 12% para los ensayos densos al incrementar el área de sustitución del 16% al 25%. La influencia de la densidad en los ensayos con  $N=2.5$  es una reducción del asiento de aproximadamente el 7% al pasar de columnas con una  $D_r=30\%$  a otras con  $D_r=100\%$ .

**Tabla 2.12. Reducción de asientos finales ( $\beta$ ) en los ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

$N=2.5 \gamma = 16\text{kN/m}^3$	0.64	0.74	0.68
$N=2.5 \gamma = 14 \text{kN/m}^3$	0.76	0.68	
$N=2 \gamma = 16\text{kN/m}^3$	0.58	0.58	0.61

Los valores del factor de reducción de asientos acumulados a lo largo de los escalones de carga de los ensayos se presentan de forma gráfica en la Figura 2.47, para ambas geometrías de estudio. Se observa que la reducción de asientos es menor a medida que se aplica la carga, ya que el suelo se va rigidizando y la diferencia entre el suelo tratado y sin tratar disminuye.



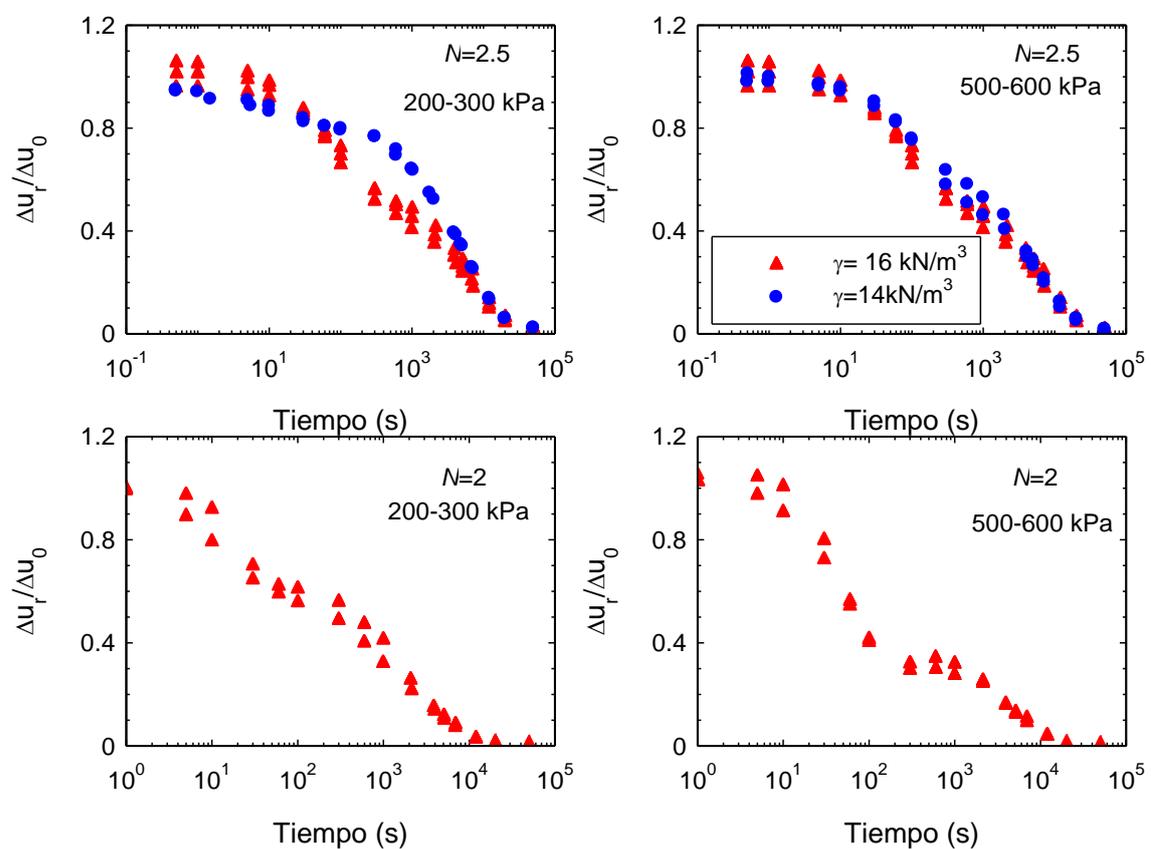
**Figura 2.47. Factor de reducción de asientos.  $N=2$  y  $N=2.5$**

Comparando ambas densidades se observa que la reducción de asientos obtenida en los ensayos densos es mayor que la obtenida en los flojos, algo que se espera ya que la

rigidez de la columna densa es mayor que la floja. Además se aprecia que los resultados obtenidos en los ensayos flojos varían considerablemente de uno a otro siendo menor la dispersión de los ensayos densos. La mayor dispersión existente en los ensayos flojos puede ser debida a la mayor variación de la densidad inicial en las muestras flojas que en las muestras densas una vez colocada y descongelada la columna.

### Presiones intersticiales

El proceso de disipación de las presiones intersticiales en cada uno de los escalones de carga se muestra en la Figura 2.48 para ambas densidades y geometrías para los escalones de 200 a 300 kPa y de 500 a 600 kPa.



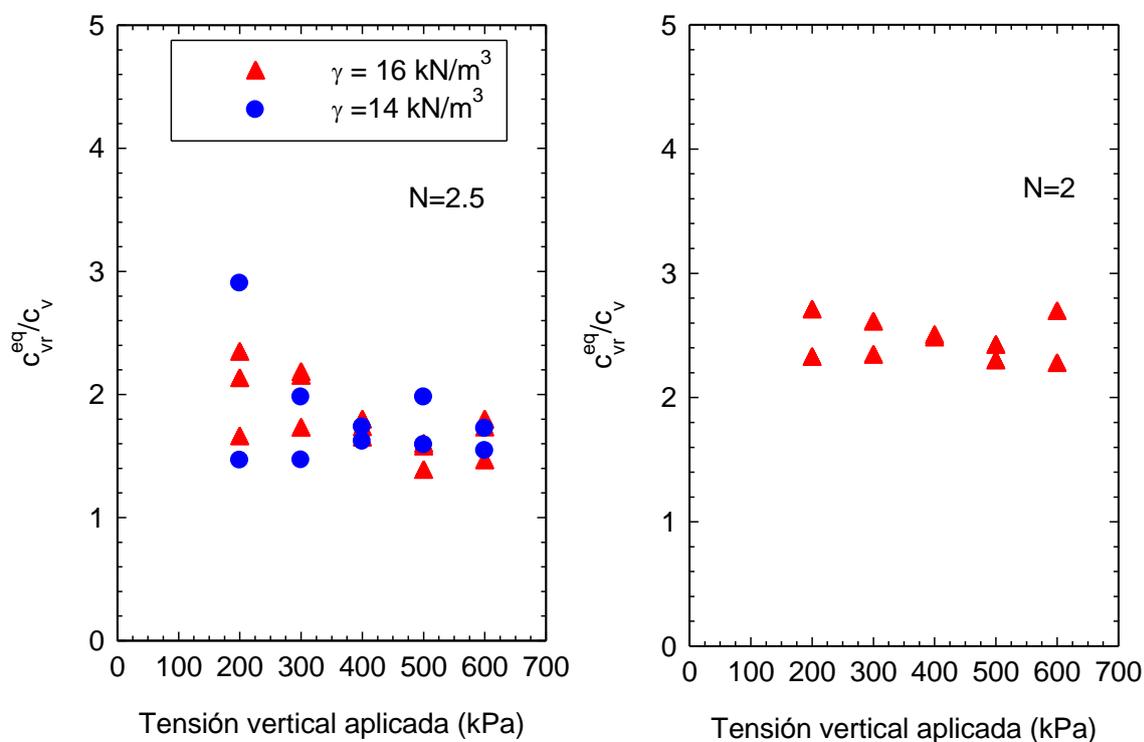
**Figura 2.48. Disipación del exceso de presión intersticial para los escalones de 200 a 300 kPa y 500-600kPa ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

Se observa en la Figura 2.48 que los valores obtenidos siguen la misma tendencia que los presentados anteriormente para las menores áreas de sustitución. En todos los escalones presentados se observan las cuatro fases comentadas anteriormente para las geometrías  $N=3$  y  $N=4$ , apreciándose una mayor influencia de la columna debido a que

su volumen es bastante superior. Se aprecia que la consolidación se produce más rápidamente en los ensayos con columnas de mayor diámetro, como es de esperar ya que se reduce el camino de drenaje.

### Coefficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación radial equivalente ( $c_{vr}^{eq}$ ) se ha obtenido a partir de las medidas de las deformaciones verticales registradas durante los ensayos, aplicando para ello la teoría propuesta por Robinson (1997) descritas en el apartado anterior para los ensayos con áreas de sustitución menores  $N=3$  y  $N=4$ .



**Figura 2.49. Coeficiente de consolidación radial  $N = 2$  y  $N = 2.5$**

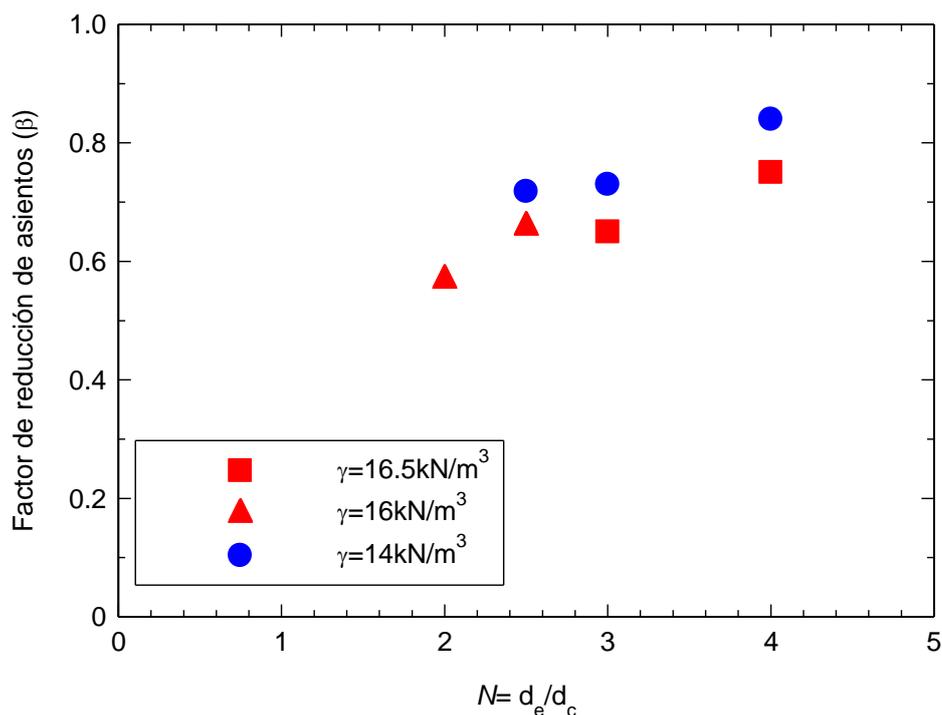
En la Figura 2.49 se muestran los valores obtenidos para el coeficiente de consolidación radial equivalente referido al coeficiente de consolidación vertical del caolín. La tendencia es la misma que en los ensayos presentados anteriormente ( $N=3$  y  $N=4$ ), con una reducción del valor del coeficiente de consolidación radial conforme se aplica la carga. Se observa que los valores del coeficiente radial equivalente son mayores en los ensayos con mayor área de sustitución, ya que el camino de drenaje es menor. No se aprecia apenas diferencia entre los ensayos densos y flojos.

## 2.2.8 Conclusiones

La influencia de la densidad en suelos blandos tratados con columnas de grava se ha analizado mediante la comparación de los resultados de ensayos realizados a escala reducida en el laboratorio empleando columnas con dos densidades relativas diferentes: del 100% (Cimentada, 2009) y del 30%. De los ensayos se han obtenido resultados de los factores más importantes en los terrenos blandos tratados con columnas de grava como son: la reducción de asientos que se produce, la aceleración del proceso de consolidación y la transferencia de tensiones del suelo a la columna, que se presentan a continuación.

La **reducción de asientos** es uno de los factores en los que más influye la densidad de la columna de grava así como en el reparto tensional suelo-columna, como se puede apreciar en la Figura 2.50 donde se muestra el factor de reducción de asientos obtenido en los ensayos a escala reducida para las diferentes geometrías y densidades estudiadas. Para los ensayos con una relación de diámetros de  $N=4$  el factor de reducción de asientos es de 0.75 para los ensayos densos y 0.84 para los flojos. Los obtenidos para los ensayos con mayor área de sustitución correspondiente a  $N=3$  son de 0.65 para los ensayos densos y de 0.73 para los flojos. Estos resultados muestran que el asiento se reduce un 11% más cuando la grava está densa ( $D_r=100\%$ ) que cuando está floja ( $D_r=30\%$ ). El factor de reducción de asientos de los ensayos realizados con una geometría de  $N=2.5$  con una  $D_r=90\%$  es de 0.67 y con la grava floja  $D_r=30\%$  de 0.72, por lo que el asiento reduce en un 7% al pasar de grava floja ( $D_r=30\%$ ) a grava densa ( $D_r=90\%$ ). El factor de reducción de asientos obtenido para la geometría  $N=2$  es de 0.59.

Comparando la influencia de las diferentes áreas de sustitución se obtienen unos asientos de aproximadamente un 11% menores cuando se pasa de un área de sustitución de  $N=4$  a  $N=3$ . Como se ha comentado, las columnas densas con mayores diámetros se han realizado con otra densidad de la grava, por lo que sus resultados no son comparables con los anteriores pero se registra una reducción de asientos del 12% al pasar de  $N=2.5$  a  $N=2$  para columnas con  $D_r=90\%$ .



**Figura 2.50. Factor de reducción de asentamientos para las distintas densidades y geometrías**

En cuanto a los ensayos flojos se observa una reducción de solo el 1% al pasar de un área de sustitución de  $N=3$  a  $N=2.5$ , y del 14% al pasar de una geometría de  $N=4$  a  $N=2.5$ . La pequeña diferencia en la reducción de asentamientos al pasar de la geometría  $N=3$  a  $N=2.5$  puede deberse a que se han realizado en series de ensayos separados. Produciéndose en el intervalo entre una y otra la modificación de parte del equipo de ensayo entre lo que se encuentra el sistema de hincado.

En cuanto a las **tensiones** se concluye que las tensiones verticales soportadas por las columnas densas ( $D_r=100\%$ ) son aproximadamente un 30% mayores que las obtenidas en los ensayos flojos ( $D_r=30\%$ ) para una geometría de  $N=4$  y del 40% más para una geometría del  $N=3$ . Las tensiones en el suelo por el contrario son menores en un 20% y un 30% para el área de sustitución menor y mayor respectivamente. En los ensayos de mayores áreas de sustitución se aprecia una reducción de las tensiones en el suelo del 20% al pasar de los ensayos flojos ( $D_r=30\%$ ) a los densos  $D_r=90\%$ .

El **factor de concentración de tensiones SCF** en los ensayos con una geometría correspondiente a  $N=4$  varía entre 11 y 4 para los ensayos densos y entre 7 y 4 para los flojos. Para los ensayos con  $N=3$  el **SCF** está comprendido entre 15 y 5 en los densos y de

4 a 2.5 para los ensayos flojos. Se observa que el factor de concentración de tensiones es mayor para los ensayos densos, lo que es acorde con las rigideces de las columnas densa y floja. Esta diferencia entre los valores del *SCF* en los ensayos densos y flojos es variable a lo largo del ensayo. Al inicio se observa una diferencia de casi el doble que se va reduciendo a medida que la carga aumenta. Esto concuerda con la diferencia de la relación de rigideces columna-suelo que se va reduciendo conforme se aplica la carga y a que las columnas van comportándose de una forma similar. La columna densa se afloja y la floja se compacta hasta llegar a una densidad similar, lo que acerca todavía más las relaciones de rigideces densa y floja presentadas.

Los valores del *SCF* de los ensayos realizados con  $N=2.5$  están comprendidos entre 6 y 3 para los ensayos densos ( $D_r=90\%$ ) y entre 5 y 2.5 para los flojos ( $D_r=30\%$ ). Los ensayos de mayor área de sustitución ( $N=2$ ) realizados con grava densa ( $D_r=90\%$ ) proporcionan unos valores entre 11 y 5.

La densidad de la grava no es un factor tan influyente en la velocidad de consolidación obteniéndose valores del coeficiente de consolidación radial similares para los ensayos densos y flojos. En los ensayos con menores áreas de sustitución ( $N=3$  y  $N=4$ ) se observan grandes diferencias en la disipación de presiones intersticiales de los ensayos densos y flojos, que se deben a las modificaciones realizadas en el equipo de ensayo, no siendo por tanto representativas de la influencia de la densidad. Esto se justifica también observando la disipación de presiones intersticiales de los ensayos con mayores áreas de sustitución ( $N=2$  y  $N=2.5$ ) que resulta tener la misma tendencia en los ensayos densos y flojos. Comparando las áreas de sustitución ensayadas se aprecia una mayor velocidad de consolidación en los ensayos de mayor área de sustitución.

## 2.3 ANÁLISIS NUMÉRICOS

Los ensayos en modelo reducido presentados en el apartado anterior han sido modelizados mediante análisis numérico. Con este objetivo se ha considerado para el modelo numérico una rebanada de una celda unidad con las mismas condiciones de contorno que los ensayos experimentales. El análisis se ha realizado empleando el

programa de elementos finitos PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve, 2012). En este apartado se describen brevemente los modelos constitutivos empleados, junto con los ajustes para representar el comportamiento de los diferentes materiales, el modelo numérico simulado y los resultados obtenidos.

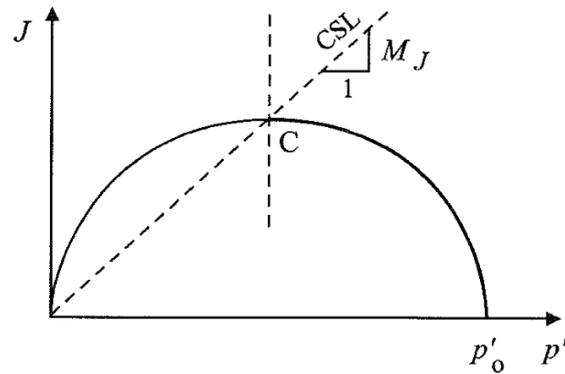
### **2.3.1 Modelos constitutivos**

En los análisis numéricos realizados se han empleado diferentes modelos constitutivos para simular el suelo blando y la grava que forma la columna. Para representar la grava se emplea el Hardening Soil model (HS) (Schanz et al., 1999), un modelo constitutivo implementado en la versión comercial de PLAXIS. Los modelos constitutivos empleados para el suelo blando son el Modified Cam Clay (MCC), el S-CLAY1S y el Creep SCLAY1S, todos de la familia de modelos desarrollados a partir de la teoría del estado crítico. Los dos últimos no se encuentran implementados en la versión comercial del programa PLAXIS. A continuación se describen cada uno de los modelos.

#### **Modified Cam Clay MCC**

El modelo MCC (Roscoe y Burland, 1968) es un modelo basado en la teoría de estado crítico. Como su propio nombre indica es una modificación del modelo original Cam Clay (Roscoe and Schofield 1963) realizada para evitar la singularidad existente en el eje  $q=0$ , y cuyo criterio de plastificación se define como una elipse en el espacio bidimensional (Figura 2.51). El tamaño inicial de la elipse depende de la presión de preconsolidación y se expande o contrae solamente en función de las deformaciones plásticas volumétricas, resultando una ley de rigidización volumétrica e isotrópica y es un modelo con ley de flujo asociado.

Los parámetros necesarios para ajustar el modelo son las pendientes de la rama de compresión normal ( $\lambda$ ) y de carga-descarga ( $\kappa$ ), en el espacio  $e-\ln p'$ , el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y la pendiente de la línea de rotura en estado crítico en el plano  $p'-q$  ( $M$ ). Todos ellos se pueden obtener a partir de ensayos convencionales de resistencia a compresión (triaxial) y deformabilidad (edométrico).

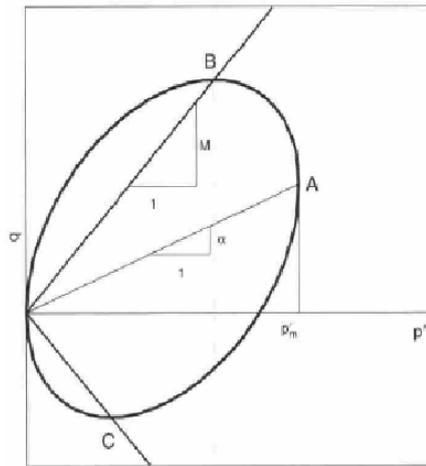


**Figura 2.51. superficie a plastificación MCC en el espacio triaxial. (Potts and Zdravkovic, 1999)**

Este modelo es adecuado para estudiar el comportamiento de suelos blandos normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados, estado en el que se encuentra el caolín en los ensayos realizados. Sin embargo, no tiene en cuenta varios aspectos característicos de los suelos blandos como por ejemplo la anisotropía.

### S-CLAY1S

El modelo S-CLAY1S parte de la base del MCC, al que se le añade la influencia de la anisotropía y la desestructuración de los suelos blandos naturales. El primer paso en el desarrollo de este modelo fue la inclusión de la anisotropía mediante una superficie de plastificación inclinada respecto al eje  $q=0$  ( $\alpha$ ), resultando el modelo S-CLAY1 (Wheeler, et al., 2003 ; Karstunen y Koskinen, 2008). La anisotropía de los suelos naturales suele estar provocada por su deposición y posterior consolidación por lo que suele producirse mediante compresión unidimensional. Posteriormente se incluyó el efecto de la desestructuración empleando la idea de superficie intrínseca de plastificación presentada por Gens y Nova (1993). La estructura del terreno permite tener en cuenta la resistencia adicional que presentan las uniones entre partículas ("bonding") y caracteriza su evolución y como ésta se va perdiendo conforme se rompen estos enlaces, hasta llegar al comportamiento del suelo sin estructura (intrínseco). El modelo resultante es el S-CLAY1S (Karstunen et al., 2005), modelo asociado que posee tres leyes de rigidización. (Figura 2.52).



**Figura 2.52. Superficie de plastificación en el espacio triaxial modelo S-CLAY1 (Wheeler, et al., 2003)**

La primera ley de endurecimiento describe el cambio de tamaño de la superficie de plastificación y depende exclusivamente de las deformaciones volumétricas plásticas. Es análoga a la del modelo MCC

La segunda, es una ley cinemática que cambia la inclinación de la superficie de plastificación. Depende de las deformaciones plásticas volumétricas y de corte y está asociada con la anisotropía. Los parámetros que la controlan son:

- $\alpha_0$  representa el valor de la anisotropía inicial (parámetro de estado)
- $\mu$  controla el cambio absoluto de la rotación de la superficie
- $\beta$  controla la rotación correspondiente a las deformaciones plásticas desviadoras

Los parámetros  $\alpha_0$  y  $\beta$  se pueden relacionar con  $K_{ONC}$  (Wheeler, et al., 2003) que utilizando la ley de Jacky,  $K_{ONC}$  se puede obtener a partir del ángulo de rozamiento interno. Sin embargo  $\mu$  se tiene que estimar mediante ajustes e iteraciones.

La tercera y última ley de rigidización es la que controla la degradación de las uniones entre partículas (“bonding”), en relación con las deformaciones plásticas tanto volumétricas como de corte. Es análoga a la presentada para al anisotropía, pero se encarga de la estructura del suelo y evolución. Los parámetros que la controlan son:

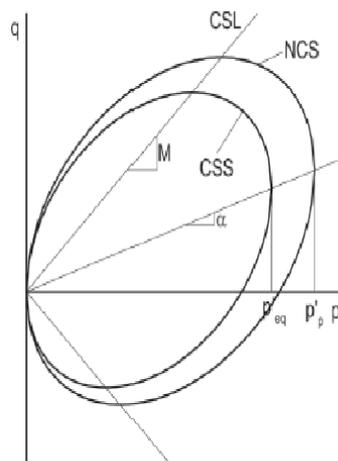
- $\chi_0$  representa el valor de la susceptibilidad inicial (parámetro de estado)

- a controla el cambio absoluto de la susceptibilidad
- b controla la susceptibilidad correspondiente a las deformaciones plásticas de corte

Este modelo se caracteriza por su relativa sencillez para ser un modelo avanzado, ya que la mayoría de sus parámetros se obtienen a partir de ensayos convencionales como son los ensayos de compresión triaxiales y edométricos. Esto hace que su empleo sea sencillo y no requiera la realización de ensayos costosos para su ajuste. Este modelo es adecuado para suelos cohesivos normalmente y ligeramente sobre consolidados y permite analizar la influencia de su anisotropía y susceptibilidad. Sin embargo, no tienen en cuenta los efectos viscoplásticos, que pueden llegar a tener un efecto importante en este tipo de suelos.

### Creep-S-CLAY1S

El modelo Creep S-CLAY 1S (Sivasithamparam et al., 2013 y Karstuneen et al., 2013) es la ampliación del modelo S-CLAY1S que permite tener en cuenta los efectos viscoplásticos y la influencia de la velocidad de aplicación de las cargas (“rate dependent”). El concepto de viscosidad (“creep”) se introduce mediante el concepto del multiplicador viscoplástico presentado por Grimstad et al. (2010). Se asume, en este caso, que el multiplicador viscoplástico es constante a lo largo de las superficie de plastificación actual. (Figura 2.53).



**Figura 2.53. Superficie en el espacio triaxial de modelo Creep S-CLAY1S**

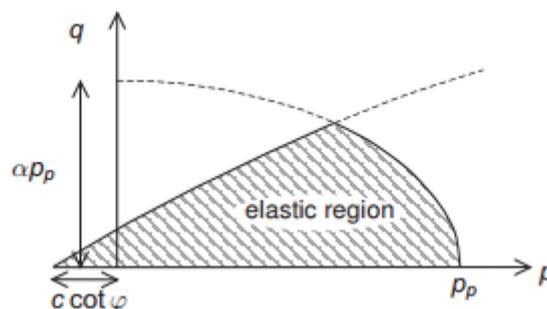
El parámetro que controla la viscosidad (“creep”) es un coeficiente relacionado con la consolidación secundaria ( $\mu^*$ ), que se obtiene fácilmente de los ensayos edométricos convencionales y se relaciona con  $C_s$ .

El modelo Creep S-CLAY1S tiene algunos conceptos comunes con el modelo ACM (Anisotropic Creep Model) basado también en el modelo S-CLAY1S y presentado en Leoni et al. (2008), como por ejemplo el parámetro  $\tau$ . Éste representa la relación tiempo-deformación en los ensayos empleados para la obtención de los parámetros, lo que permite su obtención de una forma sistemática.

Los parámetros que definen la anisotropía y deestructuración del modelo son análogos a los del modelo S-CLAY1S, existiendo dos parámetros nuevos relacionados con la viscosidad, que son: el tiempo de referencia ( $\tau$ ) y el relacionado con la consolidación secundaria ( $\mu^*$ ), presentado anteriormente.

### Hardening soil model HS

Es un modelo (Schanz et al., 1999) implementado en la versión comercial del programa de elementos finitos PLAXIS. Está basado en la relación hiperbólica entre la deformación axial y la tensión desviadora en ensayos triaxiales drenados (Duncan y Chang, 1970). Tiene dos leyes de rigidización, y es un modelo no asociado (Figura 2.54). Este modelo constitutivo se considera adecuado para simular la grava que forma la columna ya que tiene en cuenta la variación de la rigidez con la tensión, lo que constituye uno de los factores claves a considerar en el estudio del problema.



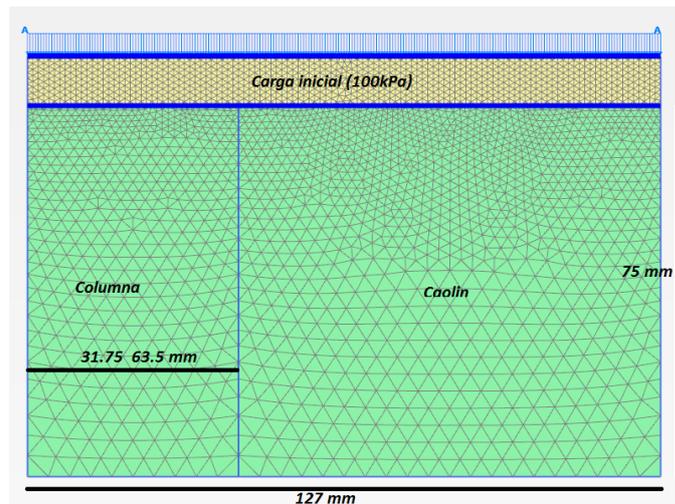
**Figura 2.54. Superficie de plastificación del modelo HS en el espacio triaxial.**

Los parámetros necesarios para definir el criterio de rotura de Mohr- Coulomb son la cohesión, el ángulo de rozamiento y la dilatancia. La rigidez del terreno viene recogida

por los módulos secante al 50%, edométrico y de carga-descarga para la presión de referencia elegida, junto con el valor del exponente que indica la dependencia rigidez-tensión y el coeficiente de Poisson.

### **2.3.2 Modelo numérico**

El modelo numérico empleado simula una rebanada de una celda unidad considerando la misma geometría y condiciones de contorno que las empleadas en los ensayos realizados en el laboratorio, mediante un análisis acoplado en dos dimensiones con simetría axial. Para obtener resultados precisos se emplean elementos de 15 nodos con una malla fina (Figura 2.55). Debido a las grandes deformaciones sufridas a lo largo de la simulación del ensayo, la opción de grandes deformaciones (regeneración de malla) basada en la formulación Lagrangiana se emplea desde el momento en el que se coloca la columna. La geometría empleada en las simulaciones se muestra en la Figura 2.55. Las condiciones de contorno empleadas son las siguientes. Debido a la baja fricción en las paredes laterales se emplean contornos deslizantes. En la base inferior no se permite el movimiento vertical pero sí el lateral. Para simular las condiciones de carga rígida, se coloca una placa de carga sobre el caolín y sobre ella se aplica una carga uniforme. Solamente se permite drenaje radial hacia la columna y para conseguir eso todos los contornos son impermeable excepto el hueco de la base inferior ocupado por la columna. El contacto entre el suelo y la columna se realiza directamente entre ambos materiales sin la existencia de interfaz al igual que en estudios similares como por ejemplo Ambily y Gandhi (2007).



**Figura 2.55. Modelo numérico empleado en la simulación de los ensayos**

Las fases de cálculo se realizan siguiendo el procedimiento de ensayo llevado a cabo en el laboratorio, descrito anteriormente. La consolidación inicial del caolín a 100 kPa antes de la instalación de la columna se realiza en el modelo numérico con la ayuda de una capa de suelo ficticia simulada con un modelo elástico lineal cuyo peso específico es el necesario para aportar una carga de 100 kPa sobre el caolín. De este modo se evitan problemas numéricos debidos a grandes deformaciones. La instalación de la columna no se simula, es decir se reemplaza directamente el suelo por la columna, (“whish in place”). Esta instalación es representativa en este caso, ya que en laboratorio se excava el orificio y se introduce la columna congelada por lo que tampoco se produce un gran remoldeo del suelo colindante. Los escalones de carga se simulan mediante dos etapas cada uno de ellos. La correspondiente a la aplicación de la carga en condiciones no drenadas y la posterior consolidación. Para poder reproducir esta secuencia se simula la grava como material sin drenaje pero con su elevada permeabilidad. Cada uno de los pasos lleva asociado su tiempo, el que coincide con los empleados en el laboratorio, ya que para el análisis con el modelo que tiene en cuenta las deformaciones viscoplásticas el tiempo es un factor fundamental, y los resultados están influenciados por él.

### 2.3.3 Ajustes de los modelos

A continuación se presentan los parámetros y ajustes de los modelos constitutivos a los materiales empleados en el laboratorio. En primer lugar se presenta el caolín, seguido de la grava simulada con el Hardening soil model (HS).

## Caolín

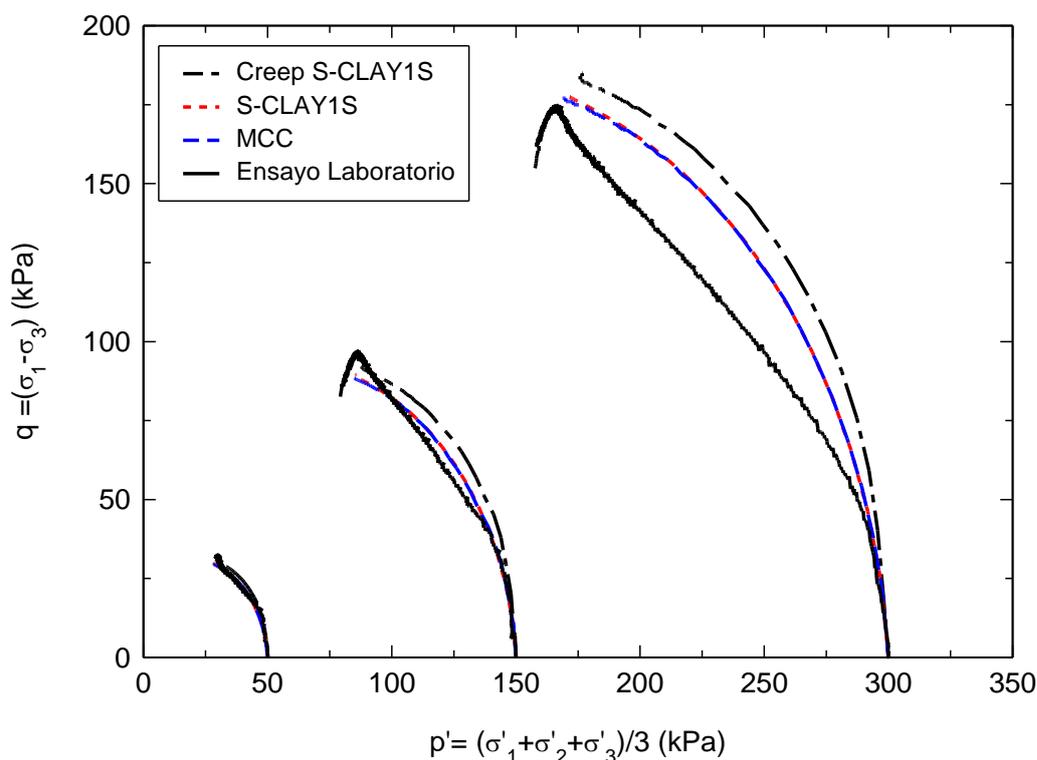
Para simular el caolín se han empleado los tres modelos constitutivos descritos anteriormente: MCC, S-CLAY1S y el Creep S-CLAY1S, que permiten estudiar la influencia de diversos aspectos en el comportamiento de los suelos blandos, y son adecuados para el caolín empleado ya que está ligeramente o normalmente consolidado. Los parámetros resistentes para calibrar los modelos se obtienen de los ensayos triaxiales no drenados y los deformacionales del ensayo edométrico cuyos resultados se han presentado en el capítulo 2 en la Tabla 2.1. El valor del coeficiente de Poisson adoptado es de 0.3 y los valores de permeabilidad empleados provienen de los ajustes mostrados en Castro et al. (2013) para el mismo material y las mismas condiciones. Se considera una permeabilidad inicial del caolín igual en sentido vertical y horizontal y de valor  $2 \cdot 10^{-4}$  m/día y un coeficiente de variación ( $c_k$ ), que controla la reducción de la permeabilidad para obtener un coeficiente de consolidación más o menos constante como el obtenido en el ensayo edométrico (Cimentada, 2009) al compensar el incremento de rigidez que se produce al incrementar la tensión. Su valor es igual al índice de compresión del caolín,  $c_k=0.53$ . Para realizar las simulaciones con el modelo constitutivo MCC no se ha empleado la versión que viene implementada en el programa PLAXIS sino que se ha realizado a través de la implementación del S-CLAY1S anulando todos los parámetros correspondientes a la anisotropía y la dsusceptibilidad. De este modo se pueden analizar los efectos de la anisotropía sin que las diferencias en la implementación de los modelos influya en los resultados, siendo la diferencia fundamental entre ambos que en la versión implementada en PLAXIS el índice de poros no es parámetro de estado.

Los modelos avanzados S-CLAY1S y Creep S-CLAY 1S precisan conocer junto con los valores descritos anteriormente, los valores adoptados por los parámetros que gobiernan la anisotropía y la deestructuración. Al ser las muestras de suelo blando empleadas en esta investigación amasadas, el proceso de formación se produce tan rápidamente que no genera susceptibilidad alguna, por lo tanto los parámetros correspondientes a la desestructuración ( $\chi_0$ , a y b ) son nulos. La anisotropía presente en las muestras proviene de la consolidación unidimensional, del mismo proceso que siguen los suelos naturales. La estimación de los parámetros que definen la anisotropía inicial y su variación conforme a la deformaciones plásticas desviadoras se estiman a

partir del ángulo de rozamiento (Weheer et al., 2003) resultando valores de  $\alpha_0=0.403$  y  $\beta= 0.572$  respectivamente. Sin embargo, el valor de  $\mu$  se estima mediante ajustes resultandos un valor de  $\mu=0.5$ , valor mucho más bajo que los obtenidos para suelos naturales (alrededor de 20). Esta diferencia se debe a que se trata de un suelo amasado y la anisotropía varía más lentamente que en suelos naturales.

Los parámetros relativos a la viscosidad necesarios para el ajuste del modelo Creep S-CLAY1S son dos, uno de ellos es el tiempo de referencia  $\tau$ , que se fija en 24 horas ya que el valor del coeficiente de consolidación secundaria se ha obtenido a partir de un ensayo edométrico convencional cuyos escalones de carga duran 24 horas. El otro es el correspondiente a la consolidación secundaria y el valor adoptado es de  $\mu^*= 0.001$ .

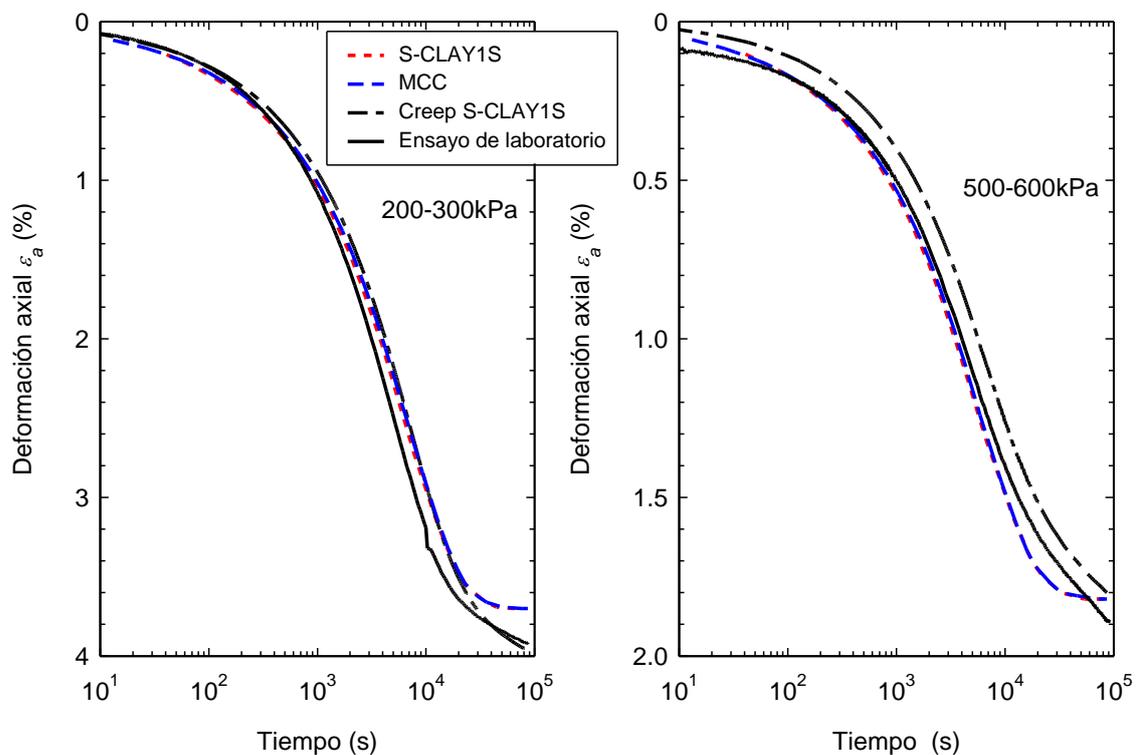
Los ajustes para la trayectoria en el plano de Roscoe de los ensayos triaxiales sin drenaje del caolín, obtenidos con los parámetros presentados anteriormente para los tres modelos constitutivos empleados, se muestran en la Figura 2.56.



**Figura 2.56. Ajuste numérico del ensayo triaxial CU del caolín**

Los mejores ajustes se obtienen con los modelos MCC y S-CLAY1S siendo peor el obtenido con el modelo Creep-S-CLAY1S. La influencia de la anisotropía, diferencia entre

el modelo MCC y S-CLAY1S, es despreciable en los resultados ya que el ensayo es un triaxial convencional en el que la muestra inicialmente se consolida de forma isótropa, por tanto la anisotropía inicial se elimina y sólo se genera en la fase de aplicación del desviador, y al ser el suelo amasado y no natural, la anisotropía varía lentamente, por lo que es difícil apreciar la diferencia. Sin embargo, para la simulación de los ensayos en la célula Rowe, como se verá posteriormente, la anisotropía del caolín es algo mayor e influye ligeramente en los resultados. El ajuste obtenido con el modelo Creep S-CLAY1S está algo más alejado de las trayectorias del ensayo triaxial porque entra en juego el factor tiempo y los efectos viscoplásticos, por lo tanto influye en sus resultados la velocidad de aplicación de la carga y la duración de la fase de consolidación inicial del ensayo.



**Figura 2.57. Ajuste numérico del ensayo edométrico del caolín**

En la Figura 2.57 se muestra el ajuste del ensayo edométrico realizado con el caolín en la célula Rowe. A modo de ejemplo se presentan los escalones de carga de 200 a 300 kPa y de 500 a 600 kPa. Se observa un buen ajuste con los tres modelos empleados en ambos escalones aunque existen ligeras diferencias respecto a los resultados obtenidos en el laboratorio. Los modelos MCC y S-CLAY1S presentan resultados muy similares porque la

anisotropía en estos ensayos no varía apenas al seguir el suelo la misma trayectoria tensional que generó la anisotropía inicial, siendo la mayor diferencia entre ambos el valor modelizado de  $K_0$  el cual es similar al real en el modelo S-CLAY1S y mucho mayor al real en el MCC. Los asientos finales obtenidos con estos modelos son menores que los experimentales al no tener en cuenta la consolidación secundaria del caolín. Este problema se soluciona con el modelo Creep S-CLAY1S que predice unos asientos similares a los obtenidos y es capaz de representar la consolidación secundaria, al tener en cuenta los efectos viscoplásticos, por ello se retrasa también el proceso de consolidación, fenómeno que es más acusado en los últimos escalones de carga.

### Grava

El modelo constitutivo “Hardening Soil” implementado en Plaxis en su versión comercial es el empleado para simular la grava que forma la columna. Los parámetros requeridos para el ajuste del modelo se obtuvieron, para ambas densidades, a partir de los ensayos triaxiales convencionales drenados y ensayos triaxiales de trayectorias controladas presentados anteriormente, en concreto de ensayos triaxiales con trayectoria  $K_0$ . Los parámetros obtenidos se muestran en la Tabla 2.13.

**Tabla 2.13. Parámetros de ajuste para las grava densa y floja**

$D_r$ (%)	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$m$	$p_{ref}$ (kPa)	$\Phi$ (°)	$\psi$ (°)	$c$ (kPa)
100	22000	66000	20000	0.25	100	46	10	0.1
30	13000	39000	11500	0.15	150	41	0	0.1

La representación gráfica de los ajustes obtenidos para la grava densa ( $D_r=100\%$ ) se muestran en la Figura 2.58, los ajustes obtenidos para los ensayos triaxiales realizados en la grava floja  $D_r= 30\%$  se presentan en la Figura 2.59.

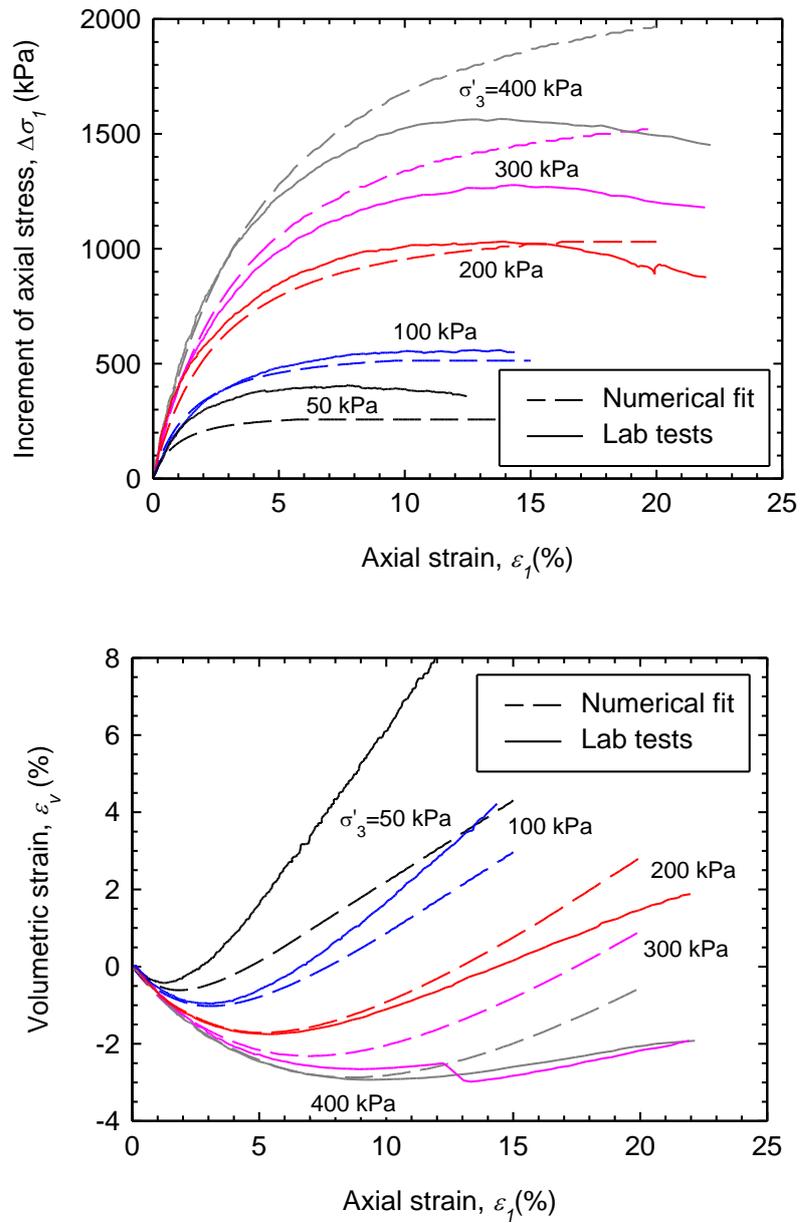
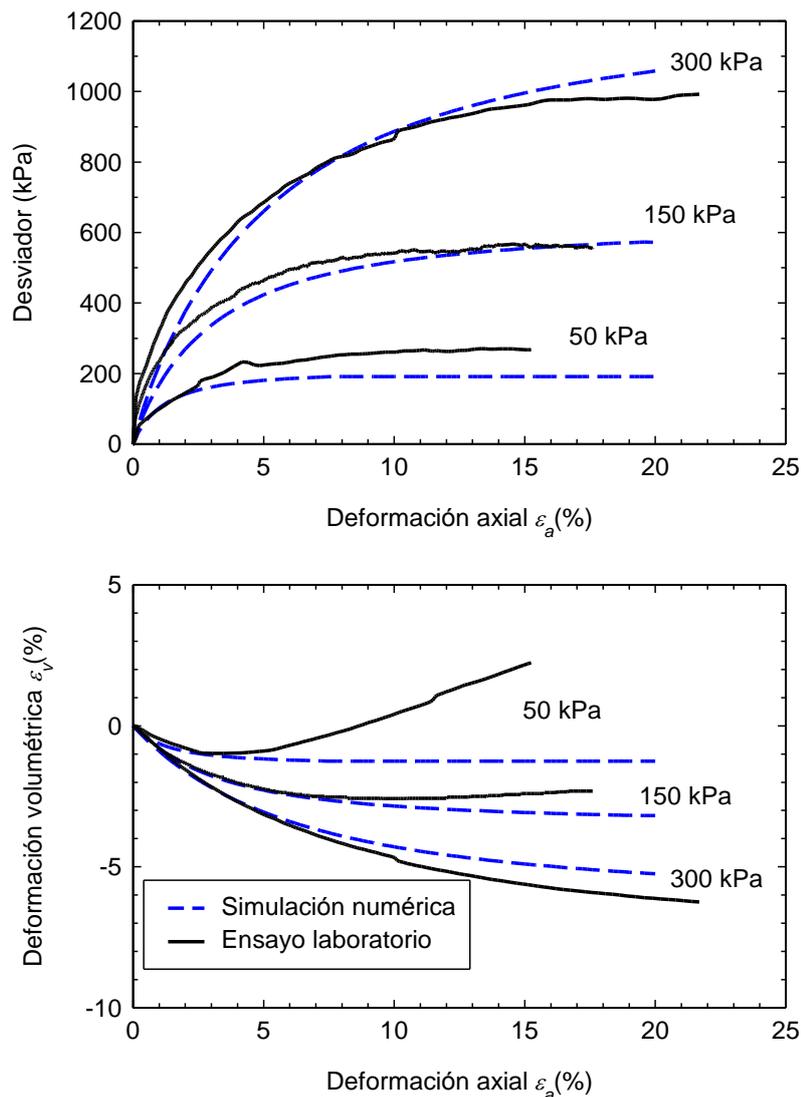


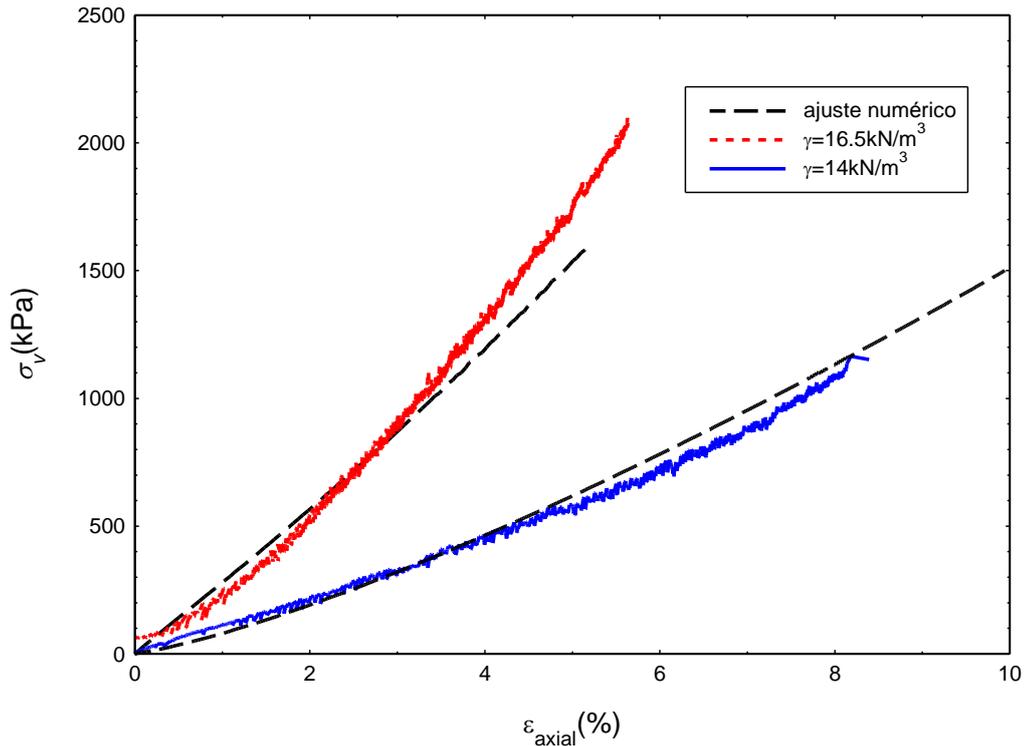
Figura 2.58. Ajuste numérico ensayo triaxial drenado de la grava densa  $D_r=100\%$ .  
Castro et al., (2013)



**Figura 2.59. Ajuste numérico ensayo triaxial drenado de la grava floja  $D_r=30\%$**

En ambos casos las diferencias más importantes entre los resultados experimentales y numéricos se deben al empleo de valores del ángulo de rozamiento interno y dilatancia constantes en las simulaciones, cuando estos parámetros claramente dependen de la presión de confinamiento.

En la Figura 2.60 se muestra el ajuste de los triaxiales con trayectoria edométrica realizados para ambas densidades. En ella se observa como los resultados numéricos y experimentales se aproximan, siendo mucho más deformable la grava floja que la densa.



**Figura 2.60. Ajuste ensayos con trayectoria edométrica de la grava con ambas densidades  $D_r=100\%$  y  $D_r=30\%$**

### 2.3.4 Análisis de resultados

En este apartado se presentan los resultados obtenidos de los análisis numéricos realizados para la celda unidad y se comparan con los procedentes de los ensayos de laboratorio presentados en los apartados anteriores.

Para simplificar la comparación de los resultados numéricos y experimentales se ha decidido elegir uno de los modelos constitutivos empleados como representativo, el S-CLAY1S, y comparar los resultados obtenidos con los experimentales. Posteriormente se presentan el resto de resultados numéricos obtenidos para poder comparar los resultados de los distintos modelos constitutivos entre si y observar sus diferencias.

La comparación se ha realizado para todas las geometrías ensayadas y para todas las densidades:

- Geometría  $N=3$  y  $N=4$  con densidades relativas del 100% y 30%

- Geometría  $N=2.5$  con densidades relativas del 90% y 30%
- Geometría  $N=2$  con densidad relativa del 90%

Con respecto a las geometría  $N=2.5$  y  $N=2$ , los análisis numéricos realizados para columnas densas se han llevado a cabo con los parámetros de ajuste de la grava a  $D_r=100\%$ . Esto deberá tenerse en cuenta en la comparación con los ensayos de laboratorio realizados con  $D_r=90\%$ .

A continuación se presentan los resultados divididos en cuatro apartados:

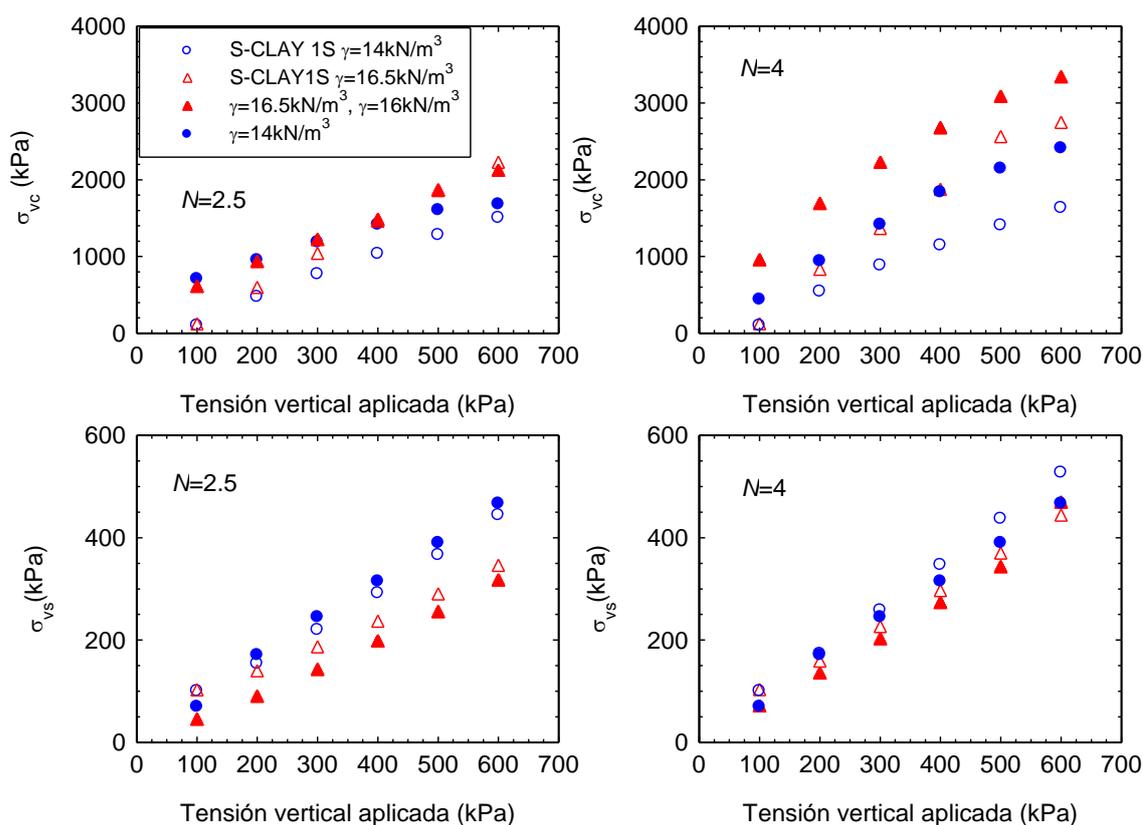
- Tensiones en el suelo y la columna
- Factor de concentración de tensiones
- Asientos
- Presiones intersticiales

### **Tensiones en el suelo y la columna**

En primer lugar se presentan los resultados relacionados con las tensiones en la columna y el suelo. Las tensiones medias procedentes de las simulaciones numéricas presentadas a continuación están calculadas a partir de las tensiones de una sección horizontal de la rebanada de estudio. Al representar el modelo una rebanada de una celda unidad y ser su altura de 75mm al inicio del ensayo, las tensiones en todas las secciones son similares, no existiendo grandes diferencias debidas a la profundidad. Se escoge tomar como representativa la sección situada a 10 mm del borde inferior, ya que los sensores en el modelo físico están situados en la base. No se elige la sección justo de la base para evitar las posibles distorsiones provocadas por el contorno inferior. Al obtener las tensiones de este modo, a veces se obtienen medias de la tensión total aplicada ligeramente superiores o inferiores a la presión realmente aplicada, siendo estas diferencias pequeñas y debidas principalmente a las tensiones en la columna que no son constantes al existir deformaciones localizadas (“shear bands”) en la que se soportan tensiones muy elevadas.

### Tensiones verticales al final del escalón

Las tensiones verticales en el suelo y la columna al final de cada uno de los escalones de carga aplicada resultantes de los ensayos de laboratorio y del análisis numérico con el modelo S-CLAY1S, tanto para los ensayos flojos como densos, se presentan en la Figura 2.61. Se ha elegido presentar los resultados de las geometrías  $N=4$  y  $N=2.5$ , por ser las extremas en cuanto a área de sustitución estudiadas con ambas densidades.

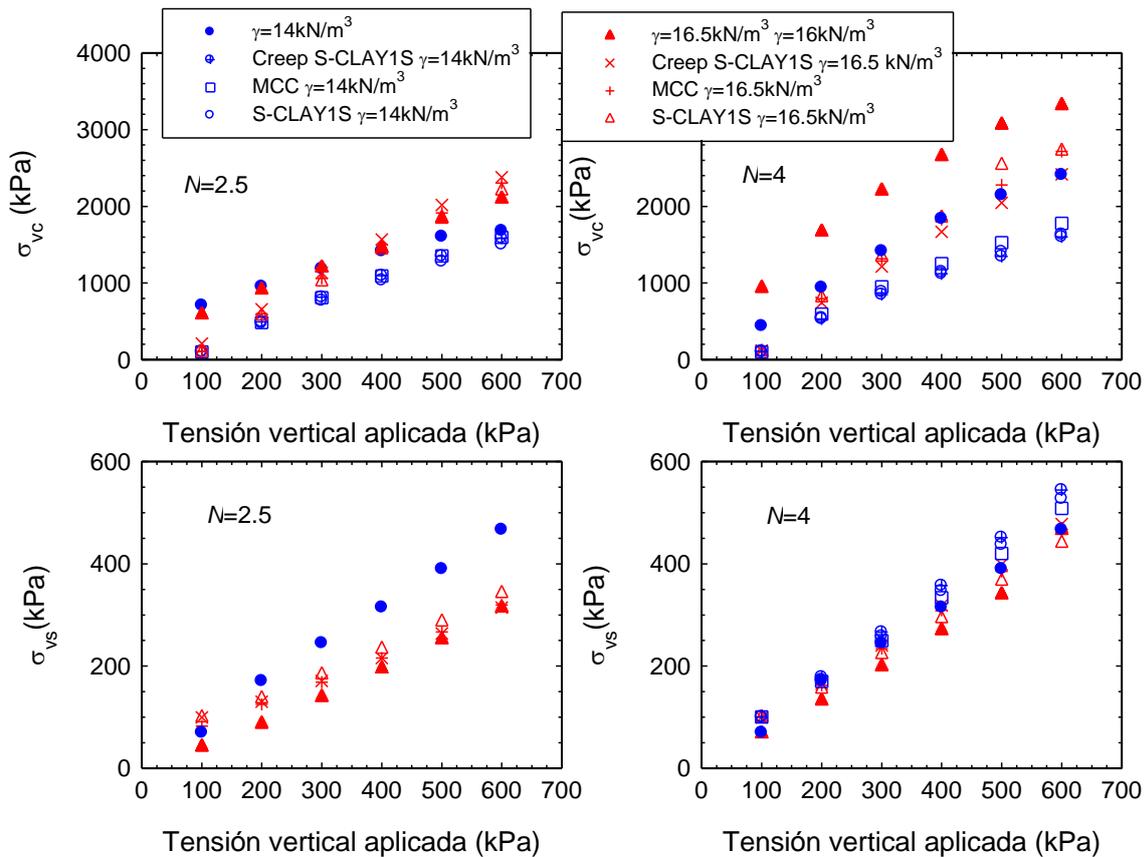


**Figura 2.61. Resultados numéricos con modelo S-CLAY1S de las tensiones finales en el suelo y columna para los ensayos  $N=2.5$  y  $N=4$**

En las simulaciones numéricas las tensiones soportadas por el suelo y la columna al final de la consolidación inicial (100 kPa) son similares, adoptando un valor tanto para el suelo como para la columna cercana a 100 kPa, cosa que no ocurre en los resultados experimentales. Sin embargo, a partir de la aplicación de la carga correspondiente al primer escalón (200 kPa) el reparto tensional suelo-columna se simula correctamente adoptando la columna valores de carga mucho mayores que el terreno blando, aunque las tensiones soportadas por la columna en las simulaciones numéricas son menores que las obtenidas en los ensayos experimentales, salvo para el caso de columna densa con

geometría  $N=2.5$  cuyos resultados experimentales en tensiones verticales en la columna son anormalmente bajos. Al igual que en los resultados experimentales la tendencia de las tensiones es la misma, de incremento a medida que se aplica la carga y las tensiones en la columna son siempre mayores para los ensayos densos que para los flojos, siendo las del suelo menores.

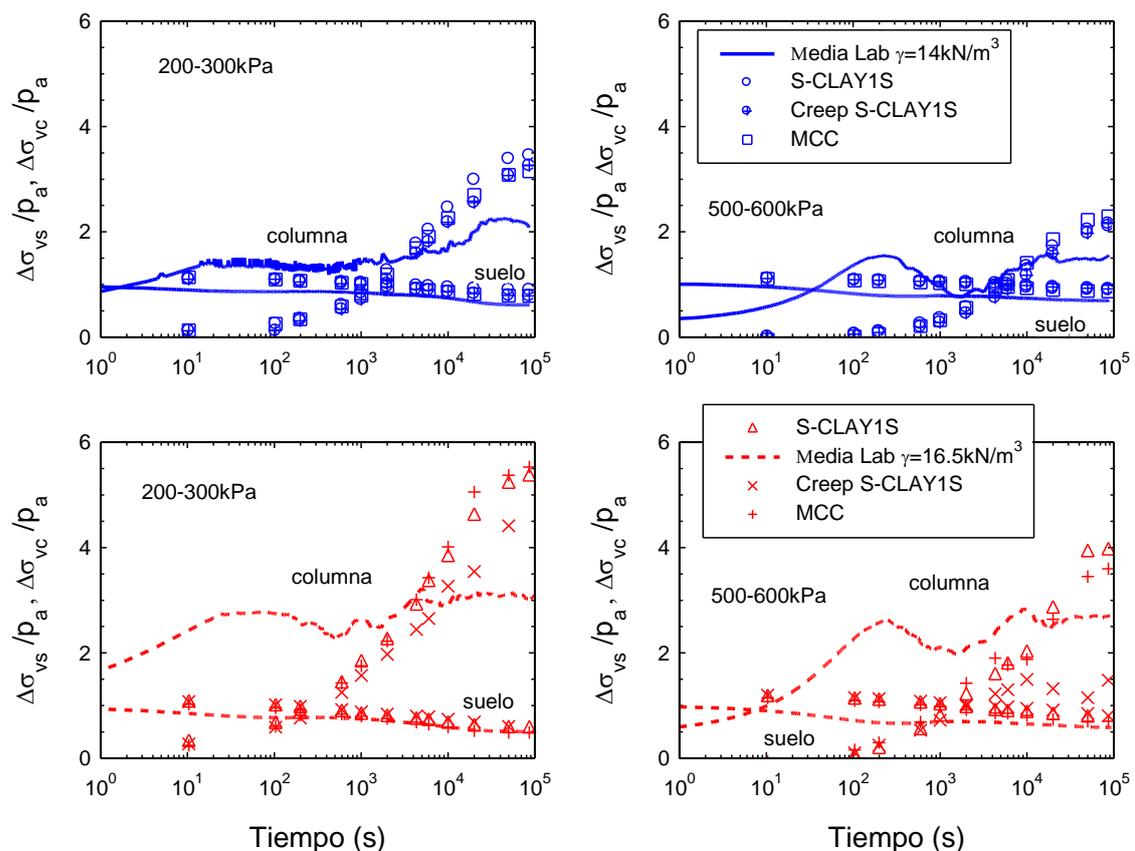
En la Figura 2.62 se presentan los resultados anteriores comparados con todos los modelos constitutivos empleados en los análisis numéricos, a fin de poder observar la influencia de los distintos parámetros. Se observa que no existe una gran diferencia en las tensiones finales obtenidas con cada uno de los modelos constitutivos empleados. Se observa que para los ensayos con la columna más pequeña los mayores valores de tensiones en la columna son los obtenidos con el modelo MCC debido a que al considerar un  $K_0$  mayor al real permite que la columna soporte más carga y para los de mayor diámetro son los correspondientes al Creep S-CLAY1S.



**Figura 2.62. Resultados numéricos con todos los modelos de las tensiones finales en el suelo y columna para los ensayos  $N=2.5$  y  $N=4$**

### Tensiones verticales a lo largo de un escalón

A continuación se analiza la evolución de las tensiones en el suelo y la columna a lo largo de un escalón de carga. Para ello se representan los valores de los incrementos de presión vertical en la columna y en el terreno en relación con la carga aplicada en cada escalón ( $p_a=100$  kPa). Los resultados de los análisis numéricos y experimentales para las dos densidades y geometría  $N=3$  se muestran en la Figura 2.63. Se observa que la tendencia obtenida en las simulaciones y en los ensayos experimentales a grandes rasgos es similar pero existen algunas diferencias. La transmisión de la carga del suelo a la columna se produce más lentamente en las simulaciones numéricas que en los ensayos experimentales, debido a diversos factores difíciles de modelar numéricamente, como por ejemplo el retraso en la respuesta del caolín debido a su comportamiento viscoelástico. El modelo Creep S-CLAY1S solo reproduce el comportamiento viscoplástico del caolín pero no tiene en cuenta su comportamiento viscoelástico.



**Figura 2.63. Resultados numéricos de los incrementos de tensiones en el suelo y la columna a lo largo del escalón para los ensayos  $N=3$**

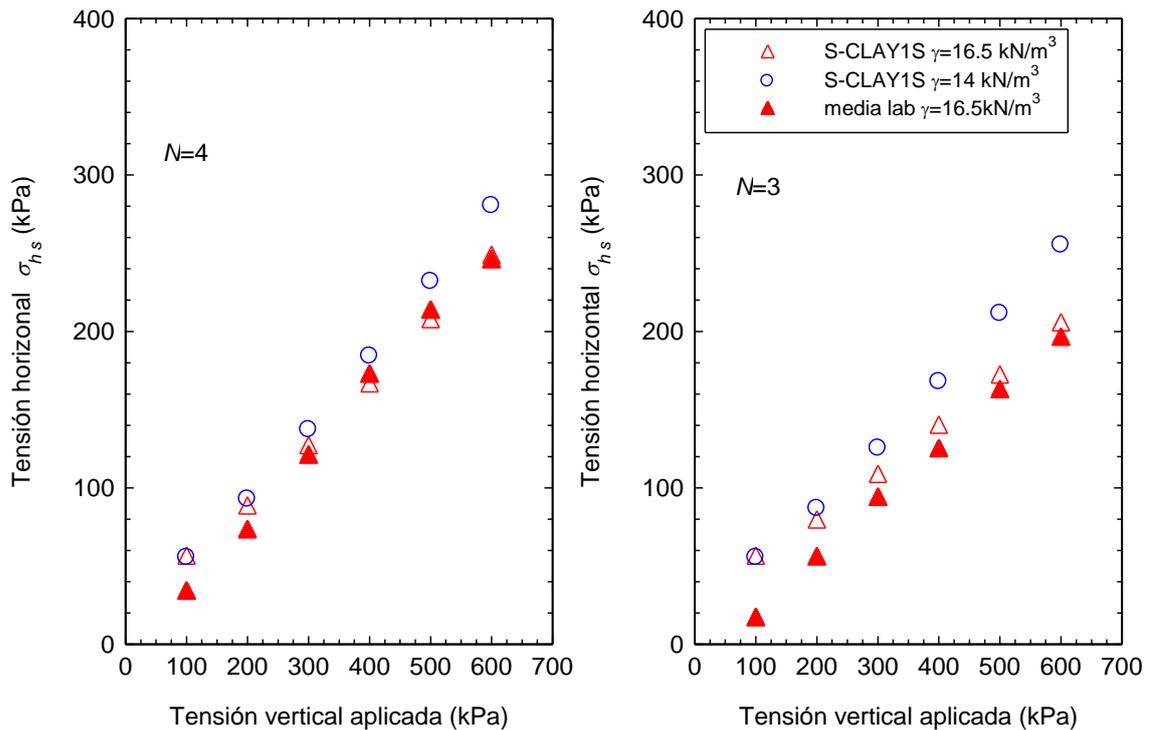
Los valores finales obtenidos al final de la consolidación son más elevados tanto para el suelo como para la columna con las simulaciones numéricas, siendo mayor la diferencia en las tensiones de la columna que en las del suelo. También se observa que la diferencia entre los resultados experimentales y numéricos en los valores finales se reduce conforme se aplica la carga.

Comparando los diferentes modelos constitutivos empleados para el caolín se observa que las tensiones verticales sobre la columna son menores con el modelo Creep S-CLAY1S y más elevadas con el S-CLAY1S y el MCC. Entre los dos últimos las diferencias son pequeñas, pero apreciables a lo largo de los escalones de carga, ya que la anisotropía del suelo blando va modificándose a lo largo del ensayo, provocando que el suelo soporte más o menos carga.

### **Tensiones horizontales en el suelo**

Las tensiones horizontales no son constantes en todos los puntos del suelo blando sino que varía a lo largo del radio como ocurre con las verticales. Además estas tensiones cambian también durante el proceso de consolidación. En este apartado se presentan las tensiones horizontales registradas en el contorno exterior ya que son las que se midieron en los ensayos experimentales. Además se presentan para la situación drenada, es decir una vez finalizada la consolidación cuando sus valores permanecen constantes.

A continuación se presentan las tensiones horizontales al final de cada uno de los escalones de carga aplicados para todas las geometrías y densidades estudiadas. En la Figura 2.64 se presenta la media de los resultados experimentales junto con los resultados obtenidos en las simulaciones numéricas con el modelo S-CLAY1S para las geometrías  $N=3$  y  $N=4$ . Para estas geometrías existen sólo medidas de las tensiones horizontales de los ensayos densos, en estos casos se observa que los resultados numéricos concuerdan con los experimentales.

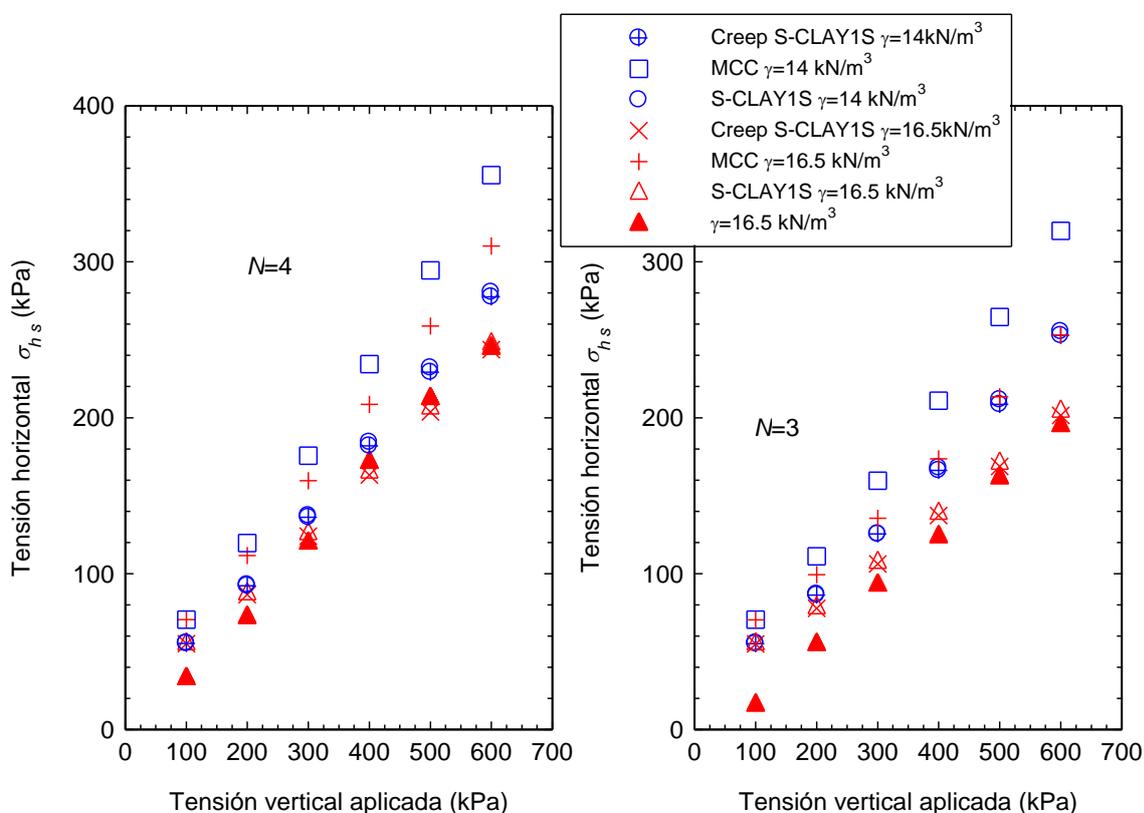


**Figura 2.64. Resultados con el modelo S-CLAY1S y experimentales de las tensiones horizontales al final de cada escalón de carga en los ensayos  $N=3$  y  $N=4$**

Los resultados numéricos siguen la misma tendencia que los experimentales de aumento de tensiones a medida que la carga aplicada es mayor, además los resultados numéricos obtenidos para los ensayos flojos son mayores que para los densos, ya que la carga que soporta el suelo en los flojos es mayor. La discrepancia existente entre los resultados numéricos y experimentales cuando están sometidos a 100 kPa y 200 kPa, se debe a lo comentado anteriormente, que bajo la carga de 100 kPa la transferencia de carga del suelo a la columna es menor en la simulación numérica, lo que puede deberse a una ligera mayor altura de la columna que el caolín en los ensayos al haberse hinchado éste durante el tiempo que se mantiene abierta la célula esperando a que se descongele la columna. Este cambio repercute en el primer escalón de carga por lo que al final (200kPa) se aprecian las diferencias, en los sucesivos escalones se va reduciendo el efecto de este primer escalón y los valores numéricos y experimentales se aproximan más.

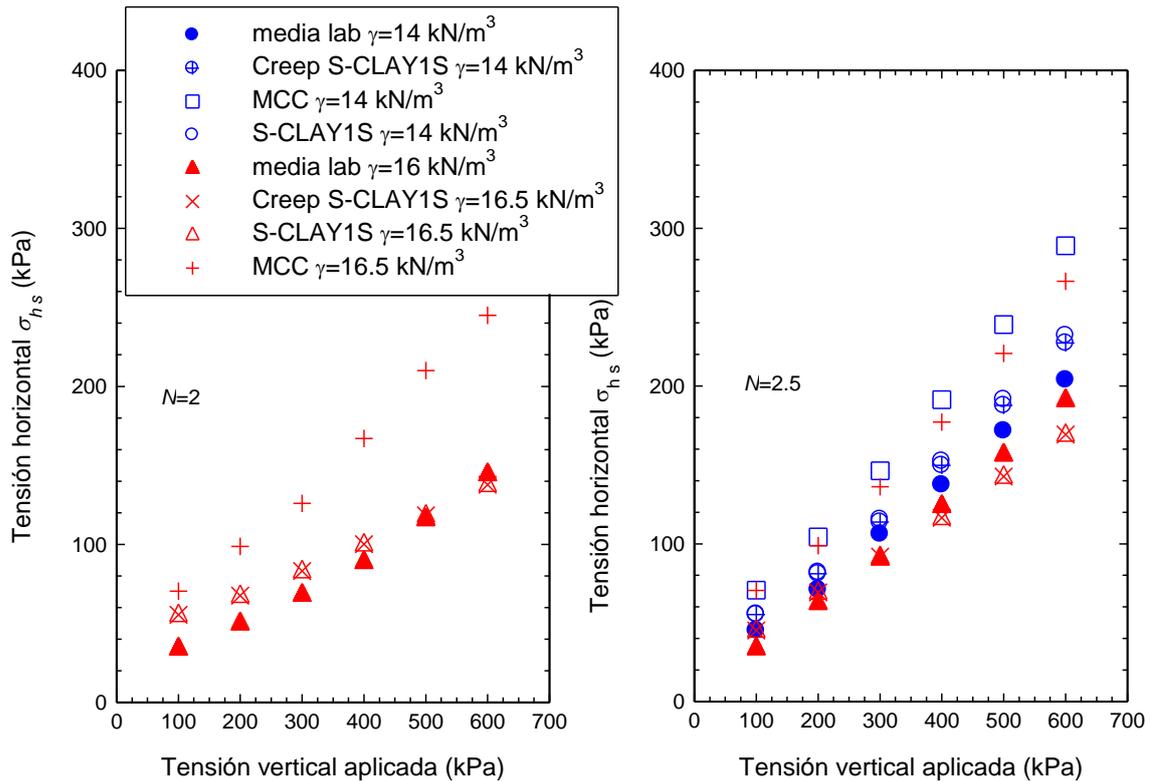
A continuación se muestran los resultados obtenidos numéricamente con todos los modelos empleados en las simulaciones para observar las diferencias existentes entre

ellos, para los mismo ensayos  $N=3$  y  $N=4$  en la Figura 2.65 y en la Figura 2.66 para los ensayos con geometría  $N=2$  y  $N=2.5$ .



**Figura 2.65. Resultados numéricos y experimentales de las tensiones horizontales al final de cada escalón de carga para los ensayos  $N=4$  y  $N=3$**

En ambas figuras se observa que los resultados numéricos obtenidos con los modelos S-CLAY1S y Creep S-CLAY1S concuerdan con los resultados experimentales en los casos en los que éstos existen. Sin embargo, los resultados obtenidos con el modelo MCC son mucho más elevados. Esto se debe a que el modelo MCC sobreestima el valor del coeficiente de empuje al reposo, sin embargo en los modelos S-CLAY1S y el Creep S-CLAY1S su valor es similar al real.



**Figura 2.66. Resultados numéricos y experimentales de las tensiones horizontales al final de cada escalón de carga para los ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

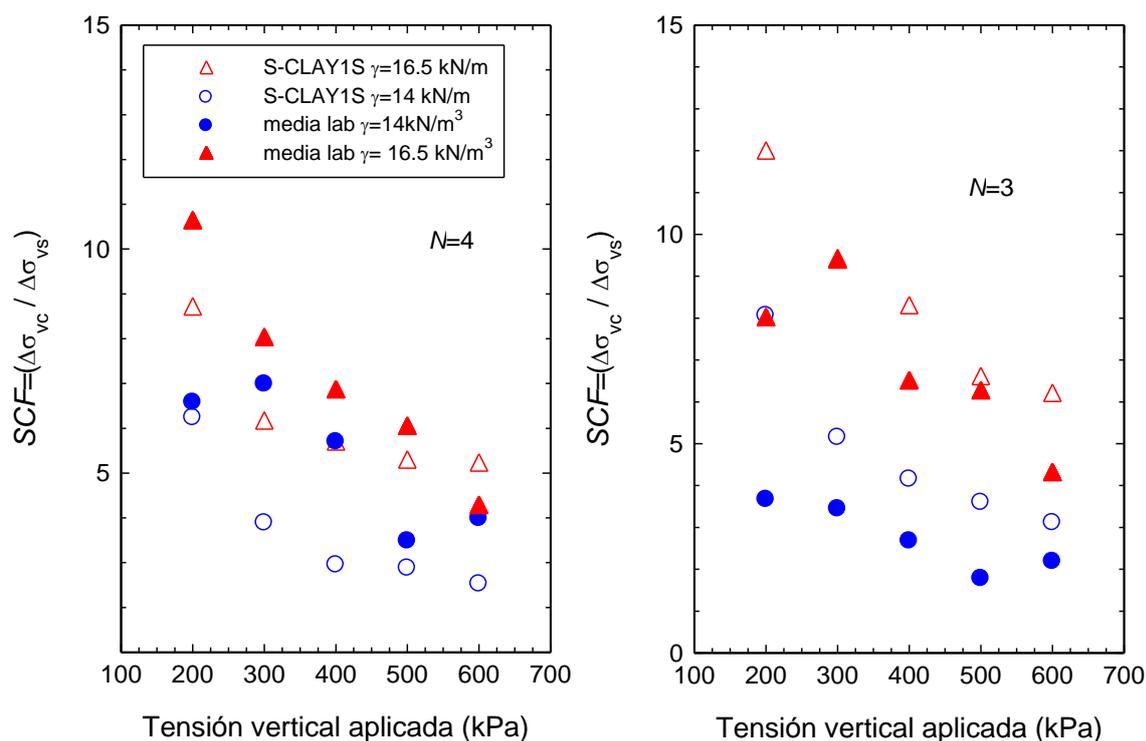
En todos los casos presentados las tensiones obtenidas para los ensayos densos son menores que para los flojos, ya que el suelo soporta más carga en estos últimos ensayos.

### Factor de concentración de tensiones

Los valores del factor de concentración de tensiones presentados se obtienen de los incrementos de presiones medias en la columna y el terreno en cada uno de los escalones, tanto en los análisis numéricos como en los experimentales.

### SCF drenados (final del escalón de carga)

En la Figura 2.67 se presentan los valores del SCF obtenidos al final de cada escalón de carga, en los ensayos experimentales y los análisis numéricos realizados con el modelo S-CLAY1S para las geometrías de menor área de sustitución correspondientes a  $N=3$  y  $N=4$ .



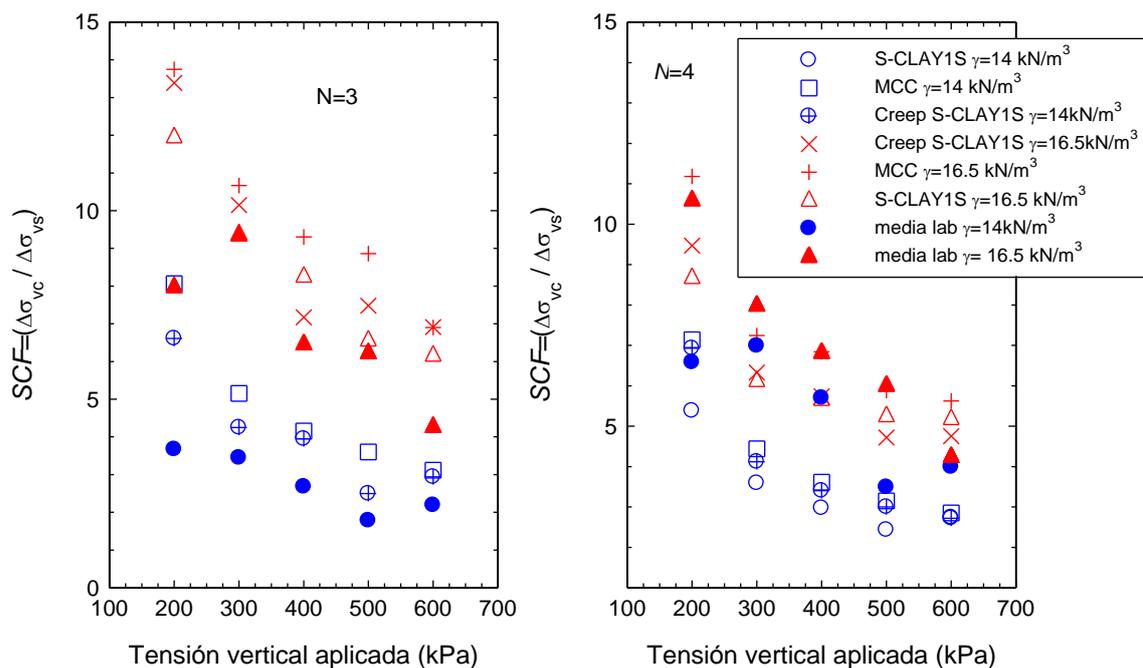
**Figura 2.67. Resultados SCF drenados experimentales y con el modelo S-CLAY1S para los ensayos N=3 y N=4**

Se observa como la tendencia del SCF es la misma para los resultados experimentales y numéricos, el SCF desciende a medida que se incrementa la carga lo que está en consonancia con la relación de rigideces suelo-columna. En los resultados experimentales el primer escalón se sale de la tendencia descendente ya que el suelo blando está sobreconsolidado, sin embargo, en los resultados numéricos no existe esta diferencia, lo que puede ser debido a lo explicado anteriormente de la transmisión de carga inicial, mucho menor en los análisis numéricos.

Los valores del SCF obtenidos con el modelo S-CLAY1S son mayores en los ensayos densos que en los flojos, ya que la columna soporta una parte mayor de la carga al ser esta más rígida en los ensayos de  $D_r=100\%$ . Se aprecia que en los ensayos con menor área de sustitución los resultados numéricos son menores que los experimentales y para los ensayos con mayor área de sustitución ( $N=3$ ) son mayores, siendo siempre los resultados similares. La mayor diferencia entre los resultados numéricos y los experimentales se observa para los ensayos flojos con una relación de diámetros de  $N=4$ . Estas diferencias pueden deberse a la medida de las tensiones verticales bajo la

columna en los ensayos experimentales que puede verse afectada por una posible inclinación de la chapa del reparto de carga colocada. Además pueden verse influenciados también porque los módulos de rigidez de la columna empleados en las simulaciones numéricas varían con la tensión aplicada pero no tienen en cuenta la densificación que se produce en las columnas flojas ni el efecto contrario en las densas. Esta última razón contribuye a que la diferencia de valores del *SCF* entre los ensayos densos y flojos al final del ensayo, sea mayor en los resultados numéricos que en los experimentales.

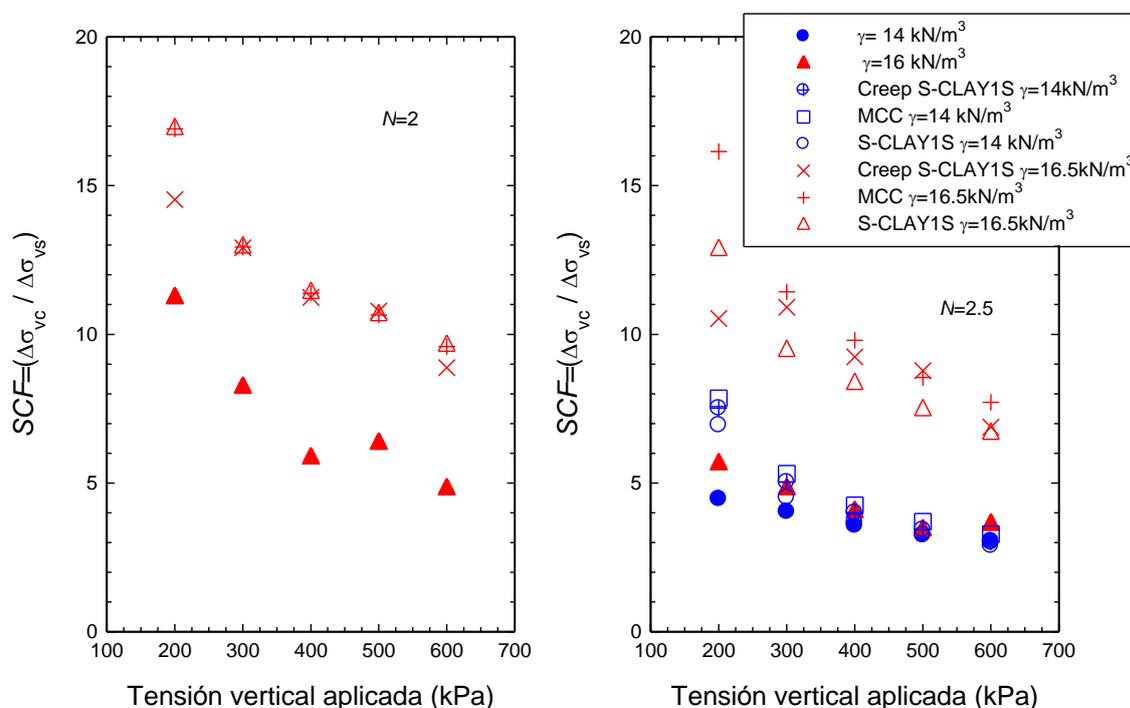
Se muestran a continuación los resultados obtenidos con todos los modelos numéricos empleados para poder analizar las diferencias entre ellos. En la Figura 2.68 para los ensayos con menores áreas de sustitución correspondientes a  $N=3$  y  $N=4$  y en la Figura 2.69 para las áreas de sustitución mayores  $N=2$  y  $N=2.5$ .



**Figura 2.68. Resultados del *SCF* drenados numéricos y experimentales para los ensayos  $N=4$  y  $N=3$**

En ambas figuras (Figura 2.68 y Figura 2.69) se aprecia que los valores obtenidos con los tres modelos constitutivos dan valores similares no observándose una gran diferencia entre ellos. Los *SCF* más elevados son los obtenidos con el modelo MCC debido a la sobreestimación del valor del coeficiente de empuje al reposo, aunque las diferencias

entre los distintos modelos no son grandes porque el suelo es remodelado y no natural por lo que no tiene estructura y su anisotropía inicial es pequeña al igual que su variación. La tendencia de todos los resultados numéricos es la misma e igual a la de los resultados experimentales.



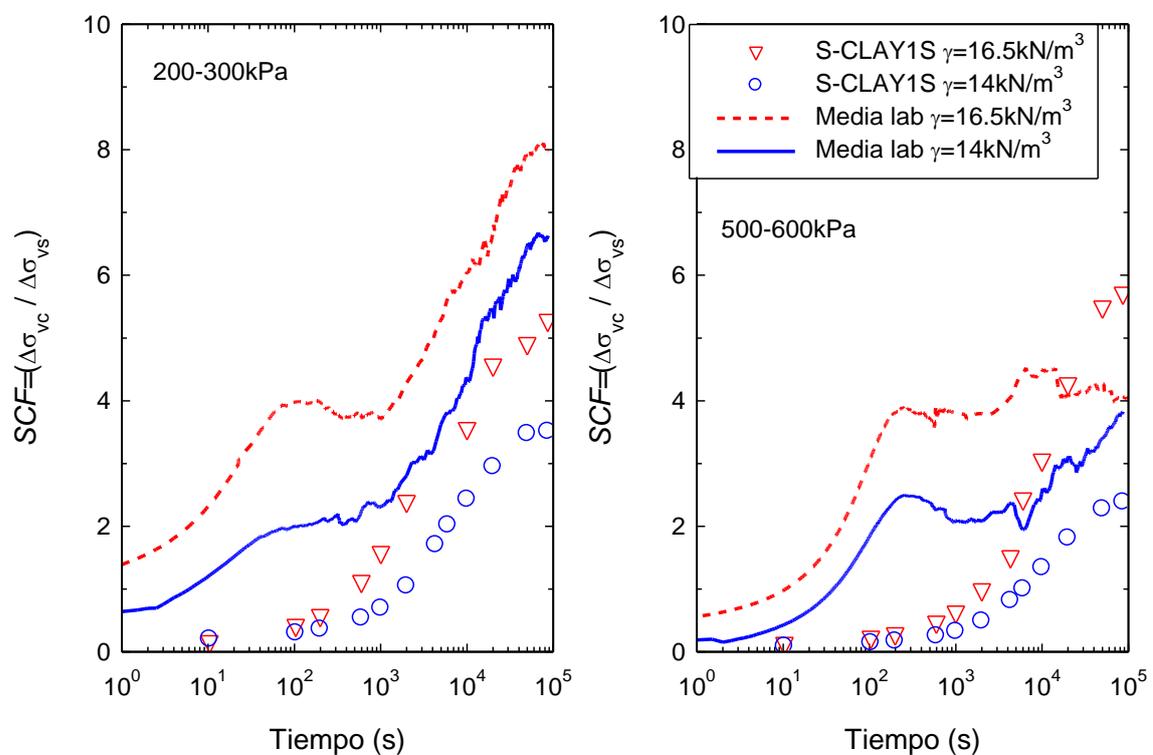
**Figura 2.69. Resultados del SCF drenado numéricos y experimentales para los ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

En los casos correspondientes a las mayores áreas de sustitución (Figura 2.69), se aprecia un buen ajuste de los valores numéricos y experimentales para los ensayos flojos. Sin embargo, se observa como los valores obtenidos para los ensayos densos mediante las simulaciones numéricas son considerablemente superiores a los obtenidos en los ensayos experimentales. Esto se debe principalmente a que como se ha comentado, estos ensayos están realizados con un peso específico de la grava de  $16 \text{ kN/m}^3$  ( $D_r=90\%$ ) y los parámetros de ajuste de la grava para el análisis numérico son los correspondientes a una grava de  $16.5 \text{ kN/m}^3$  ( $D_r=100\%$ ), por ello es normal que se obtengan valores algo superiores al haberse calculado con una rigidez de la columna algo superior a la real. Además es necesario tener en cuenta que los valores de las tensiones totales en los ensayos densos con geometría  $N=2.5$  obtenidos en los ensayos

en laboratorio son excepcionalmente bajos, siendo muy similares a los obtenidos en los ensayos flojos.

### SCF a lo largo de un escalón de carga

La comparación de los resultados numéricos y experimentales del SCF a lo largo del proceso de consolidación se presenta a continuación. En la Figura 2.70 se presentan los valores numéricos obtenidos con el modelo S-CLAY1S y los valores medios experimentales para los escalones de carga correspondientes a 200-300 kPa y 500-600 kPa en los ensayos realizados con una relación de diámetros de  $N=4$



**Figura 2.70. Valores del SCF a lo largo del proceso de consolidación experimental y con el modelo S-CLAY1S. Ensayos  $N=4$**

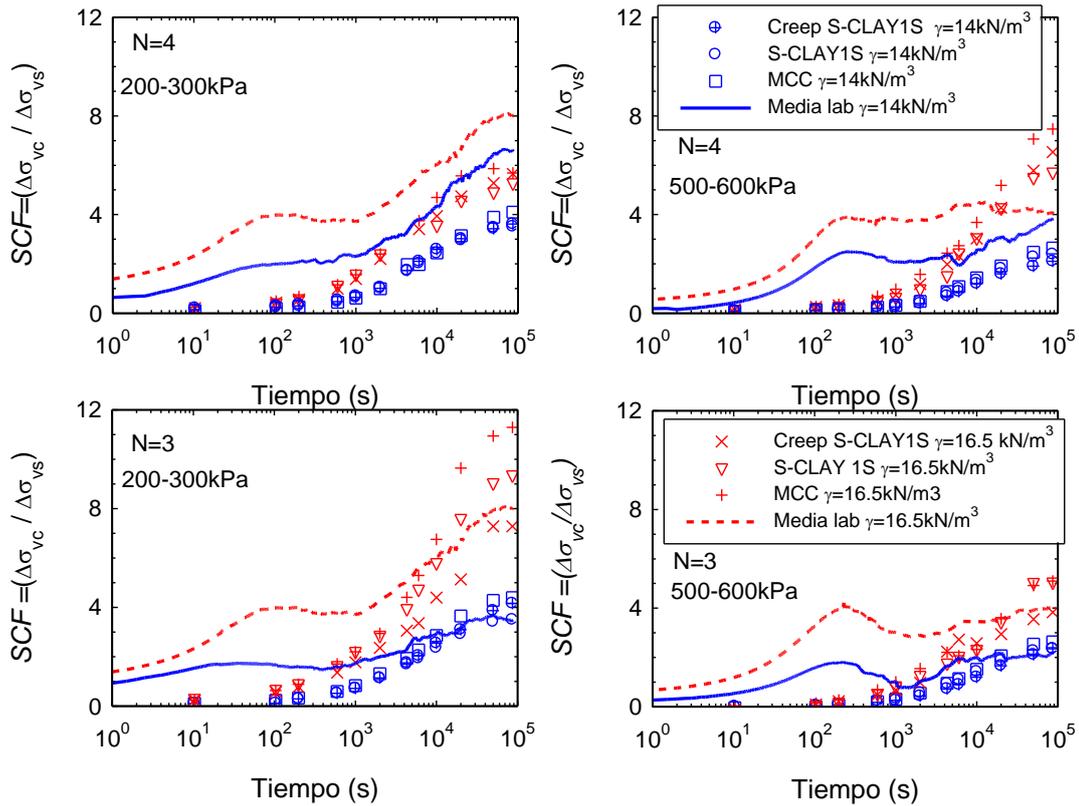
De los resultados presentados en la Figura 2.70 se observa que al igual que lo comentado anteriormente en el apartado de tensiones, la transmisión de carga del suelo a la columna se produce ligeramente más lenta en las simulaciones numéricas que en los ensayos experimentales. La transmisión de carga inicial que se observa en los resultados experimentales no se refleja en los resultados numéricos, lo que puede ser debido a la respuesta viscoelástica del caolín. El segundo incremento de carga producido cuando las

deformaciones empiezan a cobrar importancia sí se registra y se produce más o menos a la vez en los resultados experimentales y numéricos. Por último, la plastificación de la columna se produce también en tiempos próximos en los ensayos experimentales y numéricos para el primer escalón de carga (200-300kPa) produciéndose más tarde en los resultados numéricos que en los experimentales para el último escalón de carga 500-600kPa.

Los valores obtenidos con el modelo numérico son inferiores a los experimentales en todo momento durante el primer escalón de carga para ambas densidades. Sin embargo, para el último escalón de carga y la columna densa son mayores en la parte final del escalón, mientras que los flojos siguen siendo menores. Esto puede deberse a la no consideración en los modelos numéricos de la densificación de la columna floja a lo largo de la aplicación de la carga y a la pérdida de densidad cuando la columna es densa.

A continuación se presentan las comparaciones de los resultados de todos los modelos constitutivos empleados. En la Figura 2.71 para los ensayos realizados con una geometría correspondiente a  $N=3$  y  $N=4$  y en la Figura 2.72 para las áreas de sustitución mayores  $N=2$  y  $N=2.5$ .

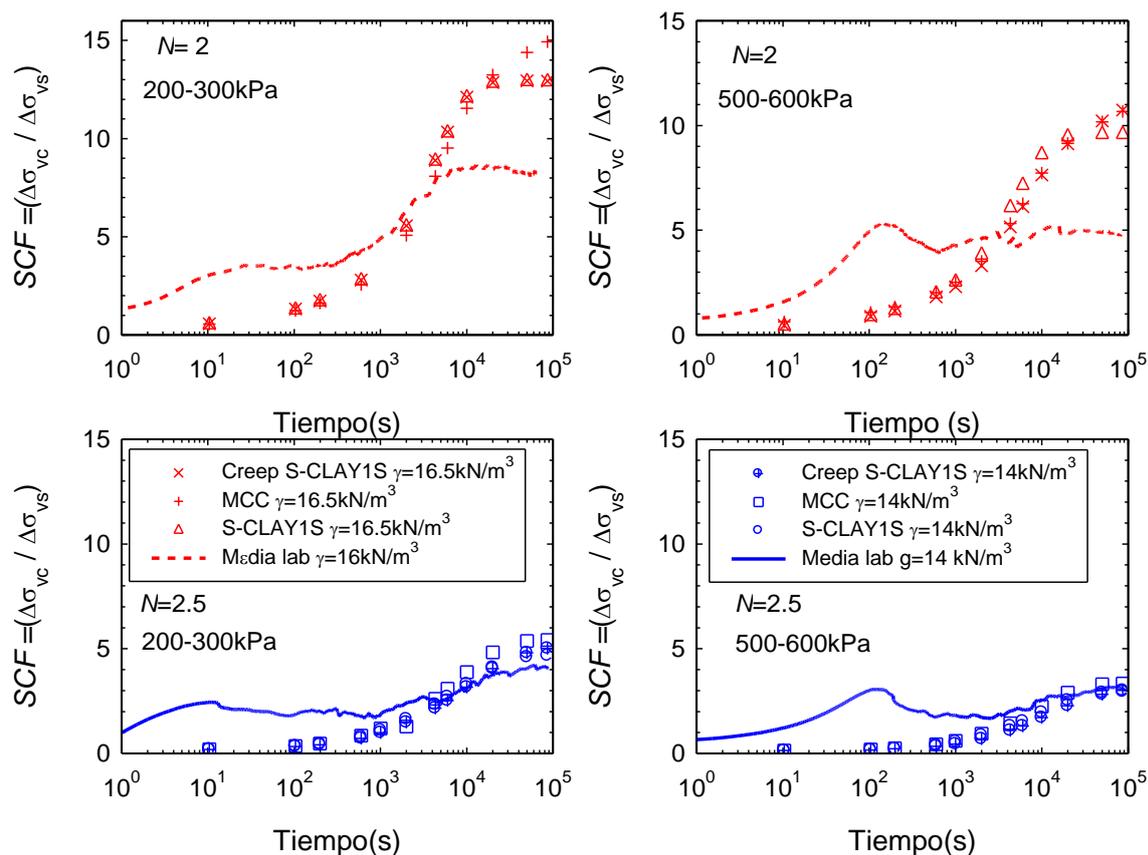
Comparando los diferentes modelos constitutivos empleados se observa que todos siguen la misma tendencia aunque la velocidad de transmisión de la carga es algo diferente. Los resultados de los análisis realizados con los modelos S-CLAY1S y MCC se producen a una velocidad similar, sin embargo en los realizados con el modelo Creep S-CLAY1S la transmisión de carga empieza a producirse algo más tarde. Esta diferencia se debe a que el modelo tiene en cuenta los efectos visco plásticos y por tanto es sensible a la velocidad de aplicación de las cargas y al tiempo que está sometido a ellas, a diferencia de los otros dos.



**Figura 2.71. Valores del SCF a lo largo del proceso de consolidación experimental y numéricos. Ensayos N=3 y N=4**

Los valores finales también varían según el modelo constitutivo empleado siendo las diferencias más importantes en la simulación de los ensayos densos que en los flojos. Los resultados más elevados son los proporcionados por los análisis realizados con MCC, los intermedios con al S-CLAY1S ya que tienen en cuenta la anisotropía del terreno y los más bajos los obtenidos con el Creep S-CLAY1S que tienen en cuenta los también los efecto viscoplásticos. Todos los resultados numéricos se ajustan bastante bien a los experimentales pero los más similares son los obtenidos con el Creep S-CLAY1S.

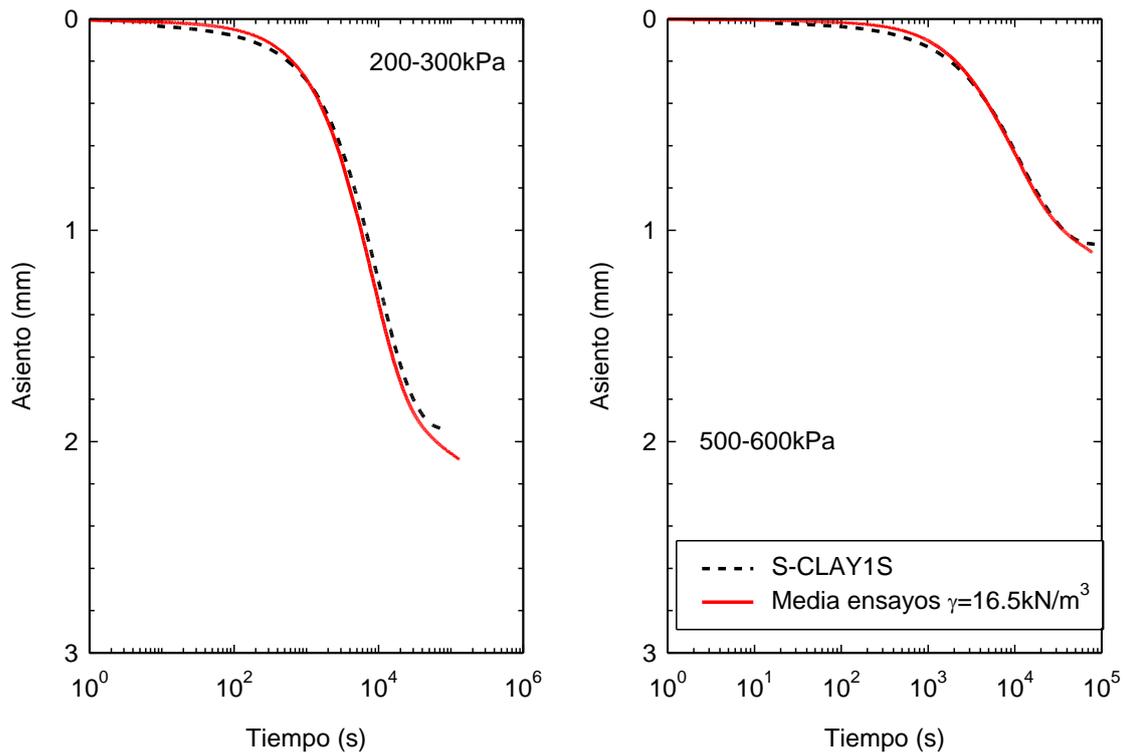
Para las mayores áreas de sustitución los resultados siguen la misma tendencia (Figura 2.72). La mayor diferencia existente entre los resultados numéricos y experimentales para los ensayos densos con geometría N=2 se debe a que los ensayos experimentales se realizan con grava a  $D_r= 90\%$  y la grava en los análisis numéricos está ajustada a los parámetros de la grava al  $D_r= 100\%$ .



**Figura 2.72. Valores del SCF a lo largo del proceso de consolidación experimental y numéricos. Ensayos  $N=2.5$  y  $N=2$**

## Asientos

El desplazamiento vertical de la muestra a lo largo del tiempo es la medida directa del LVDT. En la Figura 2.73 se comparan los asientos producidos en los escalones de 200-300 kPa y 500 600 kPa experimentales y numéricos con el modelo S-CLAY1S, para los ensayos con una relación de diámetros igual a  $N=3$  y realizados con la grava densa. En la Figura 2.73 se observa un buen ajuste, siendo la velocidad en la que se producen los asientos similar en ambos casos, aunque al inicio de la consolidación los resultados numéricos muestran un asiento algo más rápido.

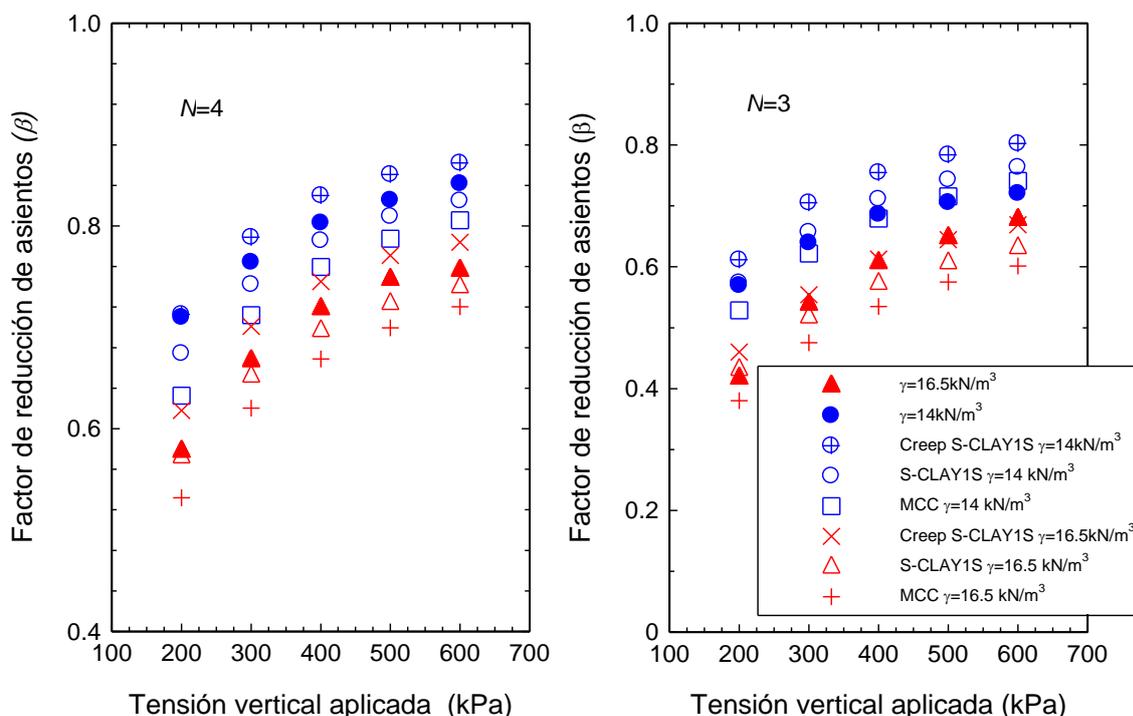


**Figura 2.73. Resultados de los asientos con S-CLAY1S y experimentales para ensayos  $N=3$**

El valor final de los asientos es similar, siendo algo menor el numérico, ya que no tiene en cuenta la consolidación secundaria, por lo que una vez disipadas las presiones intersticiales el suelo no asienta más con el tiempo. Tanto en las simulaciones numéricas como en los resultados experimentales los asientos son mayores en los escalones de menor carga ya que el conjunto suelo-columna es menos rígido que en los de mayor carga.

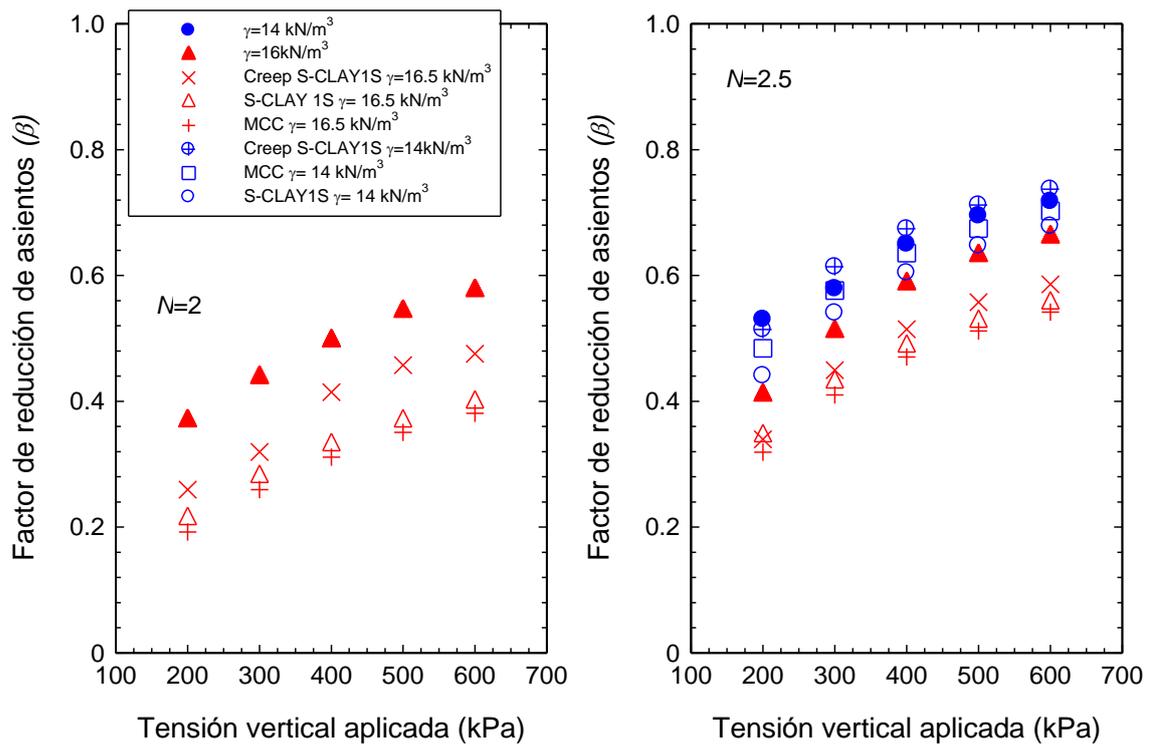
Los valores del factor de reducción de asientos acumulados obtenido al final de cada escalón de carga se presentan en la Figura 2.74 para los ensayos de menores áreas de sustitución  $N=4$  y  $N=3$  y en la Figura 2.75 para los ensayos realizados con una geometría de  $N=2.5$  y  $N=2$ . Se presenta el valor del asiento acumulado que es el que se produce desde el inicio del ensayo hasta el escalón de carga estudiado en cada caso para conocer el asiento que se produce con el total de carga aplicada, ya que presentar independientemente el asiento de cada escalón de carga tiene menos sentido ya que mostraría el producido para el incremento de carga aplicado (100kPa en todos los casos) variando solamente el estado tensional en el que se aplican.

Se observa en ambos casos (Figura 2.74 y Figura 2.75) un buen ajuste de los resultados numéricos y experimentales, siendo mejor el obtenido para los ensayos con menor área de sustitución, ya que los parámetros de la grava están ajustados para la grava con  $D_r=100\%$  y no al 90% que es a la que se realizan los ensayos de  $N=2.5$  y  $N=2$ .



**Figura 2.74. Factor de reducción de asentamientos experimental y numéricos para los ensayos  $N=3$  y  $N=4$**

Como es de esperar la mayor reducción de asiento se obtiene con el modelo MCC ya que concuerda con los valores de  $SCF$  obtenidos que son los mayores. Cuando se tiene en cuenta la anisotropía, S-CLAY1S, la reducción de asentamientos disminuye y se aproxima más a los resultados experimentales. Por último las menores reducciones de asentamientos son las obtenidas con el modelo Creep S-CLAY1S que tiene también en cuenta los efectos viscoplásticos y el factor del tiempo y está en concordancia con los valores de  $SCF$  obtenidos ya que eran los menores.

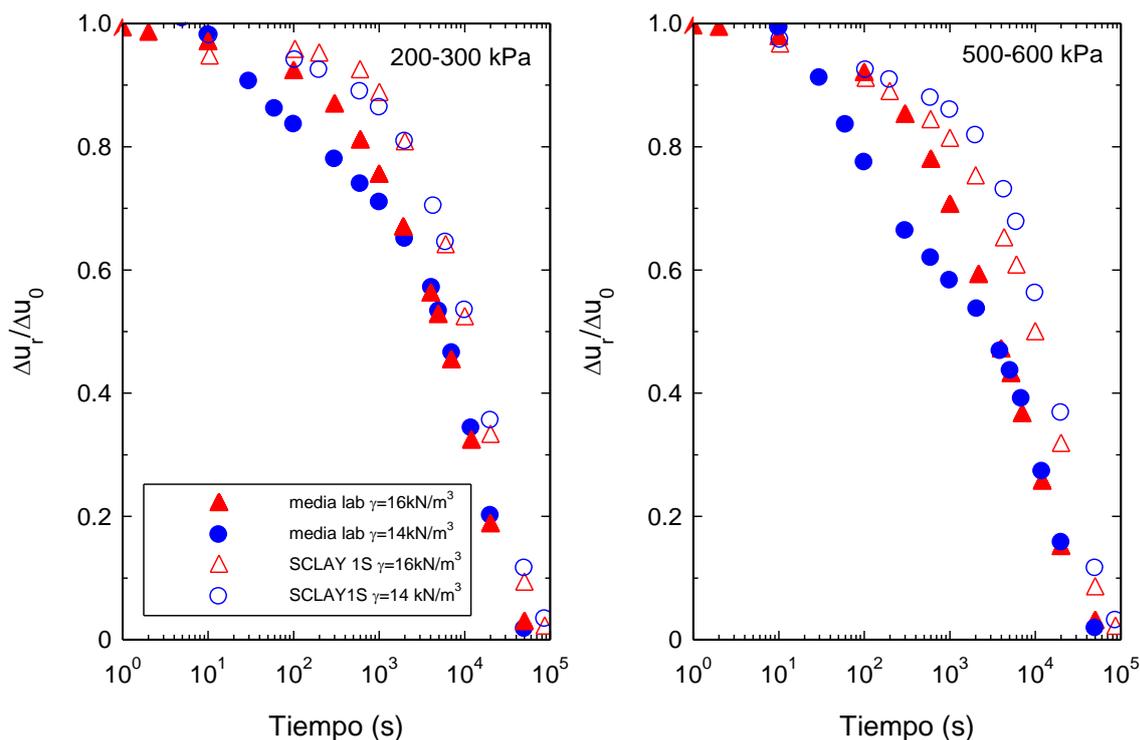


**Figura 2.75. Factor de reducción de asentamientos experimental y numéricos para los ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

En el caso de los ensayos con mayor área de sustitución se aprecia en la Figura 2.75 que el ajuste de los asentamientos para los ensayos flojos es muy bueno. Sin embargo, la reducción obtenida de los análisis numéricos para los ensayos densos realizados con ambas geometrías es algo mayor que las experimentales, lo que es debido a la diferencia de densidad de la grava, ya que en es de  $D_r = 90\%$  en los ensayos experimentales y los ajustes de la grava numéricos corresponden a grava con una densidad relativa del 100%.

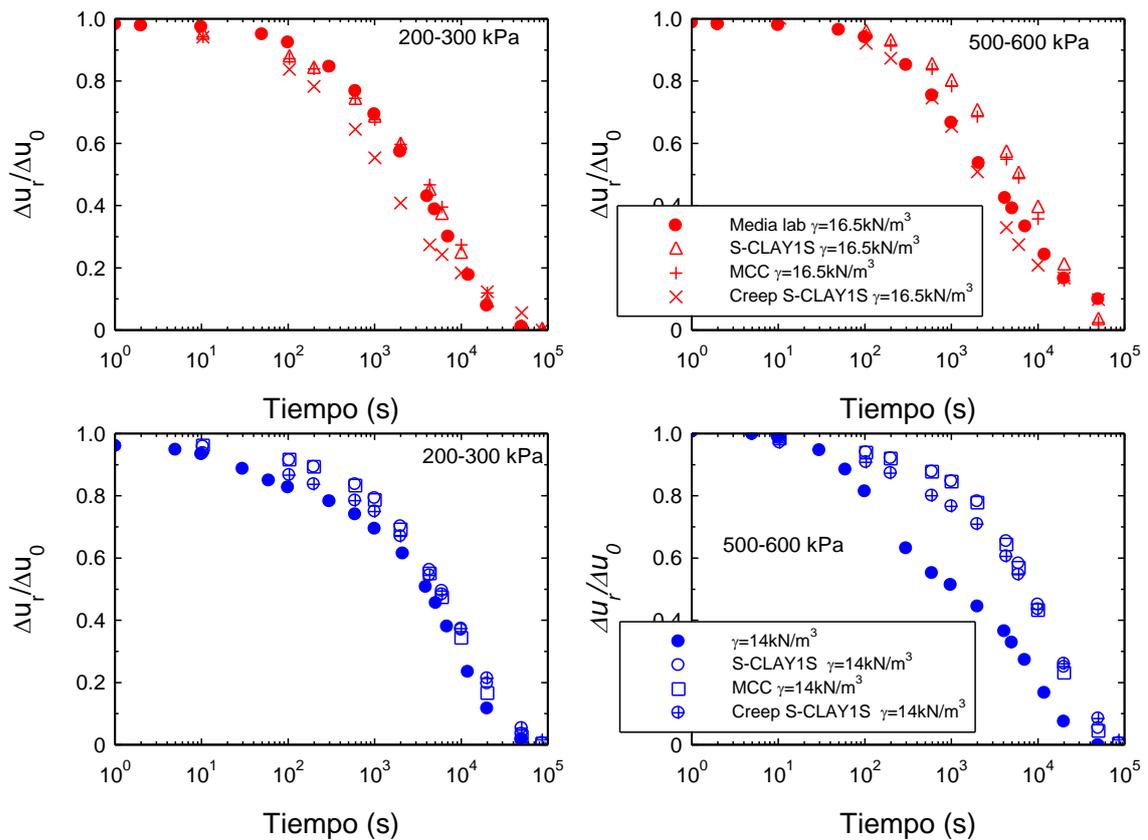
### Presiones intersticiales

Con el objetivo de poder reproducir las condiciones de los ensayos de laboratorio y poder estudiar la consolidación desde su inicio, se han simulado tanto el suelo blando como la grava como materiales sin drenaje, a los que se les aplica la carga sin permitir el drenaje y posteriormente mediante un análisis acoplado se estudia la consolidación. La disipación de las presiones intersticiales se presenta en la Figura 2.76 para los valores obtenidos con el modelo S-CLAY1S y los experimentales en los ensayos con geometría  $N=4$ .



**Figura 2.76. Comparación de la disipación de presiones intersticiales numérico y experimental para los ensayos  $N=4$**

De la comparación entre resultados experimentales y numéricos se aprecia que la disipación de presiones intersticiales se realiza más rápidamente en los ensayos experimentales que en los análisis numéricos, al igual que la transmisión de cargas del suelo a la columna presentada anteriormente. La tendencia de los ensayos experimentales flojos y numéricos es diferente, ya que los resultados numéricos no reflejan la rápida disipación inicial de presiones intersticiales producida en los ensayos. Los resultados numéricos para los ensayos densos y flojos son similares, aunque se observa que para el primer escalón de carga la disipación de las presiones intersticiales se produce más rápidamente para los ensayos flojos y en el último escalón es más rápida para los densos, lo que puede ser debido a las diferentes deformaciones radiales que se producen según la densidad de la columna, aumentando más el radio de la columna densa y también a la deformación inicial de la columna cuando está floja.



**Figura 2.77. Comparación de la disipación de presiones intersticiales numérico y experimental en los ensayos  $N=3$**

En la Figura 2.77 se presenta la comparación con todos los modelos constitutivos para los ensayos con geometría  $N=3$ . Los resultados de los análisis llevados a cabo con el modelo MCC y con el S-CLAY1S son muy similares tanto en los ensayos densos como flojos. Sin embargo, los correspondientes al modelo Creep S-CLAY1S se aproximan algo más a los experimentales al producirse la disipación de presiones de una forma más rápida. La diferencia entre los modelos es mayor en los ensayos densos que en los flojos.

## 2.3.5 Conclusiones

La realización de simulaciones numéricas ha dado lugar a nuevos resultados para el análisis de la influencia de la densidad complementando los experimentales. El empleo de los diferentes modelos numéricos ha permitido analizar la influencia de la anisotropía y los efectos viscoplásticos. En general los resultados numéricos y experimentales se ajustan correctamente.

Las **diferencias entre los modelos** MCC y S-CLAY1S no son muy importantes, ya que el suelo empleado no es natural, sino amasado, no existiendo por tanto estructura y siendo la variación de la anisotropía mucho más lenta que para suelos naturales. Además, la columna no se construye siguiendo el método empleado en tratamientos reales si no como “wish in place” por lo que se perturba el suelo mucho menos, dando lugar a un menor cambio en la anisotropía del terreno. El modelo creep S-CLAY1S es necesario para estudiar los asientos a largo plazo, pero en este caso los escalones de carga tienen una duración de 24 horas, no muy superior al fin de la disipación de presiones intersticiales por lo que la diferencia en los resultados con los otros moldes no es muy grande.

En términos de **tensiones verticales** se observa que los valores finales de cada escalón en la situación drenada para la columna son mayores los registrados experimentalmente que los numéricos al contrario que los del terreno. Esto puede deberse a la diferencia del escalón inicial producida por el hinchamiento del caolín y a la posibilidad de que la columna quede un poco más alta, adquiriendo de este modo mayores cargas en los ensayos experimentales. No obstante los valores obtenidos de las simulaciones numéricas y experimentales son similares.

La evolución a lo largo del tiempo de la transmisión de tensión del suelo a la columna no sigue en todo momento el mismo patrón ya que los modelos empleados no reproducen el comportamiento viscoelástico del caolín, lo que puede provocar la transmisión inicial que se observa en los resultados experimentales. Sin embargo, una vez que las deformaciones empiezan a cobrar importancia ambos resultados concuerdan, incrementándose la carga de la columna y el *SCF* hasta alcanzar la plastificación de la columna, la cual se alcanza aproximadamente al mismo tiempo. Los modelos constitutivos MCC y S-CLAY1S dan lugar a una transmisión de cargas que se produce a la vez, mientras que los resultantes de los análisis realizados con el modelo Creep S-CLAY1S lo hacen algo más tarde, debido a la consideración de los efectos viscoplásticos. En general, los resultados obtenidos para los ensayos flojos se ajustan mejor que para los densos.

La mayor diferencia entre los distintos modelos constitutivos empleados se obtiene del análisis de las **tensiones horizontales** en el terreno. Los resultados provenientes de los análisis realizados con el modelo S-CLAY1S y Creep S-CLAY1S se ajustan a los obtenidos experimentalmente, ya que modelizan un  $K_0$  similar al real. Sin embargo, los provenientes de los análisis realizados con el modelo MCC sobreestiman su valor, al modelizar un valor del coeficiente de empuje al reposo muy superior al real.

En cuanto a la **reducción de asientos** se observa que los resultados experimentales y numéricos concuerdan bien tanto en los ensayos densos como flojos, siendo los que mejor se ajustan los correspondientes al modelo S-CLAY1S que tiene en cuenta la anisotropía y por ello da lugar a asientos mayores que los predichos por el MCC. El modelo Creep S-CLAY1S predice unos asientos algo mayores al tener en cuenta los efectos viscoplásticos.

Por último, la disipación de **presiones intersticiales** se produce de forma más rápida en los ensayos experimentales que en los numéricos y puede ser debido entre otros factores a que las simulaciones numéricas no tienen en cuenta el comportamiento viscoelástico del caolín. El modelo que se aproxima más a los resultados experimentales es el Creep S-CLAY1S ya que se disipan las presiones intersticiales de forma más rápida, debido a la consideración de la viscoplasticidad del caolín.

## 2.4 COMPARACIÓN CON SOLUCIONES ANALÍTICAS

En este apartado se comparan los resultados experimentales con varias soluciones analíticas presentadas en el capítulo 1. La comparación se realiza principalmente con la solución presentada por Castro y Sagaseta (2009) ya que ha sido desarrollada en el mismo Grupo de Investigación en el que se ha llevado a cabo este estudio. También se han empleado para el análisis del *SCF* las propuestas por Han y Ye (2001) que considera una condición edométrica y la de Pulko et al. (2011) que tiene en cuenta la deformación radial de la columna y su plastificación, de forma similar a la solución propuesta por Castro y Sagaseta (2009). Para el análisis de las deformaciones se han empleado la

propuesta por Balaam y Booker (1981) que recoge la solución elástica y la de Priebe (1995) ya que es posiblemente la que más se emplea habitualmente.

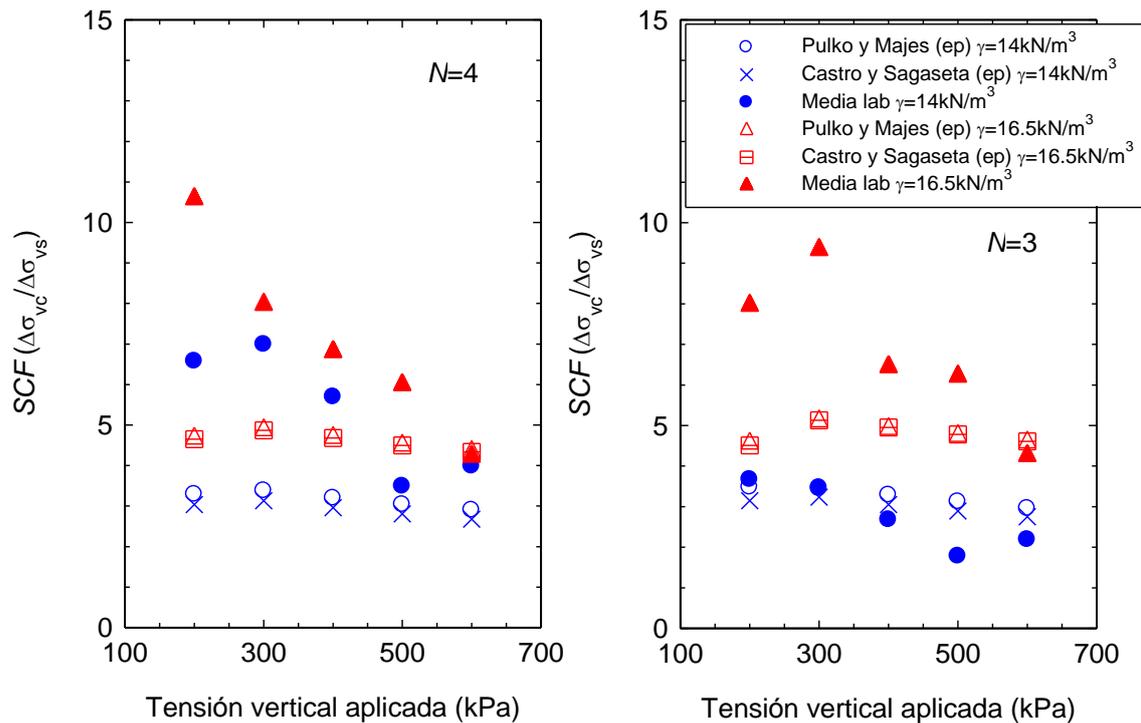
Como se ha visto anteriormente, el volumen de resultados de laboratorio del que se dispone es muy elevado dado que cada ensayo se compone de cinco escalones y existen varias geometrías y distintas densidades. Por ello, la comparación con las soluciones analíticas se presenta a continuación para alguno de los escalones y geometría estudiados.

## 2.4.1 Factor de concentración de tensiones

Como se ha comentado anteriormente el reparto de cargas entre el suelo y la columna es uno de los factores más importantes del tratamiento de suelos blandos con columnas de grava y se suele expresar a través del factor de concentración de tensiones (*SCF*). A continuación se presentan los valores del *SCF* obtenidos experimentalmente y con el empleo de las soluciones analíticas presentadas por Han y Ye (2001), Pulko et al. (2011) y Castro y Sagaseta (2009), para la situación drenada y a lo largo del proceso de consolidación.

### ***SCF* drenado (al final del escalón de carga)**

Los valores del *SCF* drenado al final de cada uno de los escalones de carga obtenidos experimentalmente se comparan con los resultados obtenidos con las soluciones elastoplásticas de Castro y Sagaseta (2009) y Pulko et al. (2011). Los valores correspondientes a cada una de las soluciones analíticas se han obtenido empleando unos módulos deformacionales para el caolín correspondientes al rango de tensiones de cada escalón de carga. El módulo de la columna se ha considerado constante para todos los escalones (apartado 2.2.3). Los valores obtenidos analíticamente y de forma experimental para las menores áreas de sustitución ensayadas ( $N=3$  y  $N=4$ ) se presentan en la Figura 2.78.



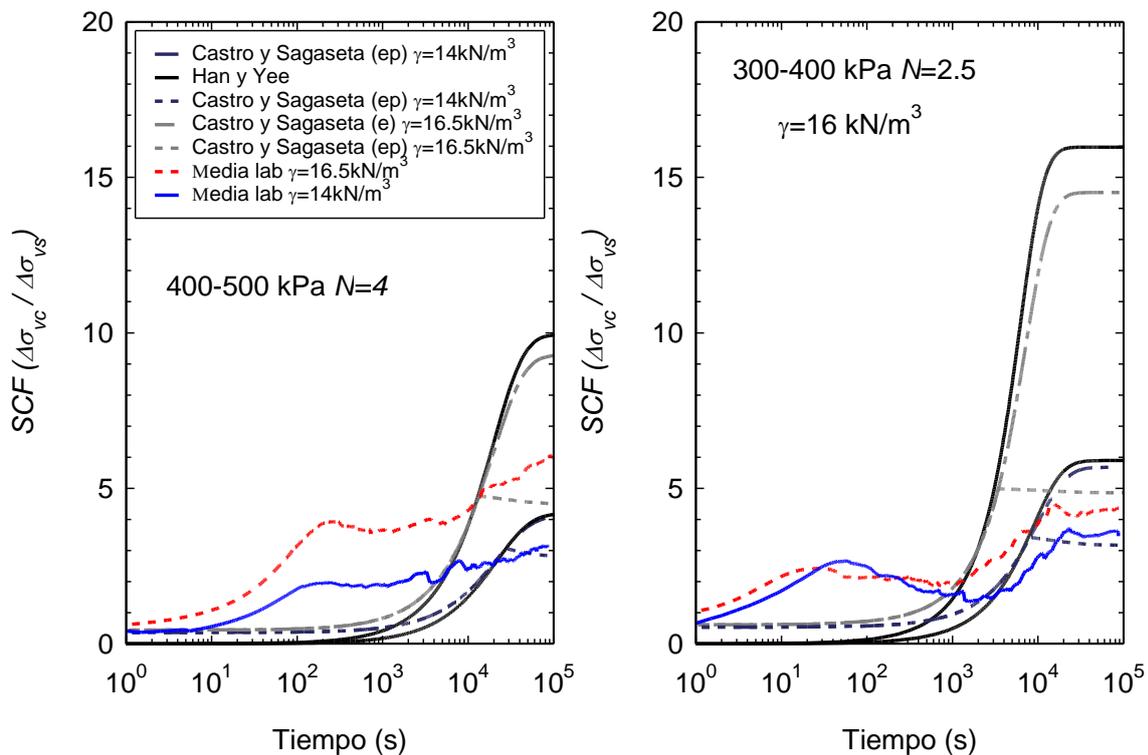
**Figura 2.78. Comparación valores del *SCF* drenados analíticos y experimentales**

Se aprecia en la Figura 2.78 que las soluciones analíticas predicen bastante bien los resultados experimentales. Todos siguen la misma tendencia descendente a medida que se incrementa la carga, salvo el primer escalón debido a la sobreconsolidación del suelo blando que hace que su rigidez sea mayor que si está normalmente consolidado. Ambas soluciones consideran la plastificación de la columna y su deformación radial dando lugar a resultados similares. La solución de Pulko et al. (2011) es drenada y la de Castro y Sagaseta (2009) es inicialmente sin drenaje más la posterior consolidación además la solución de Pulko et al. (2011) tiene en cuenta las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación de la columna no siendo este el caso de la solución de Castro y Sagaseta (2009), los cuales las incluyen en la solución presentada en Castro y Sagaseta (2013).

Los ajustes obtenidos son mejores para los ensayos densos ya que la no consideración de la variación de la rigidez de la columna a lo largo del ensayo influye menos que para los ensayos flojos.

**SCF a lo largo de un escalón de carga**

El SCF a lo largo del proceso de consolidación obtenido experimentalmente se compara con las soluciones propuestas por Han y Ye (2001) y Castro y Sagaseta (2009). De los últimos autores se presentan las soluciones tanto elástica (e) como elastoplástica (ep). A modo de ejemplo se eligen dos escalones de carga diferentes (400-500 kPa y 300-400 kPa) y distintas geometrías ( $N=4$  y  $N=2.5$ ) para mostrar la comparación de los resultados experimentales y analíticos que se presentan en la Figura 2.79.



**Figura 2.79. Comparación valores del SCF experimentales y analíticos a lo largo del proceso de consolidación**

Se observa que la solución presentada por Han y Ye (2001) en la que se considera que la columna está en situación edométrica, predice unos valores del SCF claramente superiores a los obtenidos experimentalmente. Estos valores coinciden con la relación de rigideces edométricas suelo-columna presentada en el apartado 2.2.6. Sin embargo, la solución presentada por Castro y Sagaseta (2009) predice valores más similares a los obtenidos experimentalmente al considerar las deformaciones radiales de la columna y su plastificación. La solución elástica al no tener en cuenta la plastificación de la columna sigue prediciendo valores de SCF elevados. Sin embargo, la solución elastoplástica

presenta resultados más próximos a los que se obtienen en los ensayos a escala reducida. Esto se debe a que en los ensayos realizados, la columna plastifica y por tanto, a partir de ese momento no es capaz de soportar más carga, no variando significativamente el valor del *SCF*.

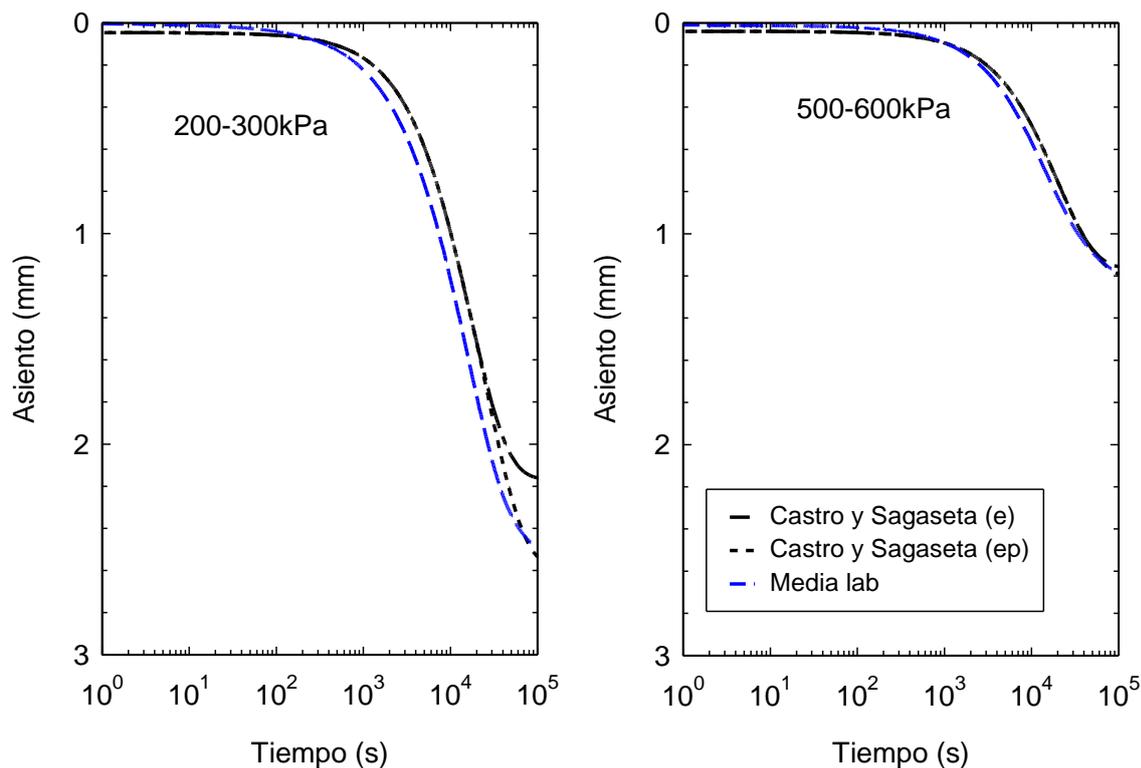
En la Figura 2.79 se observa también que las soluciones teóricas no son capaces de registrar el incremento inicial del *SCF* observado en los ensayos experimentales, al igual que ocurre con los resultados numéricos presentados en el apartado anterior (apartado 2.3). Esto puede ser debido a la no consideración del comportamiento viscoso del caolín. Los valores finales obtenidos para ambas densidades y geometrías en los dos escalones de carga se ajustan bastante bien a los resultados de la solución analítica elastoplástica propuesta por Castro y Sagaseta (2009), solamente se obtiene un valor más bajo para los ensayos densos con geometría  $N=2.5$  que como se ha comentado anteriormente da valores extremadamente bajos en todas las tensiones totales registradas.

## 2.4.2 Asientos

La reducción de asientos producida por el tratamiento del terreno con columnas de grava se analiza en este caso mediante el factor de reducción de asientos. Como comparación se han empleado las soluciones propuestas por: Priebe (1995), ya que es una de las más empleadas; por Balaam y Booker (1981) y la presentada en Castro y Sagaseta (2009).

### Asientos a lo largo del proceso de consolidación

La evolución de los asientos a lo largo del proceso de consolidación obtenida en los ensayos a escala reducida se compara con los resultados obtenidos a partir de la solución analítica presentada por Castro y Sagaseta (2009) tanto elástica como elastoplástica. En la Figura 2.80 se presentan a modo de ejemplo los resultados experimentales y analíticos para los escalones de carga de 200 a 300 kPa y de 500 a 600 kPa en los ensayos con columna foja realizados con una relación de diámetros de  $N=4$ .



**Figura 2.80. Comparación experimentales y analíticos en los ensayos flojos con  $N=4$**

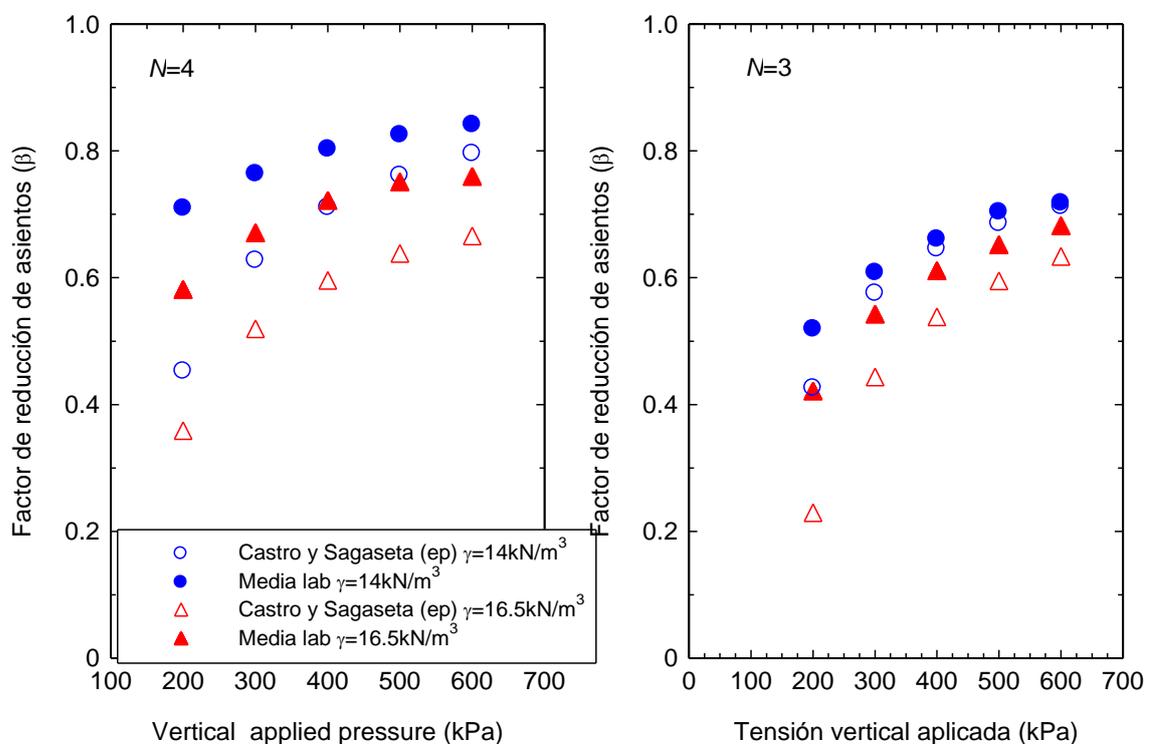
Se observa en estos casos que el asiento se produce de una forma más rápida en los resultados experimentales que con la solución analítica tanto elástica como elastoplástica, sin embargo en escalones en otros ensayos se producen ligeramente más rápido con la solución analítica, siendo siempre los resultados analíticos y experimentales similares. Esta diferencia es mayor en el escalón de carga menor (200-300 kPa), que en el último (500-600 kPa). Los valores del asiento final obtenidos en el laboratorio concuerdan con los calculados a partir de la solución analítica acercándose a los obtenidos con la solución elastoplástica, indicando por tanto un buen ajuste.

#### **Factor de reducción de asientos al final de cada escalón**

A partir de los asientos obtenidos en los ensayos y mediante las soluciones analíticas se calculan los valores de los factores de reducción de asientos comparándolos con los asientos del suelo blando sin tratar. En los resultados experimentales el factor de reducción de asientos se ha obtenido como el cociente entre el asiento del suelo con columnas y el correspondiente al ensayo edométrico del suelo blando sin columna. Para poder obtener la misma relación con las soluciones analíticas es necesario comparar el

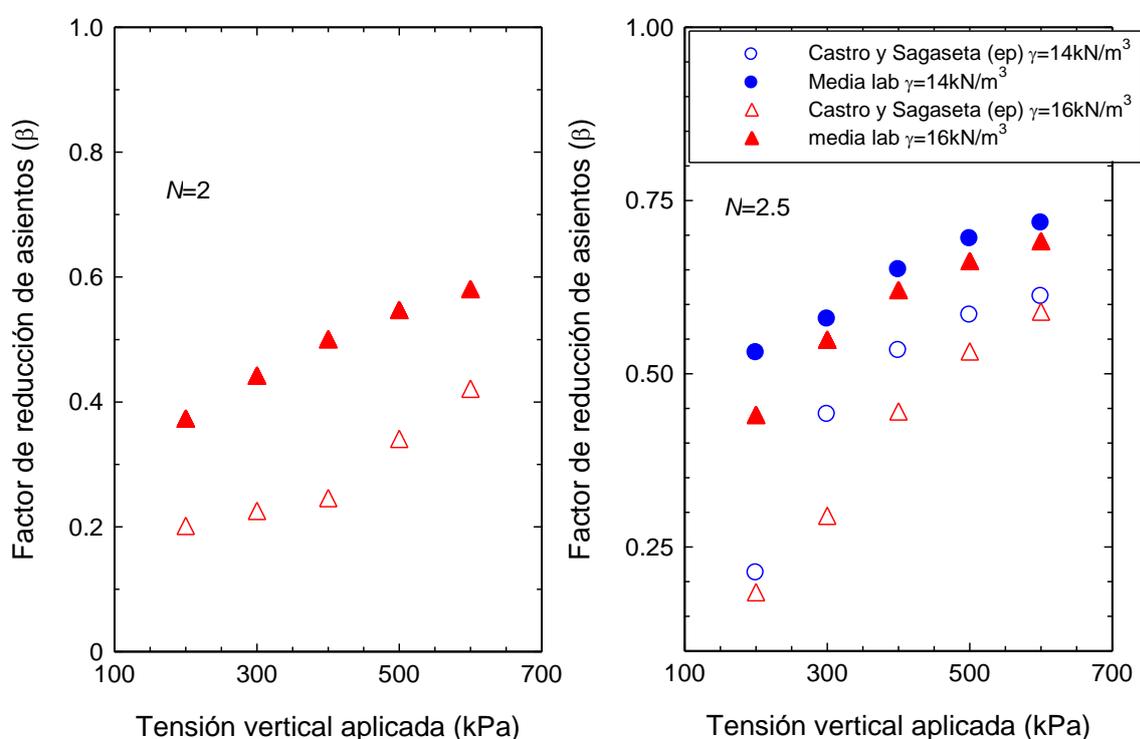
asiento producido en el suelo tratado, con el del suelo sin tratar, empleando la rigidez del suelo correcta en cada caso. La rigidez del suelo blando, como es sabido varia con la carga, por lo que es diferente en el caso de suelo tratado con columnas y en el de sin tratar, ya que cuando está tratado con columnas la mayor parte de la carga la soporta la columna y el suelo soporta una carga menor. Por ello, para realizar la comparación entre los valores experimentales y analíticos de una forma adecuada, es necesario tener en cuenta las dos rigideces del caolín: la correspondiente a las tensiones que soporta cuando está tratado con columna de grava y la correspondiente a cuando no existe columna.

De esta forma, empleando los módulos del caolín adecuados, se han obtenido los factores de reducción de asientos acumulados de cada uno de los escalones de carga para las diferentes geometrías con la solución analítica elastoplástica propuesta por Castro y Sagaseta (2009). Los valores obtenidos junto con la media de los experimentales se presentan en la Figura 2.81 para las geometrías menores ( $N=4$  y  $N=3$ ) y en la Figura 2.82 para las geometrías mayores ( $N=2$  y  $N=2.5$ ).



**Figura 2.81. Comparación del factor de reducción de asientos experimental y analítico para los ensayos  $N=4$  y  $N=3$**

Se observa que los resultados experimentales y analíticos son similares. Siguen la misma tendencia ascendente a medida que la carga aplicada se incrementa. Las diferencias entre ambos disminuyen a medida que se aplica a la carga, obteniéndose el mejor ajuste para los ensayos con geometría igual a  $N=3$ , lo que puede ser debido a una mejor estimación de los módulos edométricos del caolín. Al ser comparado el asiento acumulado, la influencia del primer escalón de carga en el que se producen diversos fenómenos en el ensayo experimental que la solución analítica no puede reproducir, se arrastra en los valores de los siguientes escalones. Si se eliminase la influencia de ese primer escalón el ajuste sería muy bueno.



**Figura 2.82. Comparación del factor de reducción de asientos experimental y analítico para los ensayos  $N=2$  y  $N=2.5$**

En ambas figuras (Figura 2.81 y Figura 2.82) se observa que la diferencia entre los resultados experimentales y teóricos es mayor en los escalones en los que el caolín está sobreconsolidado y disminuye en aquellos que el suelo está normalmente consolidado. Los escalones en los que el caolín está normalmente consolidado son todos menos el primero en los ensayos de menor área de sustitución, los tres últimos para los ensayos con geometría  $N=2.5$  y solamente los dos últimos para el de mayor diámetro de la columna ( $N=2$ ). Al existir una mayor cantidad de escalones de carga en los que el caolín

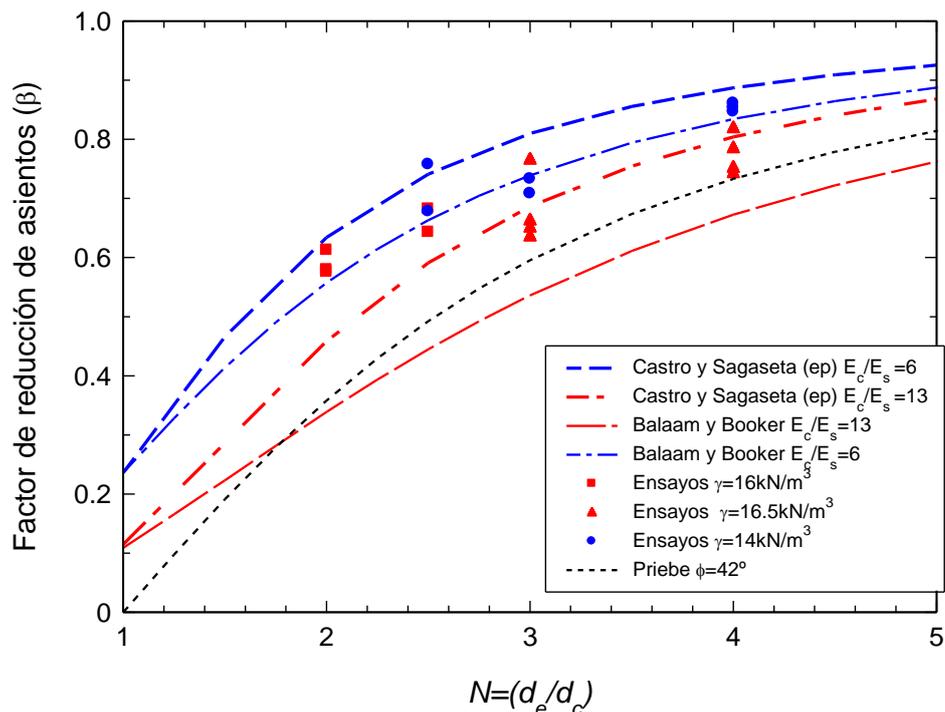
está sobreconsolidado en los ensayos realizados con estas nuevas geometrías ( $N=2$  y  $N=2.5$ ) la reducción de asientos estimada con la solución analítica y la obtenida experimentalmente difieren en mayor medida que los ensayos realizados con menores áreas de sustitución ( $N=3$  y  $N=4$ ). Esto puede ser debido entre otros factores a que el módulo del caolín estimado a partir de las presiones medias cuando el caolín está sobreconsolidado dista más del que adquiere durante la realización de los ensayos a escala reducida, ya que para una menor variación de tensiones el módulo edométrico varía en mayor medida. La diferencia del factor de reducción de asientos experimental y analítico al final del ensayo viene a ser de un 10%, es decir, la solución teórica predice que las deformaciones se reducen alrededor de un 10% más que lo que ocurre en los ensayos.

Se observa que la solución analítica al igual que los resultados experimentales muestran la influencia de la densidad de la grava de la columna ya que la reducción de asientos obtenida con los ensayos densos es mayor que para los ensayos flojos.

#### **Factor de reducción de asientos final**

En la Figura 2.83 se presenta el factor de reducción de asientos final para cada una de las geometrías y densidades analizadas en los ensayos a escala reducida comparados con los obtenidos con las soluciones analíticas de Priebe (1995), Balaam y Booker (1981) y Castro y Sagaseta (2009).

Como se ha comentado anteriormente para obtener mediante las soluciones analíticas el factor de reducción de asientos de una forma análoga a los experimentales es necesario tener en cuenta la rigidez adecuada del suelo blando. Por ello en este caso se eligen dos valores de la relación de rigideces suelo-columna, dentro del rango de la relación de rigideces obtenidos en los diferentes ensayos y diferentes geometrías. Estos valores elegidos son de  $E_c/E_s=13$  y  $E_c/E_s=6$ . El mayor de ellos se ajusta a las rigideces obtenidas en los ensayos densos ( $D_r=100\%$ ) y el menor a los ensayos flojos ( $D_r=30\%$ ). Con estos dos valores de la relación de rigideces se han obtenido los factores de reducción de asientos con las soluciones de Castro y Sagaseta (2009) elastoplástica y de Balaam y Booker (1981) elástica.



**Figura 2.83. Comparación de la reducción de asientos analítica y experimental para todas las geometrías y densidades estudiadas**

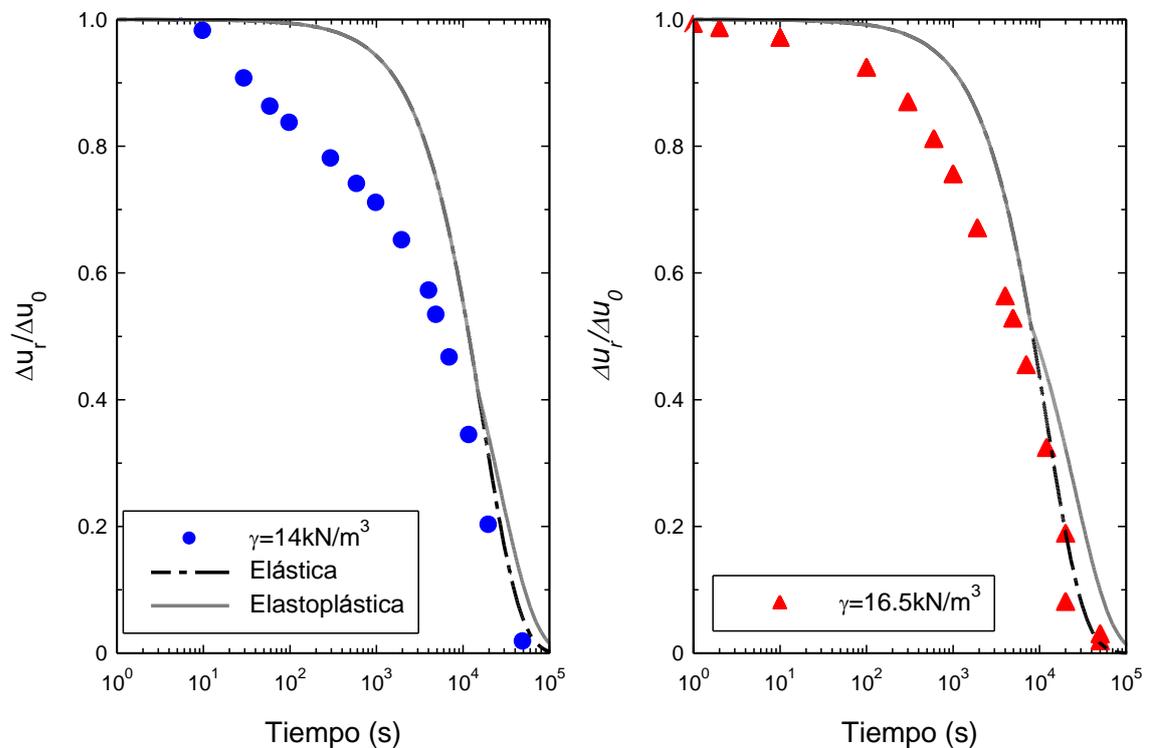
Se observa que los resultados del laboratorio concuerdan aproximadamente con los conseguidos con la solución de Castro y Sagaseta (2009) considerando un comportamiento elastoplástico de la columna. Las diferencias que se pueden apreciar se deben a que la relación de rigideces no es constante durante todo el ensayo.

Los resultados obtenidos con la solución propuesta por Balaam y Booker (1981) elástica predice una reducción de asientos algo superior a los resultados obtenidos en los ensayos, ya que se trata de una solución elástica. La solución de Priebe (1995) predice una mayor reducción de asientos que las anteriores ya que se presentan los valores obtenidos sin aplicar las correcciones, las cuales acercaría los valores a los predichos por el resto de soluciones.

### 2.4.3 Presiones intersticiales

La disipación de las presiones intersticiales se analiza mediante la disipación del exceso de presión intersticial y se comparan los resultados obtenidos experimentalmente con los obtenidos con la teoría de Castro y Sagaseta (2009). En la Figura 2.84 se muestra la

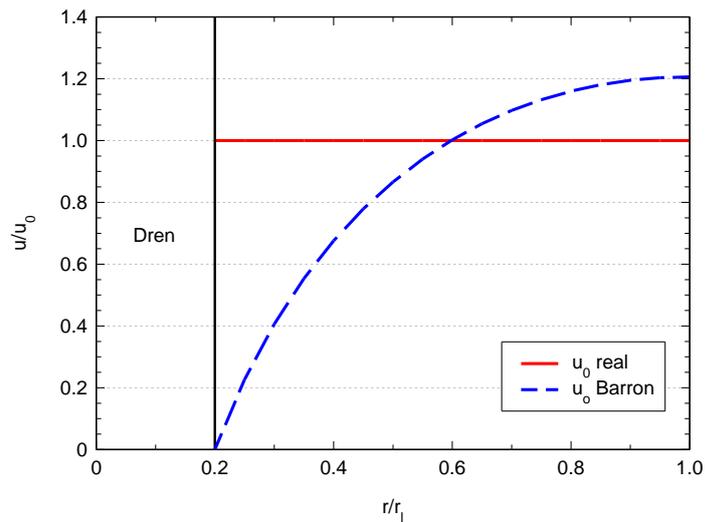
comparación para el escalón de carga de 200 a 300 kPa en los ensayos con una relación de diámetros  $N=4$  para ambas densidades.



**Figura 2.84. Comparación disipación de presiones intersticiales analíticas y experimentales, para los ensayos  $N=4$  densos y flojos en el escalón de carga 200-300kPa**

Se observa que la solución teórica se aproxima más a los resultados experimentales obtenidos en los ensayos densos que en los flojos. En ambos casos, para los grados de consolidación menores, la teoría no se ajusta bien a los resultados experimentales ya que, entre otros factores, se basa en la solución de Barron (1948) en la que la distribución inicial de presiones intersticiales real y teórica no es la misma al considerarse teóricamente variable con el radio y ser en la realidad constante como se observa en la Figura 2.85.

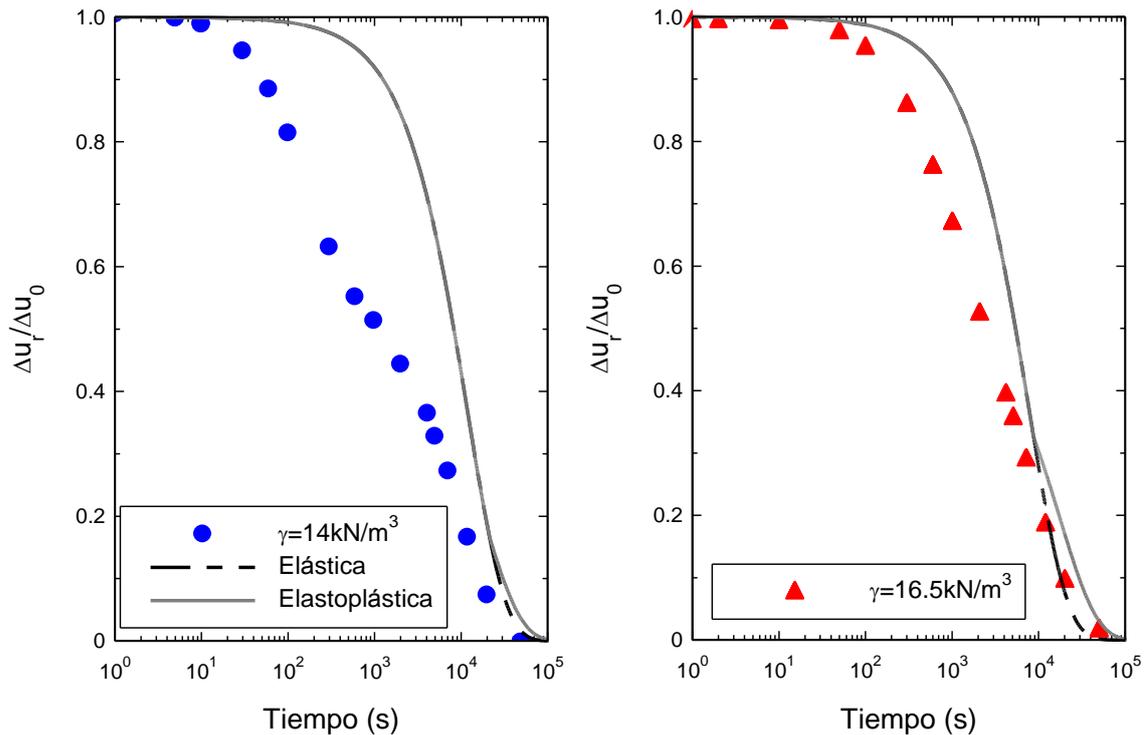
En la Figura 2.84 se aprecia un buen ajuste entre la teoría y los resultados experimentales para elevados grados de consolidación aunque las medidas experimentales muestran una disipación de presiones intersticiales más rápida que la teoría a lo largo de todo el ensayo.



**Figura 2.85. Distribución de presiones intersticiales iniciales teórica (o real) y según Barron (1948)**

En la Figura 2.86 se muestra la comparación para el escalón de 500 a 600 kPa de la solución analítica de Castro y Sagaseta (2009) para los ensayos con una relación de diámetros de  $N=3$ . En ella se observa al igual que en el caso anterior que el ajuste entre resultados teóricos y experimentales es mejor para los ensayos densos.

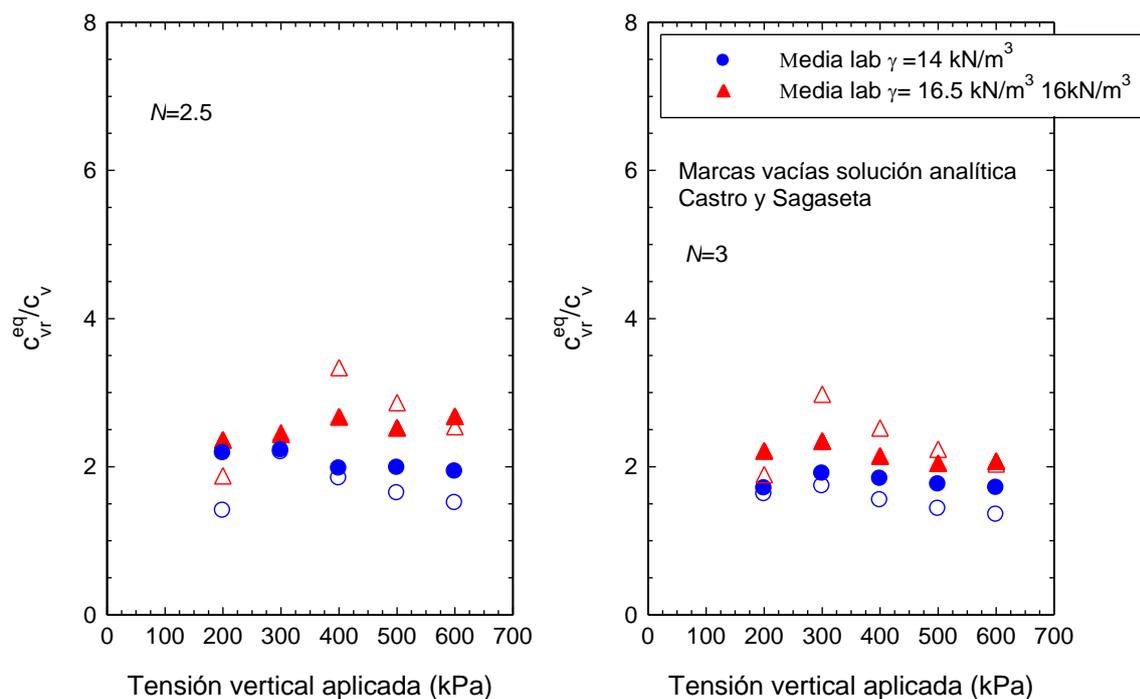
La modificación del sistema de medida de presiones intersticiales realizada para los ensayos flojos, hace que la tendencia de la disipación de presiones intersticiales obtenida en los ensayos densos y flojos no sea exactamente la misma. El quiebro que se produce en los ensayos flojos puede deberse como se ha explicado anteriormente a la viscosidad del caolín.



**Figura 2.86. Comparación disipación de presiones intersticiales analíticas y experimentales, para los ensayos  $N=3$  densos y flojos en el escalón de carga 500-600kPa**

## 2.4.4 Coeficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación obtenido en los ensayos experimentales a partir de las deformaciones empleando la teoría de Robinson (1997), se compara con el que proporciona la solución de Castro y Sagaseta (2009). La comparación se realiza con los valores de  $c_{vr}^{eq}/c_v$ , siendo  $c_{vr}^{eq}$  el coeficiente de consolidación equivalente con columna y  $c_v$ , el coeficiente de consolidación del caolín obtenido en un ensayo edométrico. La Figura 2.87 muestra los resultados para dos de las geometrías ensayadas correspondientes a  $N=3$  y  $N=2.5$  realizados con las columnas de grava densas y flojas.



**Figura 2.87. Comparación coeficientes de consolidación radial equivalente experimentales y analíticos, para los ensayos  $N=3$  y  $N=2.5$**

En la Figura 2.87 se observa una clara tendencia en los resultados obtenidos con la solución teórica, ya que para los escalones en los que el caolín está normalmente consolidado el coeficiente de consolidación disminuye a medida que la carga se incrementa. En los ensayos tanto densos como flojos realizados con una geometría igual a  $N=3$  el único escalón en el que el caolín está sobreconsolidado es el primero. Sin embargo para los ensayos realizados con una relación de diámetro de 2.5 en los densos en el segundo escalón de carga el caolín se encuentra también sobreconsolidado. Por ello esos escalones se salen de la norma. Los valores medios obtenidos experimentalmente y a través de la teoría son similares, al igual que la tendencia. La diferencia entre las distintas densidades ensayadas se observa tanto en los resultados experimentales como en los analíticos. Son algo mayores los valores obtenidos con la columna densa, para ambas geometrías. La relación entre los coeficientes de consolidación para columnas densas y flojas en los ensayos realizados con  $N=3$  está comprendida entre 1.15 y 1.7 y para los ensayos con una relación de diámetros de  $N=2.5$  está entre 1.1 y 1.8. De la Figura 2.87 se deduce que los valores obtenidos experimental y analíticamente son similares y acordes. Los valores obtenidos para las otras dos geometrías ensayadas se ajustan de una forma similar. Comparando ambas geometrías

se observa que los valores obtenidos tanto en las simulaciones numéricas como en los ensayos experimentales son mayores para el área de sustitución mayor, tanto los densos como los flojos.

## 2.4.5 Conclusiones

La comparación realizada con las diferentes soluciones analíticas y los resultados experimentales ha permitido analizar los principales factores de los suelos tratados con columnas de grava: la reducción de asientos provocada por el tratamiento, el proceso de transmisión de carga suelo columna y la aceleración del proceso de consolidación.

En cuanto a la **transmisión de tensiones del suelo a la columna** evaluada mediante el valor del *SCF* se aprecia que la solución propuesta por Han y Ye (2001) sobreestima los valores al asumir una situación edométrica, que no permite las deformaciones radiales. Del conjunto de resultados obtenidos para el análisis del *SCF* en situación drenada, se observa que las soluciones que mejor se ajustan a los resultados experimentales son las propuestas por Castro y Sagaseta (2009) y Pulko et al. (2011). Ambas tienen en cuenta la plastificación de la columna y permiten su deformación radial. Las diferencias existentes entre ambas se deben a que la solución de Pulko et al. (2011) es drenada y considera las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación de la columna, sin embargo la presentada por Castro y Sagaseta (2009) permite el estudio de la consolidación y no tiene en cuenta las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación de la columna. La consideración de las deformaciones elásticas está incluida en la solución posterior presentada en Castro y Sagaseta (2013).

En cuanto a la evolución del *SCF* a lo largo de la consolidación, ninguna de las soluciones (Han y Ye, 2001; Castro y Sagaseta, 2009) es capaz de predecir en su totalidad la trayectoria seguida ya que no tienen en cuenta el comportamiento viscoso del caolín, por lo que la primera transmisión de carga del suelo a la columna registrada en los resultados experimentales no se refleja en las soluciones analíticas. Una vez transcurrida esta fase, los resultados experimentales y analíticos se asemejan, aunque las soluciones analíticas predicen una transmisión de tensiones más tardía a los resultados experimentales y una plastificación de la columna algo anterior.

En cuanto a la **reducción de asientos** la solución de Balaam y Booker (1981) se ajusta a los resultados experimentales teniendo en cuenta que es una solución elástica, al igual que la propuesta por Castro y Sagaseta (2009) cuya solución eleastoplástica es la que mejor se ajusta. Las diferencias que se muestran en los gráficos presentados entre resultados analíticos y experimentales son normales ya que la relación de rigideces, que va cambiando a lo largo de la aplicación de los escalones de carga, se toma fija para los cálculos analíticos.

Por último, la **disipación de presiones intersticiales** se compara con la solución presentada por Castro y Sagaseta (2009) y se concluye que no se ajusta de una forma adecuada para los grados de consolidación menores. La disipación de presiones intersticiales se realiza de forma más lenta con la solución teórica que en los resultados experimentales. Las discrepancias pueden ser debidas a la viscosidad del caolín entre otros aspectos.

## Capítulo 3

# COLUMNAS ENSACADAS

### 3.1 OBJETIVO

La reducción de asiento que tiene lugar en tratamientos del terreno con columnas de grava depende en gran parte del soporte lateral que proporciona el suelo colindante a las columnas. En terrenos extremadamente blandos ( $c_u < 15$  kPa) este soporte lateral es insuficiente provocando una gran reducción en la eficacia del tratamiento y generando gran dificultad para garantizar la integridad de la columna. Para incrementarla y poder por tanto emplear las columnas de grava en suelos muy blandos es usual ensacar la columna con un geotextil que aporte un soporte lateral adicional. De esta forma surgen las columnas ensacadas y dentro de este contexto se encuadra uno de los objetivos de la

investigación, que es el análisis de la influencia del geotextil en el comportamiento de las columnas de grava. En este capítulo se presenta dicho estudio que se basa en: ensayos del laboratorio en modelo reducido, análisis numéricos y el contraste de los resultados con el empleo de varias soluciones analíticas desarrollados por diversos autores.

Para estudiar la influencia del geotextil se decidió comparar el comportamiento de columnas de grava sin ensacar y ensacadas, para lo que se han empleado dos geotextiles diferentes.

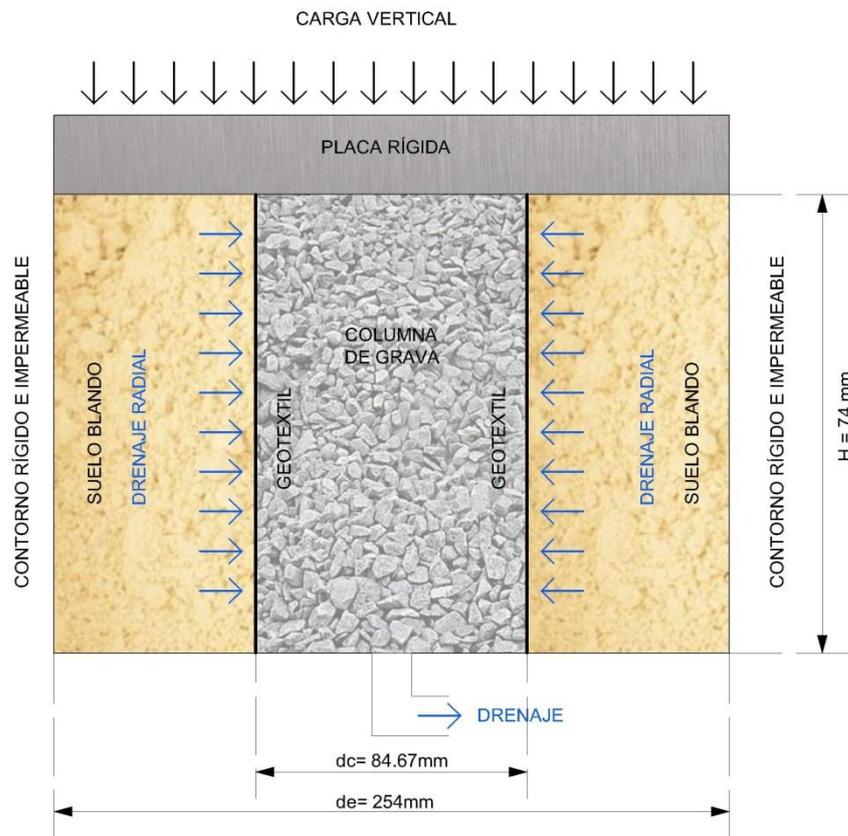
## **3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO**

Como se presentó en el capítulo anterior, la simplificación de la celda unidad se emplea habitualmente en el estudio de tratamientos de suelo blando con columnas de grava totalmente penetrantes y bajo cargas repartidas. En este capítulo se analiza la influencia del geotextil en columnas ensacadas, sin entrar en aspectos como la influencia de la longitud de la columna o los posibles efectos en la punta. Por ello, al igual que en el capítulo anterior, el estudio realizado se basa en considerar una rebanada de una celda unidad que se ha reproducido en un modelo reducido para la realización de los ensayos en laboratorio (Figura 3.1).

### **3.2.1 Modelo de ensayo**

El modelo de ensayo tiene como base la misma célula Rowe-Barden presentada en el capítulo 2 para los ensayos realizados con el fin de estudiar la influencia de la densidad. Las condiciones de contorno que se imponen durante el ensayo son también las mismas a las presentadas en dicho capítulo y se reflejan en la Figura 3.1.

En cuanto a la geometría del ensayo, se eligió emplear un área de sustitución del 11%, correspondiente a la relación de diámetros de la celda unidad y de la columna de grava de  $N=3$ , lo que resulta en una columna de 84,6mm de diámetro, teniendo en cuenta que el diámetro interior de la célula Rowe- Barden es de 254mm. Este valor del área de sustitución está comprendida entre los valores usuales del 10 y 20% empleados en tratamientos con columnas ensacadas (Raithel et al. 2002).



**Figura 3.1. Modelo de ensayo para columnas ensacadas**

Tanto la instrumentación como el programa empleado en la recogida de datos siguen las mismas guías que los presentados en el capítulo 2. A continuación se indican los puntos de medida de presiones totales e intersticiales situados en la base de la célula Rowe para la geometría  $N=3$ :

- Puntos de medida de presión intersticial:  $r=49$ ,  $r=53$ ,  $r=58$ ,  $r=69$ ,  $r=84.5$  y  $r=115 \text{ mm}$ .
- Puntos de medida de presión total:  $r=49$ ,  $r=58$ ,  $r=69$  y  $r=115 \text{ mm}$
- Dos puntos de medida de presión total lateral colocados diametralmente opuestos a una altura de  $20 \text{ mm}$  de la base.

Los programas diseñados para la toma de datos siguen las mismas frecuencias que los empleados en las columnas de grava sin ensacar, cambiando únicamente los canales a los que van conectados cada uno de los sensores. Estos programas se presentan en el apéndice B.

## 3.2.2 Materiales empleados

Los materiales empleados para la realización de los ensayos a escala reducida en el laboratorio son los mismos que los utilizados en el análisis de la influencia de la densidad y presentados en el capítulo 2. Para simular el suelo blando se emplea caolín y para la columna grava caliza de cantera. Junto a estos materiales se emplean también dos tipos de geotextiles para encamisar las columnas de grava cuyas características y propiedades se detallan en el siguiente apartado. A continuación se describen los parámetros más importantes del caolín y la grava.

### Caolín

Como se ha comentado el caolín es el mismo que el empleado en el capítulo 2 para los ensayos allí presentados. Sus características están recogidas en la Tabla 2.1 en el citado capítulo.

Es necesario en este caso conocer también el pH del caolín, ya que dependiendo de su valor será necesario emplear un determinado tipo de geotextil, al estar diseñados como se explica más adelante para trabajar de forma adecuada dentro de un intervalo de pH determinado. Los ensayos para calcular el pH del caolín se llevaron a cabo siguiendo la normativa para la determinación del pH en suelos UNE-ISO 10390. Los valores obtenidos son los presentados en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1. Valores del pH del caolín.**

Material	pH agua	pH KCl en agua (c=1mol/l)	pH CaCl <sub>2</sub> en agua (c=0.01mol/l)
Caolín	5.18	4.03	3.93

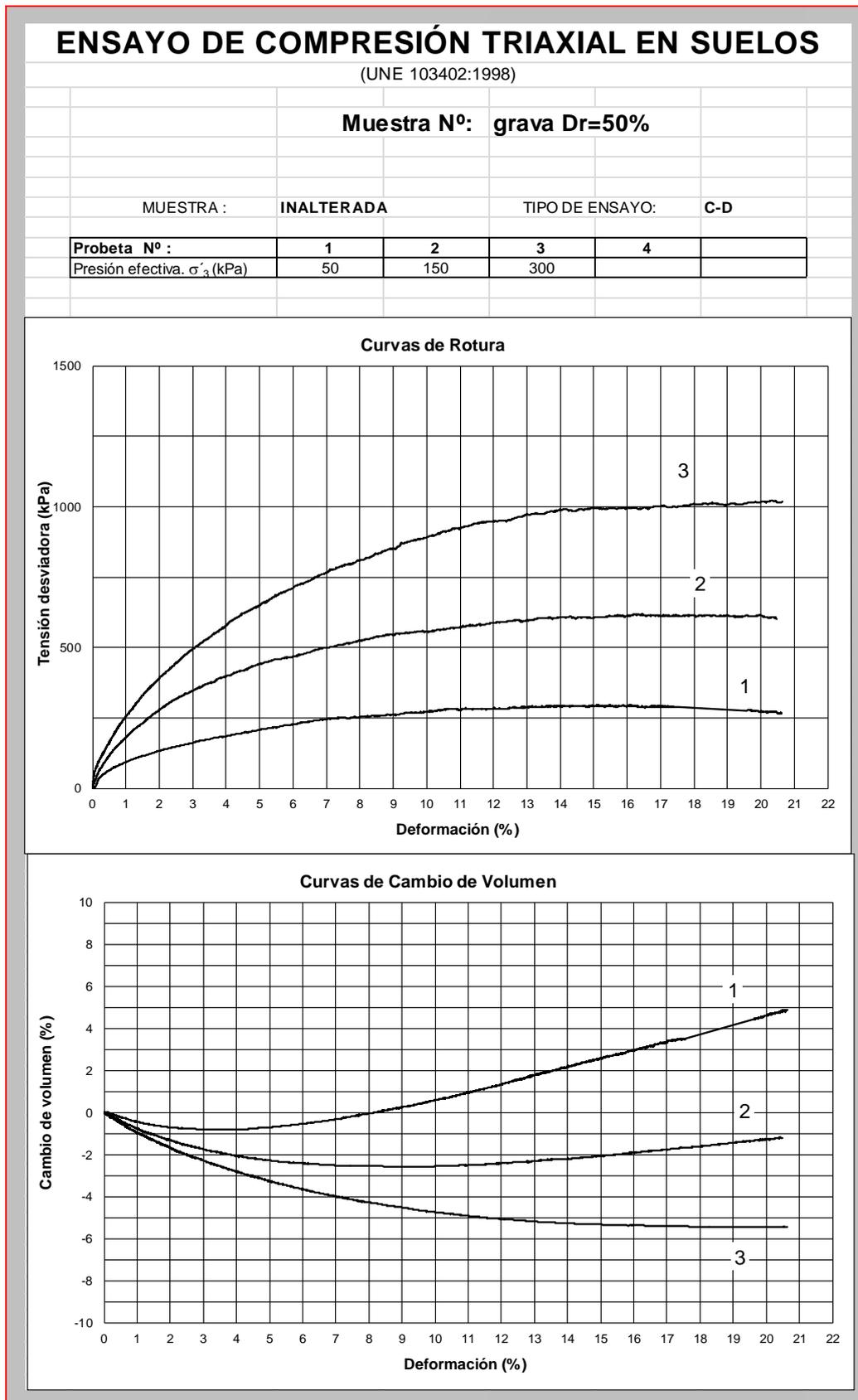
Los resultados muestran que el caolín tiene un pH ácido de un valor aproximado de  $\text{pH} \approx 4$ , valor que está en concordancia con los minerales que forman el suelo entre los que destaca la caolinita.

## Grava

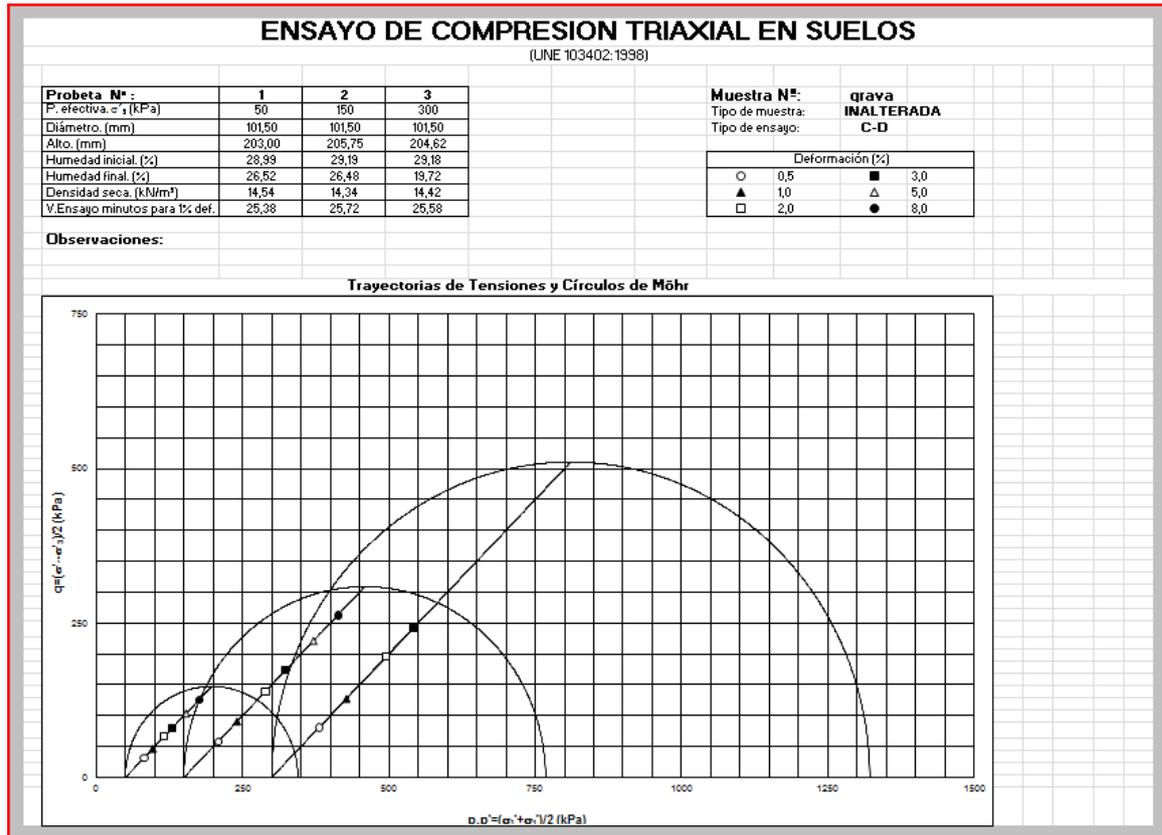
La grava empleada es la misma que la presentada en el capítulo 2, grava caliza de cantera cuyo tamaño de partículas está comprendido entre 4 y 5 mm. En este caso se decide emplear columnas formadas por grava con una densidad relativa del 50% correspondiente a un peso específico seco de  $14.5 \text{ kN/m}^3$ , que se considera representativa de los tratamientos.

Para la obtención de los parámetros deformacionales y resistentes de la grava compactada a dicha densidad, se han realizado ensayos triaxiales convencionales drenados y ensayos de compresión triaxial con trayectorias tensionales controladas. Será también necesario en este caso caracterizar el pH de la grava para poder elegir los geotextiles más adecuados.

De los triaxiales convencionales realizados se obtiene el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ), la dilatancia ( $\psi$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y el Módulo de Young ( $E$ ) para cada una de las tres probetas ensayadas con presiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa. En la Figura 3.2 se muestran las curvas del desviador y cambio de volumen frente a la deformación vertical. Las trayectorias de tensiones en el plano de Lambe para cada una de las probetas se muestran en Figura 3.3, junto con los círculos de Mohr correspondientes. Ajustando los resultados al modelo de Mohr-Coulomb se estima el ángulo de rozamiento de la grava cuyos valores junto con los de la dilatancia y el coeficiente de Poisson se presentan en la Tabla 3.2.



**Figura 3.2. Tensión desviadora frente a deformación axial y cambio de volumen frente a deformación axial obtenida en los ensayos triaxiales drenados**



**Figura 3.3. Trayectoria en el plano de Lambe y círculos de Mohr de los ensayos triaxiales drenados**

**Tabla 3.2. Parámetros resistentes y deformacionales de la grava obtenidos en los ensayos triaxiales drenados**

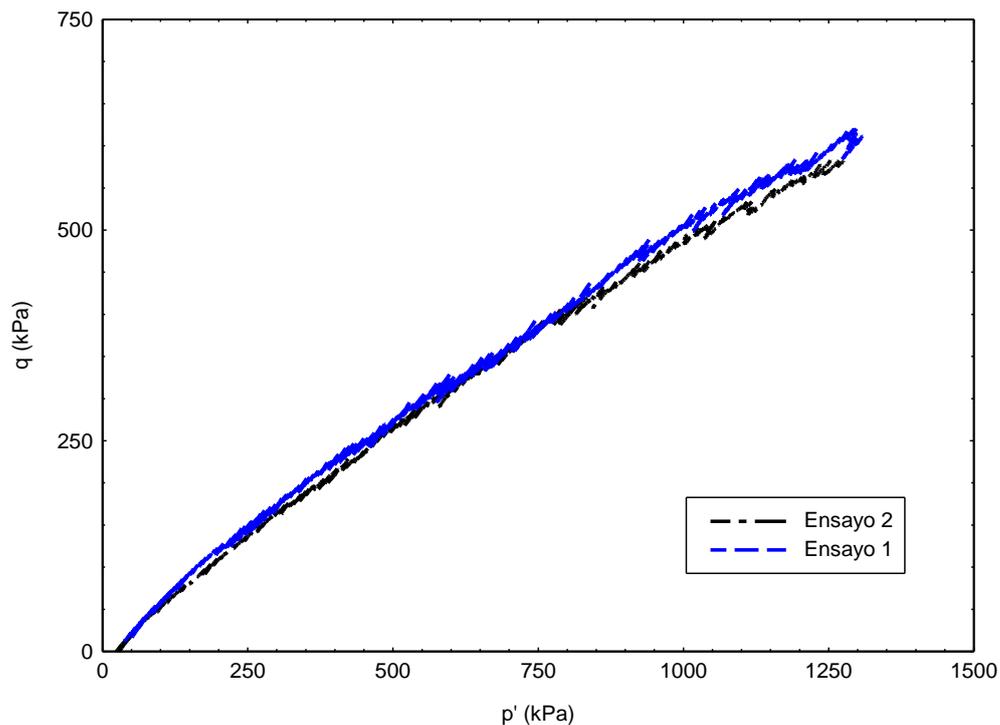
	Probeta 1	Probeta 2	Probeta 3
$p'_0$ (kPa)	50	150	300
$\phi$ (°)	47	42	39
$\Psi$ (°)	15	5	0
$\nu$	0.25	0.16	0.15
$E_{50}$ (kPa)	5965	12685	16035

De los valores anteriores se puede deducir un ángulo de rozamiento medio de 42°, un coeficiente de Poisson medio de 0.18 y una dilatación media de 6°.

Con el objetivo de caracterizar la rigidez de la grava en la situación de confinamiento lateral, se han realizado ensayos con trayectoria de tensiones edométrica con la ayuda de la célula triaxial Bishop-Wesley. El procedimiento de ensayo es análogo al empleado

para caracterizar la grava compactada a distintas densidades en el capítulo 2. Dicho procedimiento consta de dos etapas: consolidación isotrópica y la posterior trayectoria edométrica, existiendo entre ambas una fase de transición.

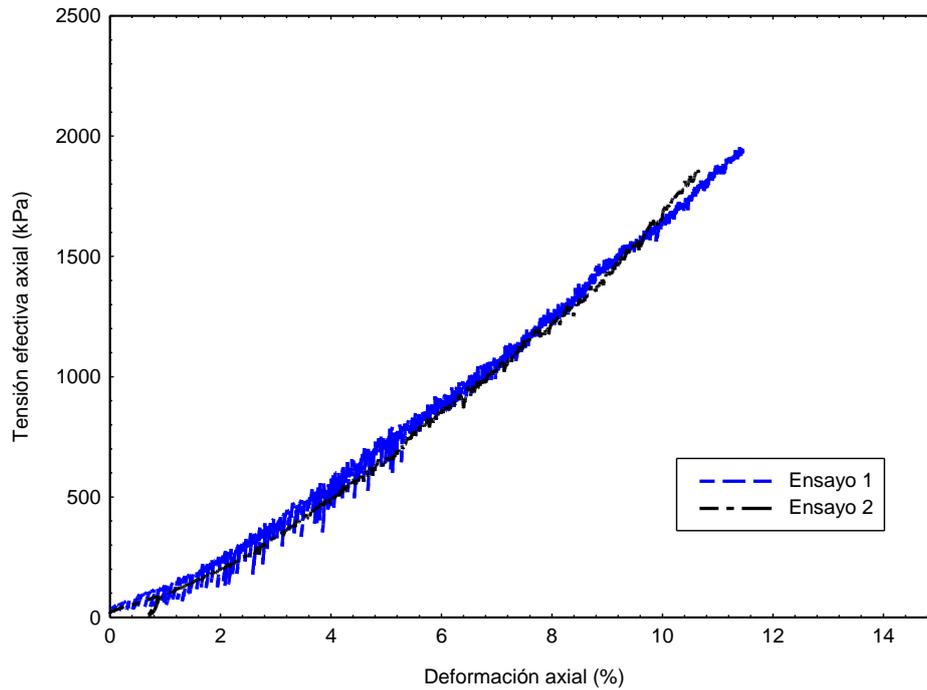
Las trayectorias de tensiones en el plano de Lambe resultantes de los ensayos se muestran en la Figura 3.4.



**Figura 3.4. Trayectoria en la plano de Lambe de los ensayos con trayectoria edométrica**

De la pendiente de dicha trayectoria en el plano de Lambe se obtiene un coeficiente de empuje al reposo de 0.3 similar al obtenido mediante la expresión de Jaky (1944)  $K_o = 0.32$ .

En la Figura 3.5 se muestran las curvas de tensión vertical efectiva frente a deformación vertical producida durante los ensayos. Como se verá más adelante en los ensayos en célula Rowe, la columna durante el ensayo está sometida a tensiones correspondientes a un rango de 350 a 2000 kPa. Por ello, para obtener el módulo edométrico, se ajusta ese tramo final a una recta obteniendo el módulo de deformación a partir de su pendiente. El valor obtenido es  $E_{mc} = E_{ko} = 19000 \text{ kPa}$  que corresponde a un módulo de Young de  $E = 16700 \text{ kPa}$ .



**Figura 3.5. Tensión vertical efectiva frente a deformación vertical en los ensayos de trayectorias edométricas**

Además de los parámetros deformaciones y resistentes es necesario obtener el pH de la grava. Éste se determinó siguiendo la normativa para la determinación del pH en suelos UNE-ISO 10390. Los valores obtenidos son los presentados en la Tabla 3.3.

**Tabla 3.3. Valores del pH de la grava.**

Material	pH agua	pH KCl en agua (c=1mol/l)	pH CaCl <sub>2</sub> en agua (c=0.01mol/l)
Grava	8.92	9.41	7.91

Como era de esperar, ya que se trata de un árido calizo, el *pH* obtenido es básico y de un valor aproximado de 8.5.

### 3.2.3 Características de los geotextiles

Con respecto al empleo de los geotextiles en los ensayos de modelo reducido, es necesario tener en cuenta los siguientes aspectos.

Existen geotextiles que se fabrican de forma continua, sin costuras longitudinales, lo que elimina la presencia de zonas débiles, dando continuidad al elemento. Estos son geotextiles fabricados con las dimensiones empleadas en las obras reales. En este sentido, al ser los ensayos a escala reducida en esta investigación, se han empleado geotextiles no continuos, con una unión longitudinal, como se describirá más adelante. Con respecto a la forma de unión, se puede realizar mediante la costura de ambas partes como presentan Muguresan y Rajagopal, (2007, 2010); Di Prisco et al. (2006) y también mediante pegado como realizan Gniel y Bouzana (2009).

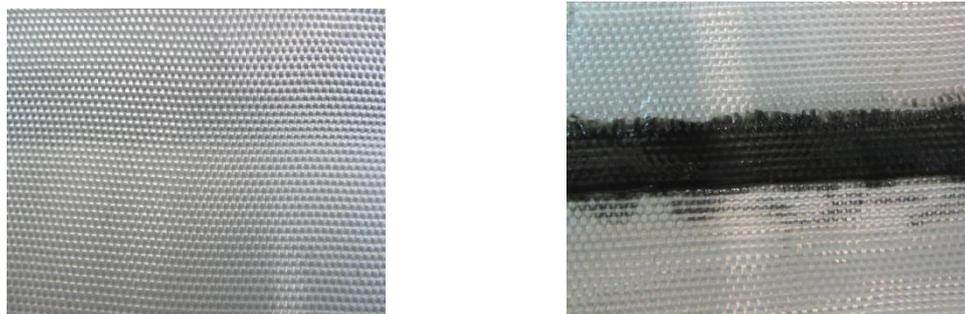
Otro aspecto a tener en cuenta es la rigidez anular del geotextil. Habitualmente las resistencias de los geotextiles están comprendidas entre los 100 y 500 kN/m con unas deformaciones entre el 6 y el 10% (Huesker, 2012), lo que da lugar a unas rigideces comprendidas entre 7000 y 1000 kN/m. Los ensayos realizados en modelo reducido para esta investigación tienen una escala en geometría de 1/10, esto hace que la rigidez de los geotextiles a emplear deba mantener esta escala, resultando unas rigideces comprendidas en el rango 700-100 kN/m.

A continuación se detallan las características de los geotextiles empleados, proporcionados por Huesker Synthetic GmbH:

- Geotextil 1: Stablenka
- Geotextil 2: Robutec

#### **Geotextil 1**

El geotextil 1 (Figura 3.6) es un un geotextil tejido de hilos de poliéster de la misma resistencia e igual a 120 kN/m en ambas direcciones: longitudinal y transversal. Al ser un geotextil plano, para su empleo en los ensayos se ha realizado una unión longitudinal, la cual consiste en un solape del material de 2 cm pegado con un adhesivo tipo epoxi.



**Figura 3.6. Geotextil 1 sin unión y con la unión pegada realizada**

El adhesivo empleado es de tipo epoxi flexible de dos componentes y alta resistencia denominado 3M 2216B/A del fabricante Scotch-Weld. Sus especificaciones están recogidas en el apéndice C y se presentan a continuación las más relevantes. El tiempo de curado a temperatura ambiente (24°C) es de 7 días. Su resistencia al agua es elevada y los ensayos de resistencia para observar su eficacia se han realizado siguiendo la normativa ASTM D 1002.

Una de las características de este geotextil es su gran resistencia a las agresiones químicas, físicas y a los microorganismos. Está diseñado para colocarse en medios ácidos y básicos no muy extremos, por lo que los materiales con los que está en contacto han de tener un pH comprendido entre 4 y 9, que tanto el caolín como la grava cumplen al haberse obtenido los valores de 4 y 8.5 respectivamente.

La resistencia a tracción de este geotextil se obtuvo siguiendo la normativa DIN en ISO 10319. Se llevaron a cabo ensayos de tracción en ambas direcciones: transversal (que pasará a ser circunferencial) y longitudinal. En ambos casos se realizaron 5 ensayos cuyos resultados se muestran en el apéndice C. En la Tabla 3.4 se presentan los valores medios obtenidos de la resistencia a tracción y la deformación máxima en ambas direcciones.

**Tabla 3.4. Tensión de tracción y deformación máxima del geotextil 1.**

Dirección	Tensión máxima (kN/m)	Deformación máxima (%)
Longitudinal (CMD) <sup>(*)</sup>	138	11
Tranversal, radial (MD) <sup>(*)</sup>	140.8	11.2

(\*) CMD (cross machine direction) y MD (Machine direction) Marcan las direcciones del geotextil.

Los resultados en ambas direcciones son similares, ya que los hilos son iguales y por lo tanto tienen la misma resistencia. Su valor a corto plazo es algo superior a 120 kN/m. Es necesario tener en cuenta que para el diseño con el empleo de estos materiales se adoptan una serie de factores de seguridad relacionados con la fluencia del material, los daños químicos y los daños de instalación. Las directrices del valor de los diferentes factores y la resistencia del material están recogidos en la certificación emitida por el British Board Agreement para este material que se recoge en el apéndice C.

Debido a la unión longitudinal existente para este ensayo a escala reducida, no en la realidad, es necesario caracterizar el material resultante del geotextil con la costura. Para ello se han realizado 4 ensayos correspondientes con la normativa para costuras en geotextiles DIN en ISO 10321 con el objetivo de conocer la resistencia a tracción del conjunto, cuyos resultados están recogidos en el apéndice C. La dirección en la que está realizada la costura es mediante la unión del geotextil en dirección CMD+CMD es decir, la caracterizada anteriormente como transversal. En la Tabla 3.5 se muestran los valores medios obtenidos en los ensayos de tracción.

**Tabla 3.5. Tensión de tracción y deformación del geotextil 1 con costura**

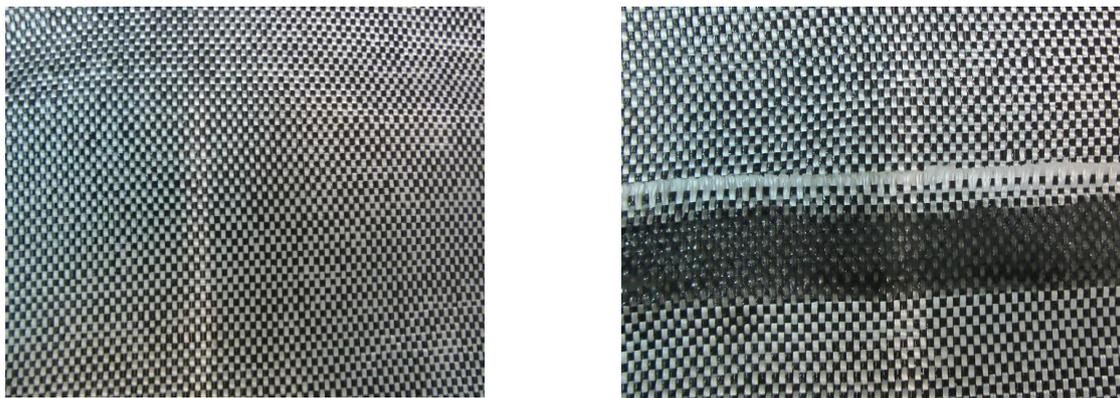
Deformación( %)	Tensión (kN/m)	Modulo secante $J_g$ (kN/m)
2	15	640
5	33	620
8	50	620
Máxima 11.8	74.5	630

Se observa comparando los resultados de los ensayos tracción con costura y sin costura que la resistencia disminuye notablemente con la costura. Esta resistencia del conjunto geotextil-costura es la que ha de considerarse para analizar los ensayos en escala reducida, y cumple con lo comentado anteriormente sobre la escala de 1:10 en la rigidez del material empleado en los ensayos con respecto a las rigideces reales. Además, las muestras de los ensayos de tracción tienen una longitud de 200 mm que es muy próxima a la de la muestra empleada en los ensayos con columna, ya que su circunferencia es de 266 mm. Por ello, se tomará como resistencia representativa la obtenida en los ensayos con costura, que se caracteriza por una  $T_{max}= 74.5$  kN/m y una  $\epsilon_{max}= 11.75\%$  a la que le corresponde un módulo secante en rotura de

aproximadamente  $J_{\max} = 630 \text{ kN/m}$ . Sin embargo, el módulo que se va a emplear en la investigación es el correspondiente al secante para una deformación del 5% que resulta ser de:  $J_g = 620 \text{ kN/m}$ , ya que las deformaciones radiales que se producen en los ensayos realizados son aproximadamente de este valor.

### Geotextil 2

El geotextil 2 (Figura 3.7) es un geotextil tejido de características diferentes en cada una de las direcciones: resistencia de  $130 \text{ kN/m}$  en la dirección transversal formada por filamentos de Polivinil Alcohol y de  $25 \text{ kN/m}$  en la dirección longitudinal con filamentos de polipropileno. Al ser un geotextil plano para su empleo en columnas ensacadas se realiza una unión longitudinal, la cual consiste en un solape del material de  $2 \text{ cm}$  pegado con el adhesivo tipo epoxi descrito para el geotextil 1.



**Figura 3.7. Geotextil 2 sin y con costura**

En cuanto a las características químicas de este geotextil, destaca que tiene una elevada resistencia a los materiales alcalinos. En este caso los materiales que están en contacto están dentro de los límites en los que el material trabaja adecuadamente ya que sus pH son aproximadamente de 4 y 8.5, para el caolín y la grava respectivamente.

Al igual que para el geotextil 1 presentado anteriormente, se calcularon las resistencias a tracción del material en ambas direcciones siguiendo la misma normativa DIN en ISO 10319 cuyos resultados se muestran en el apéndice C. A continuación se presentan en la Tabla 3.6 los valores medios obtenidos de los 4 ensayos realizados, de la resistencia a tracción máxima y la deformación máxima.

**Tabla 3.6. Tensión de tracción y deformación máxima del geotextil 2.**

Dirección	Tensión máxima (kN/m)	Deformación máxima (%)
Longitudinal (CMD)	73.38	9.43
Transversal (MD)	172.54	6.78

De estos valores se obtiene una rigidez secante en rotura de 2540 kN/m en la dirección transversal y un de 780 kN/m en la dirección longitudinal. Si se comparan los resultados con los del geotextil 1 se observa que el geotextil 2 tiene una mayor rigidez en rotura en la dirección transversal que el geotextil 1, siendo al contrario en la dirección longitudinal.

La unión longitudinal se ha realizado de tal forma que la dirección MD quede como circunferencial, ya que es ésta la que mayor resistencia y rigidez posee. Los ensayos para caracterizar la resistencia a tracción del geotextil 2 más la costura se realizaron también siguiendo la normativa DIN en ISO 10321. Se llevaron a cabo un total de cuatro ensayos, los cuales están recogidos en el apéndice C. A continuación se muestran en la Tabla 3.7 los valores medios obtenidos.

**Tabla 3.7. Tensión de tracción y deformación del geotextil 2 con costura**

Deformación( %)	Tensión (kN/m)	Modulo secante $J_g$ (kN/m)
2	10	450
5	31	600
8	57	700
Máxima 9.4	73.4	770

En este caso la resistencia a tracción en rotura es de 73.38 kN/m y la deformación en rotura de 9.43%. Lo que da lugar a un módulo de rigidez secante de  $J_{rotura}=770$  kN/m, con lo que se observa una gran disminución de la resistencia del material al introducir la discontinuidad, la cual es de aproximadamente del 66%.

Comparando las rigideces de ambos materiales para una deformación del 5%, se obtienen valores similares:  $J_g=620$  kN/m para el geotextil 1 y resultando un valor de  $J_g=600$  kN/m para el geotextil 2. Sin embargo, la reducción de la rigidez del material al

introducir la costura es mayor en el geotextil 2 con un valor del 66%, siendo del 46% para el geotextil 1.

### **Estudio del comportamiento de columnas ensacadas en ensayos triaxiales**

Con el objetivo de estudiar el comportamiento de la grava reforzada con geotextil se han realizado dos series de ensayos triaxiales de grava ensacada con cada uno de los geotextiles presentados anteriormente. Las muestras ensayadas tienen un tamaño de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura guardando la relación altura-diámetro  $\geq 2$  que indica la normativa. Estas muestras se han fabricado en moldes de nylon con una ligera conicidad para facilitar su extracción siguiendo el mismo proceso de fabricación para cada una de ellas. A continuación se exponen los pasos seguidos en la fabricación de las muestras. En primer lugar se coloca el geotextil dentro de un molde de nylon. Una vez colocado, se humedece y se rellena posteriormente con la grava a una densidad relativa del 50%. Para conseguir esta densidad se coloca la grava en tres tongadas y se aplican 4 pinchazos en cada tongada. Posteriormente se satura la probeta con agua desaireada y se congela durante al menos 48h. Por último, se extrae la probeta del molde con la ayuda de una prensa, y se coloca en la célula triaxial, Figura 3.8. Ya montado en la célula triaxial se deja descongelar durante 5 horas con una presión de célula muy pequeña, de 10kPa aproximadamente. Una vez descongelada comienzan las fases de saturación y consolidación (Figura 3.9).



**Figura 3.8. Columna de grava reforzada para ensayos triaxiales**

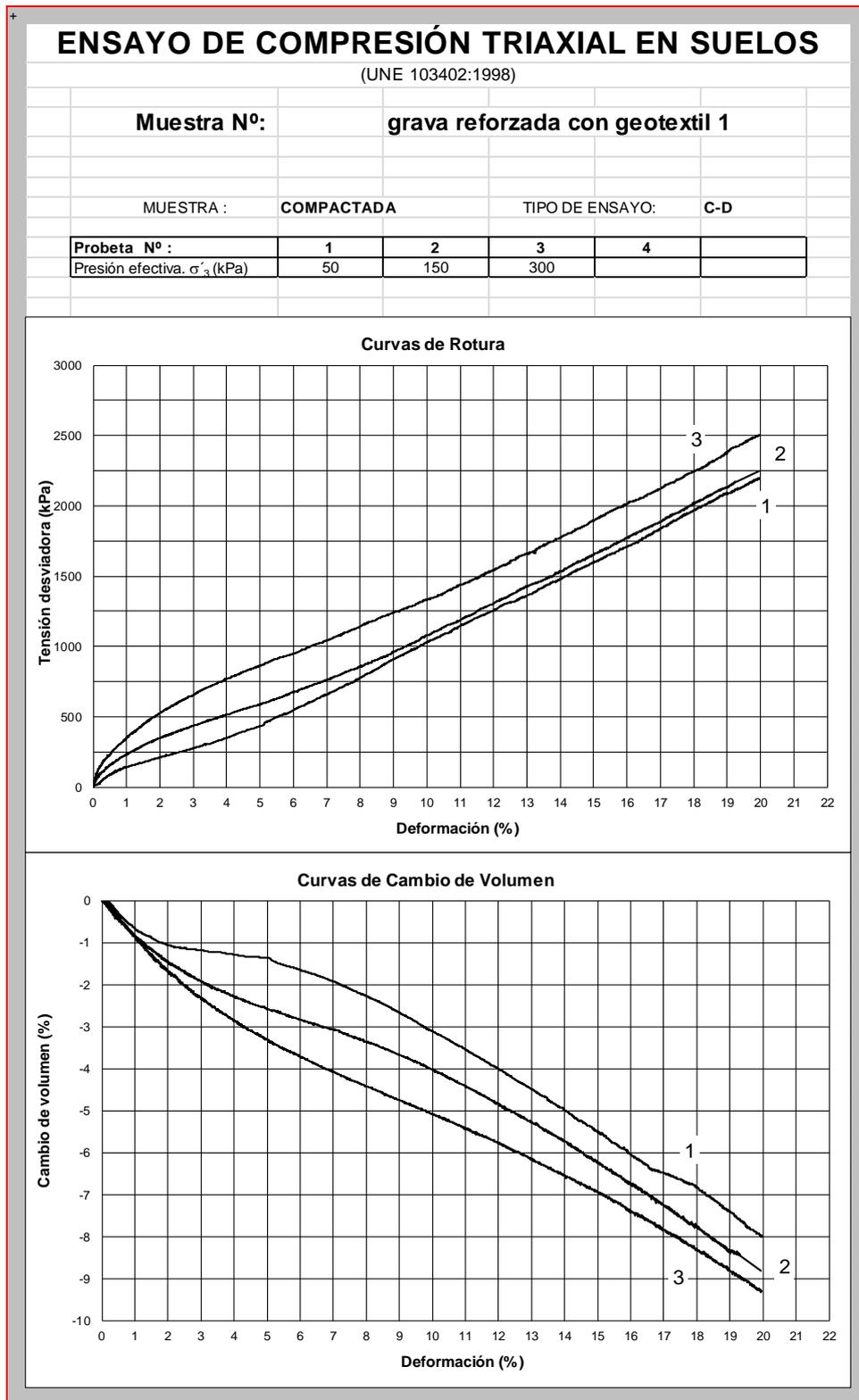


**Figura 3.9. Celula triaxial con muestra de grava reforzada con geotextil**

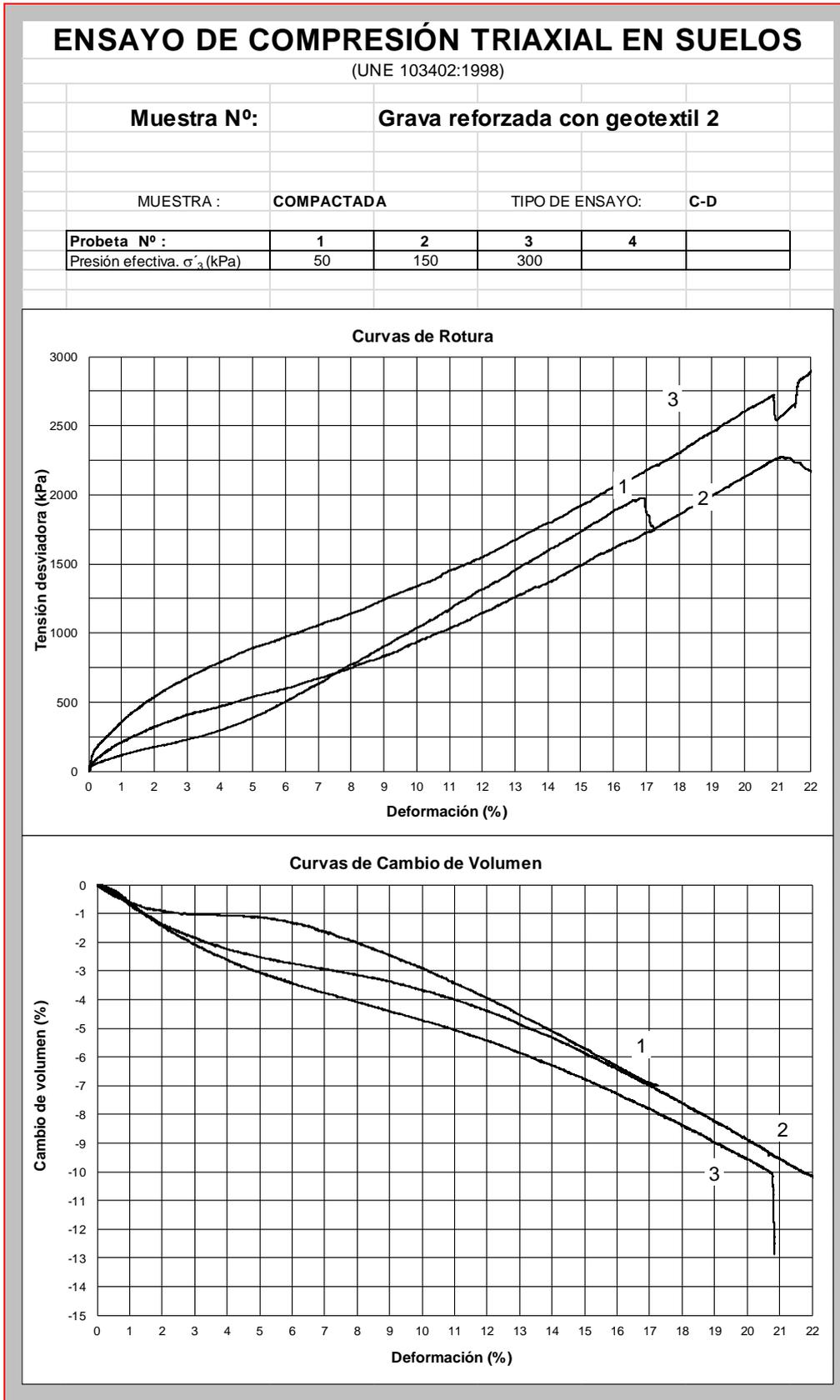
Los ensayos realizados son triaxiales convencionales con drenaje (C-D) con unas presiones de células iguales a los realizados con la grava sin refuerzo de 50, 150 y 300 kPa. Los resultados obtenidos en términos de tensión deformación y cambio de volumen frente a deformación axial se presentan en la Figura 3.10 para el ensayo con geotextil 1 y en la Figura 3.11 para el geotextil 2.

Los resultados de ambas series de ensayos siguen la misma tendencia. La carga soportada aumenta a medida que se incrementa la deformación vertical hasta llegar a una deformación axial del 20%, o bien hasta que se produce la rotura de la unión del geotextil ( caso del geotextil 2). El cambio de volumen es negativo y disminuye conforme la deformación vertical aumenta. En la Figura 3.10 se observa que la unión del geotextil 1, no se rompe en todo el ensayo. Sin embargo, en la Figura 3.11 se aprecia la rotura de la unión del geotextil 2 en los tres ensayos, la que se produce a una tensión vertical de aproximadamente 1900 kPa, que es algo inferior a la tensión máxima que alcanza la columna en los ensayos realizados a escala reducida desarrollados en la célula Rowe que están comprendidas entre 300 y 2000kPa como se muestra posteriormente en el apartado 3.2.5. La tensión en el geotextil 2 en el momento de la rotura es de aproximadamente 50 kN/m, la cual es aproximadamente de un 70% de la carga máxima obtenida en los ensayos de tracción presentados anteriormente, lo que puede ser debido a un peor comportamiento del adhesivo utilizado en la unión, como

consecuencia de las diferentes materias primas empleadas en cada uno de los geotextiles utilizados.

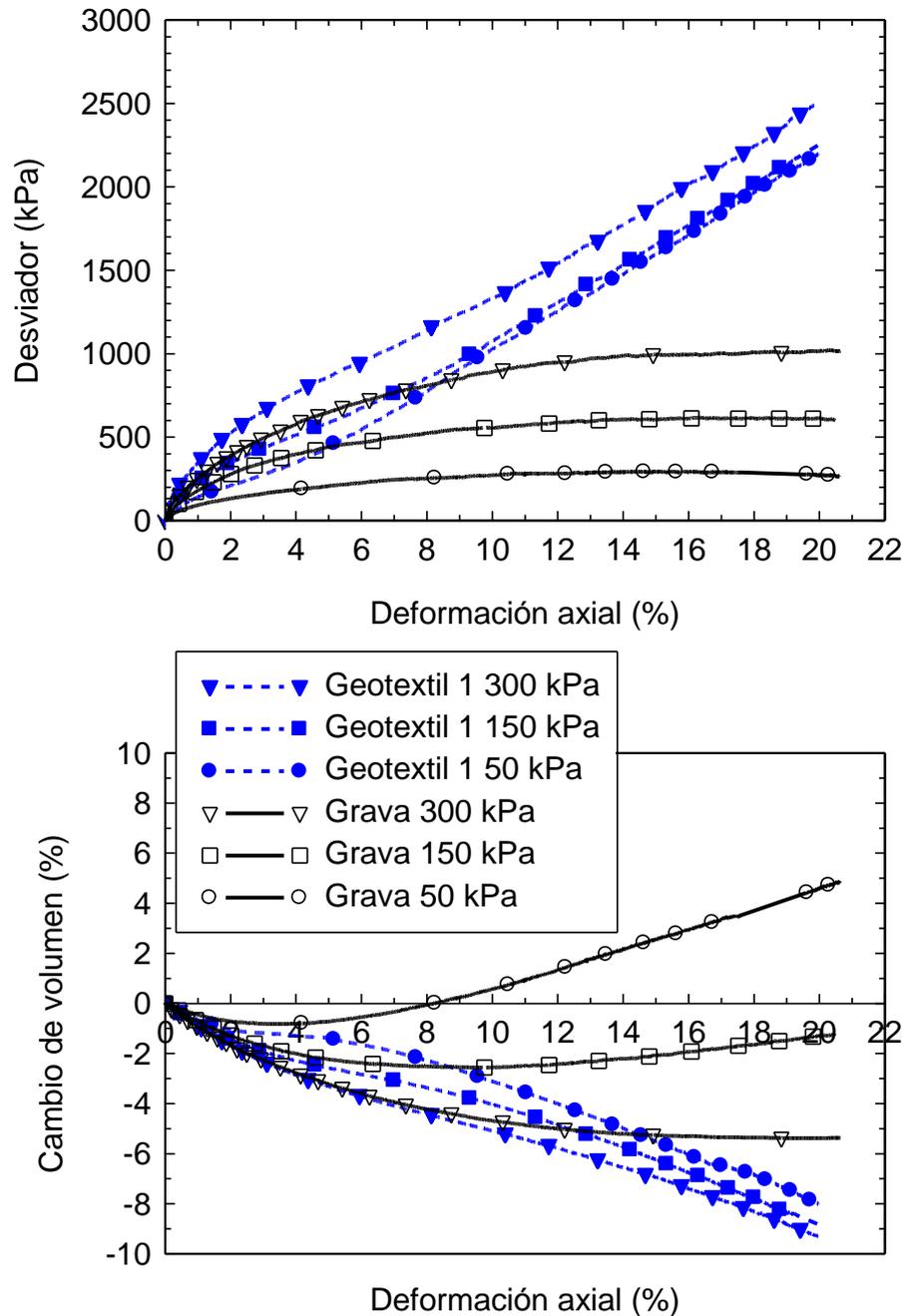


**Figura 3.10. Curva de tensión deformación y cambio de volumen del ensayo triaxial de muestras de grava reforzada con geotextil 1**



**Figura 3.11. Curva de tensión deformación y cambio de volumen del ensayo triaxial de muestras de grava reforzadas con geotextil 2**

A continuación se analizan los resultados obtenidos, comparándolos con el comportamiento de la grava sin geotextil (Figura 3.2 ) en el mismo tipo de ensayos triaxiales drenados (C-D) y para la misma densidad relativa del 50%.

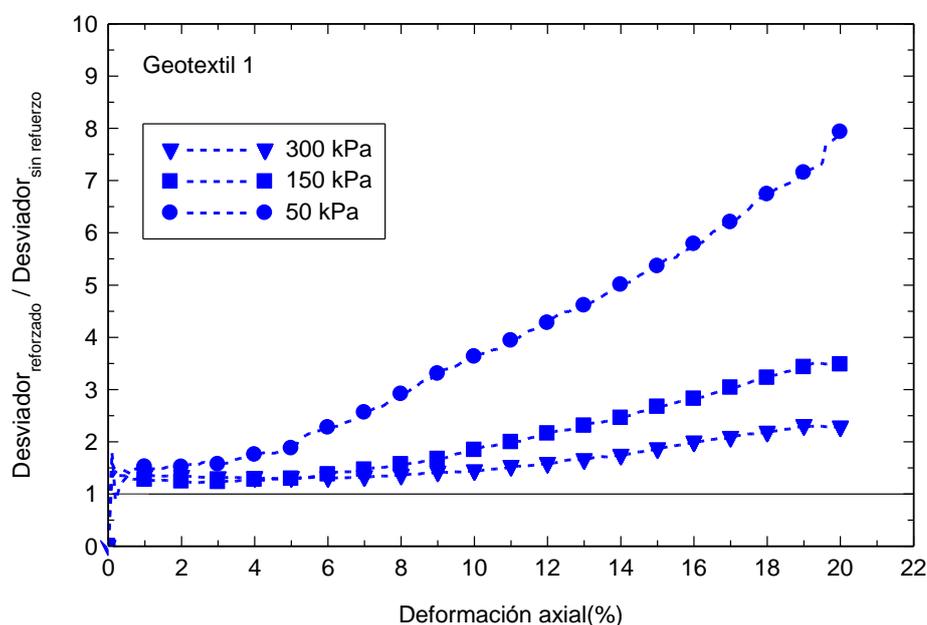


**Figura 3.12. Desviador y cambio volumétrico en los ensayos triaxiales de la grava y reforzada con el geotextil 1**

En la Figura 3.12 se presentan las curvas de desviador y deformación volumétrica frente a la deformación axial, tanto para la grava como para la grava reforzada con geotextil 1. Los resultados muestran tanto el aumento del desviador como la disminución del

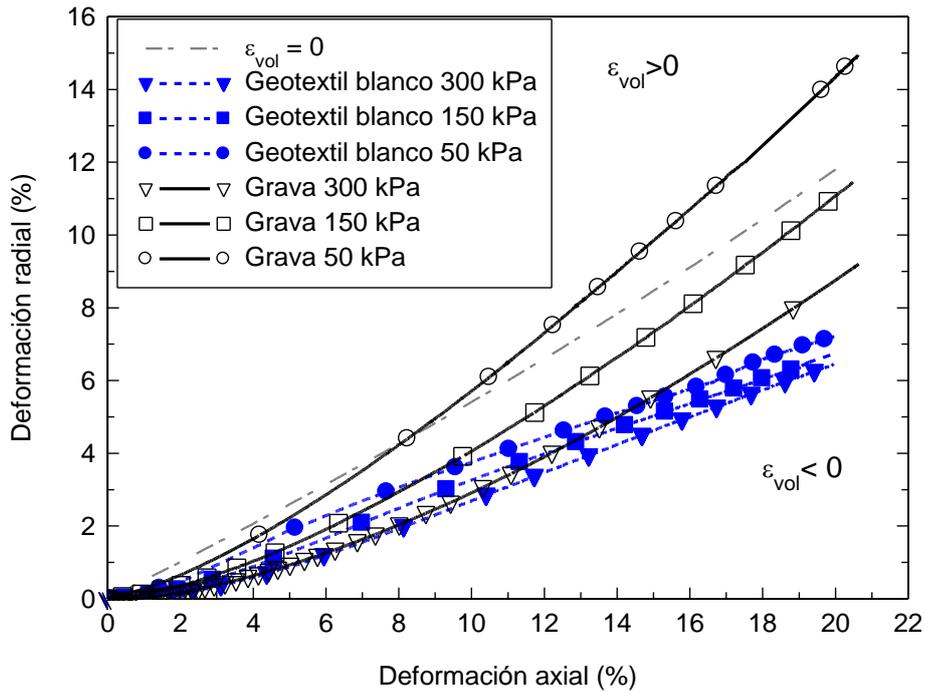
volumen para una misma deformación axial de la grava reforzada respecto a la no reforzada.

En la Figura 3.13 se presenta el cociente entre el desviador con refuerzo y sin refuerzo. El desviador soportado por las muestras reforzadas con el geotextil 1 es de hasta 8 veces mayor que el soportado por la grava sin reforzar para una deformación del 20% en la probeta menos confinada (50 kPa) y de 2 veces mayor en la probeta con más confinamiento (300 kPa) para la misma deformación. De estos resultados se observa que la contribución del geotextil es mayor cuanto menos confinada está la probeta.



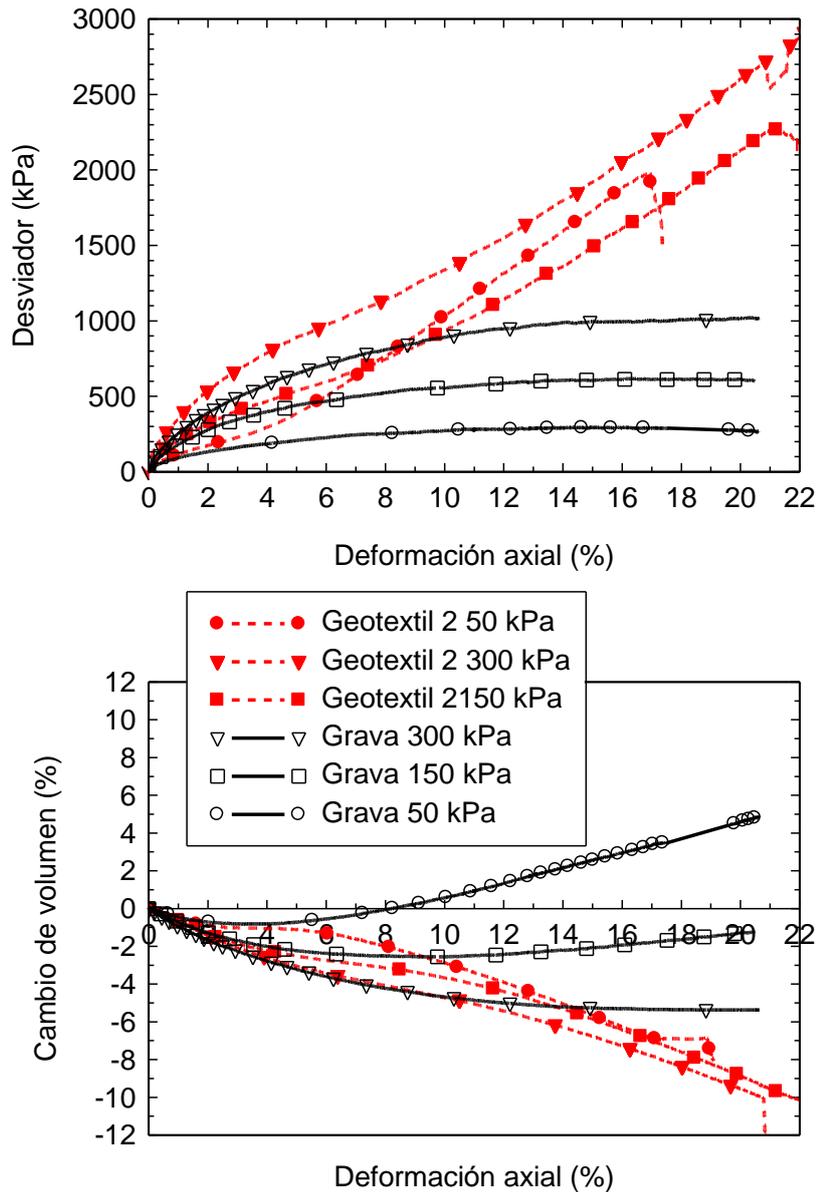
**Figura 3.13. Cociente del desviador con refuerzo del geotextil 1 y sin refuerzo**

La deformación radial de la probeta durante los ensayos se presenta en la Figura 3.14 para los ensayos con y sin refuerzo. Los resultados muestran la influencia del geotextil en la reducción de la deformación radial, que se reduce alrededor de un 45% para una deformación axial del 15% en el ensayo con menor presión de confinamiento (50kPa) y en un 20% para los ensayos con mayor presión de célula (300kPa) a la misma deformación axial.



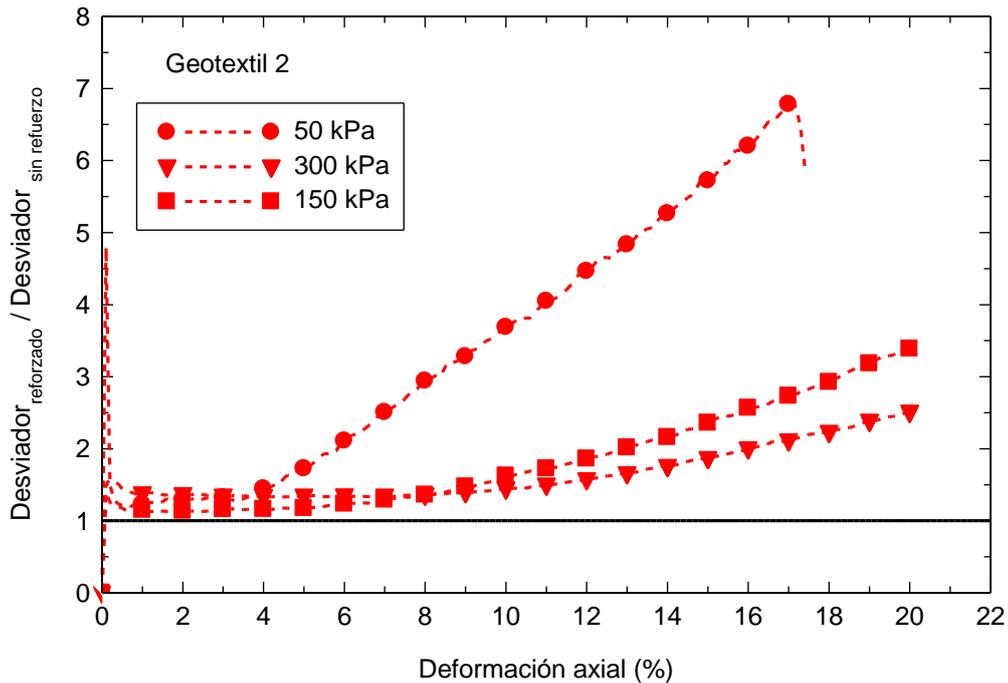
**Figura 3.14. Deformación radial frente a la axial para los ensayos con grava y los reforzados con el geotextil 1**

Al igual que para los ensayos reforzados con el geotextil 1, se presenta a continuación la comparación de los ensayos reforzados con el geotextil 2 con los de la grava sin reforzar. En la Figura 3.15 se presenta el desviador y el cambio de volumen frente a la deformación axial. Los resultados, al igual que los presentados para el geotextil 1, muestran tanto el aumento del desviador como la disminución del volumen, para una misma deformación axial de la grava reforzada respecto a la sin reforzar.



**Figura 3.15. Desviador y cambio volumétrico en los ensayos triaxiales de la grava y reforzada con el geotextil 2**

En la Figura 3.16 se presenta el cociente entre el desviador con refuerzo (geotextil 2) y sin refuerzo. Se aprecia claramente que la influencia del geotextil es mayor cuanto menor es la presión de confinamiento de la muestra, ya que el desviador soportado por la muestra reforzada en los ensayos con menor presión de confinamiento es de hasta 7 veces más que el de las muestras sin refuerzo para un deformación axial del 17 %; la que se reduce a 2 veces más para los ensayos con mayor presión de célula (300kPa) y misma deformación axial.

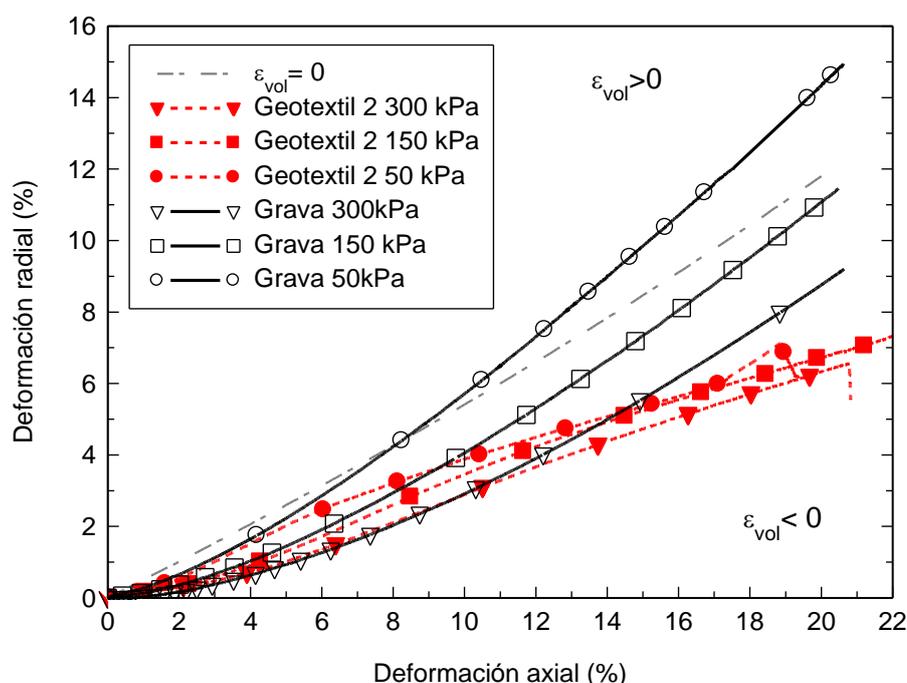


**Figura 3.16. Cociente del desviador con refuerzo del geotextil 2 y sin refuerzo**

La influencia del geotextil es notable en la deformación radial que se produce en las muestras a lo largo de los ensayos. Esta deformación se presenta en la Figura 3.17. Se aprecia que las muestras reforzadas sufren una deformación radial considerablemente menor que las muestras sin reforzar. La mayor reducción se produce para las muestras menos confinadas (50kPa), que es un 45% menor para una deformación axial del 15%, la cual disminuye hasta el 20 % para las muestras confinadas a 300kPa para la misma deformación axial.

Los resultados presentados muestran la gran mejora que supone el refuerzo con geotextil, sobre todo en la reducción de las deformaciones radiales y el incremento de carga soportado. Esta influencia es mayor cuanto menor es la presión de confinamiento ya que el desviador soportado se incrementa en 8 veces para una deformación axial del 20% en estos casos y solo en 2 veces para la misma deformación axial en los ensayos más confinados. Lo mismo que ocurre con la deformación radial que se reduce en un 45% para las probetas menos confinadas y en un 20% para las más confinadas. Las mejoras que aportan cada uno de los materiales son similares, lo que concuerda con sus propiedades que también lo son. La mayor diferencia entre ambos materiales se encuentra en el funcionamiento de la unión, que en el geotextil 2 se despegó para una

tensión algo menor a la encontrada en los ensayos de caracterización, permaneciendo unida para mayores tensiones en el caso del geotextil 1. Este peor comportamiento de la unión realizada con el adhesivo en el geotextil 2, puede ser debido a que éste se fabrica con una materia prima diferente al geotextil 1 y por lo tanto puede provocar una unión menos eficiente.



**Figura 3.17. Deformación radial frente a la axial para los ensayos con grava y los reforzados con el geotextil 2**

### 3.2.4 Procedimiento de ensayo

El procedimiento de los ensayos en modelo reducido en célula Rowe es similar al presentado en el capítulo anterior para el análisis de la influencia de la densidad, siendo únicamente necesario matizar dos aspectos. Los suelos mejorados con columnas ensacadas tienen una resistencia al corte sin drenaje habitualmente de  $c_u < 15$  kPa, que incluso puede llegar a los 4 kPa (Wehr et al, 2006). Cuanto más blando sea el suelo mayor será la influencia del geotextil en el confinamiento lateral, por eso se decide en estos ensayos reducir la resistencia al corte sin drenaje del suelo blando a tratar. Se elige una  $c_u$  de aproximadamente 11 kPa, para que el confinamiento lateral que ejerza sobre

la columna sea bajo, pero sea también posible la colocación de la columna con el equipo de hincado diseñado previamente. Para conseguir dicho valor de la resistencia al corte sin drenaje se consolida previamente el caolín a 50 kPa.

Otro de los cambios ha consistido en reducir la carga máxima aplicada ya que los 600kPa de los ensayos anteriores es una carga muy elevada y al existir una discontinuidad en los geotextiles (unión pegada) el estar sometido a tales niveles de carga puede suponer alcanzar la rotura. Por ello, se decide reducir la carga aplicada a una máxima de 300kPa.

Sin embargo, a pesar de los cambios, el ensayo queda compuesto por las mismas 5 fases, pero en este caso la duración del ensayo es de 15 días.

### **1) Preparación de equipos y materiales.**

El caolín se amasa a 1,5 veces su límite líquido y se deja reposar en una cámara húmeda durante 24 h para su homogeneización. Antes de la colocación en la célula se vuelve a amasar para asegurar dicha homogeneización.

La célula Rowe-Barden modificada se prepara mediante la saturación de los conductos de medida de presión intersticial, colocación de las piedras porosas, del papel de filtro y arandelas, así como la aplicación de vaselina en las paredes laterales para disminuir el rozamiento.

### **2) Construcción de la columna.**

En primer lugar se prepara el geotextil, para que no se deshilache o deshaga al manipularlo y colocarlo. Esto se hace de forma diferente para cada uno de los geotextiles ensayados: el geotextil 1 se sella con la ayuda de pegamento instantáneo, y el geotextil 2 con la aplicación de calor, ya que sus fibras longitudinales se sellan con este efecto. Los tubos de geotextil sellados se introducen en el molde con una longitud superior a la necesaria en el ensayo, que se corta a la altura correspondiente una vez se extrae la columna del molde.

Una vez preparado el geotextil se introduce en el molde de nylon correspondiente con la geometría  $N=3$ , con la parte sellada hacia abajo y posteriormente se añade la grava por

tongadas hasta alcanzar el peso específico seco de  $14.5 \text{ kN/m}^3$  correspondiente a una  $D_r$  50%. A continuación se satura el conjunto y se congela durante al menos 48 horas.

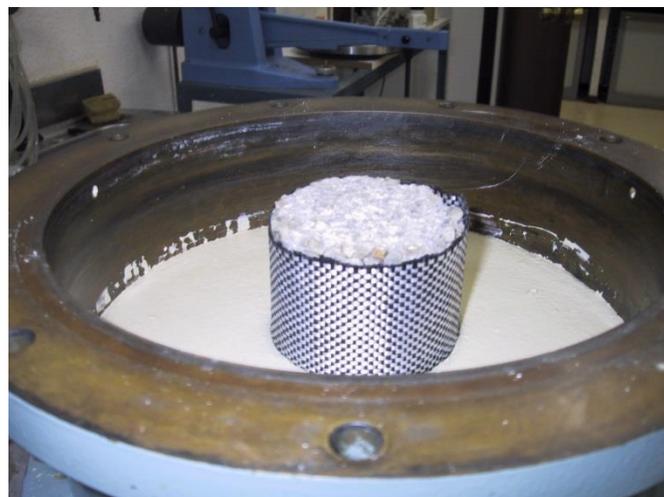
Este proceso de fabricación y posterior colocación de la columna ensacada no simula el real, pero se han obtenido buenos resultados en otras investigaciones como presentan Gniel y Bouazza, (2009).

### **3) Consolidación inicial del caolín.**

Se coloca el caolín en la célula Rowe-Barden y se lleva a cabo la consolidación del caolín previa a la colocación de la columna. Ésta se realiza en dos fases separadas. Primero una consolidación a 50 kPa en un sistema de poleas y pesas, que tiene una duración de tres días y posteriormente se consolida a la misma presión en el sistema de presión aire-agua. Se realiza con dos sistemas diferentes porque al inicio el cambio de volumen que se produce es muy grande y el sistema de presión aire-agua no tiene tanto recorrido.

### **4) Colocación de la columna.**

La colocación de la columna no se lleva a cabo como en los tratamientos reales si no que se coloca congelada en un orificio excavado previamente en el centro del suelo blando consolidado a 50 kPa. El proceso de excavación consiste en hincar un tubo de pared fina en el centro de la muestra de suelo blando con la ayuda del aparato de hincado descrito anteriormente en el apartado 2.2. Posteriormente se extrae el suelo que queda en el interior.



**Figura 3.18. Colocación de la columna**

Una vez excavado el suelo se extrae el tubo metálico de pared delgada quedando el orificio en el centro de la muestra. Se introduce una capa de arena de 4mm y se coloca una chapa de metal agujereada para asegurar el reparto de carga y evitar contactos de granos puntuales sobre los sensores de medida de presión total en la columna.

Se mide la altura de la muestra de caolín y se extrae la columna congelada del molde. Para poder tenerlo todo a la misma altura es necesario cortar el geotextil con la medida obtenida para poder posteriormente enrasar la superficie (Figura 3.18). Se deja descongelar durante unas tres horas y se enrasa la superficie con la del caolín, para obtener una superficie horizontal. La Figura 3.19 muestra la disposición final una vez colocada la columna.



**Figura 3.19. Vista de la columna y el caolín antes del ensayo**

#### **5) Consolidación inicial a 50kPa del conjunto suelo-columna.**

Una vez colocada y descongelada la columna se vuelve a aplicar una presión de 50 kPa al conjunto suelo-columna. Esta vez parte de la carga la soporta la columna y otra parte el suelo, por lo que el caolín queda ligeramente sobreconsolidado.

#### **6) Aplicación de los escalones de carga.**

Se realizan 3 escalones de carga, el primero con un incremento de 50 kPa y los dos últimos con un incremento de 100 kPa. Durante los ensayos se aplica una presión de cola de 300 kPa para evitar burbujas de aire en la muestra. Los escalones aplicados

en cada ensayo son: 50-100 kPa, 100-200 kPa y 200-300 kPa. Cada uno de ellos cuenta con dos fases:

- Aplicación de carga sin drenaje. En esta fase se aplica el incremento de carga correspondiente a cada escalón y se espera a que el incremento medio de presión intersticial medido por los sensores sea igual al incremento de presión aplicado. Cuando ambos incrementos son iguales se da por finalizada esta fase. Su duración varía entre 2 y 4 horas aproximadamente.
- Consolidación del conjunto suelo-columna a la presión del escalón correspondiente. Comienza cuando se permite el libre drenaje de la columna abriendo la llave que comunica la piedra porosa central con el intercambiador encargado de aplicar la presión de cola de 300kPa. Esta etapa se prolonga hasta la disipación total del incremento de presión intersticial generado, siendo suficiente con el transcurso de 24 horas.

### 7) Descarga

Al finalizar la aplicación de los escalones de carga se realiza la descarga del conjunto suelo-columna. Este proceso tiene una duración de una semana aproximadamente ya que se espera a la estabilización de la medida de deformación vertical. Una vez finalizado el ensayo se mide la altura de la muestra necesaria para calcular las deformaciones que se producen en cada uno de los escalones aplicados. En la Figura 3.20 se muestra el conjunto suelo-columna una vez finalizado el ensayo.



**Figura 3.20. Vista final del ensayo**

### 3.2.5 Ensayos realizados

Se han llevado a cabo un total de 10 ensayos en tres series diferentes. Todos ellos se han realizado con un peso específico seco de la grava de  $14.5 \text{ kN/m}^3$ , correspondiente a una densidad relativa del 50% y con una geometría correspondiente a  $N=3$ . Todos los ensayos realizados se han desarrollado sin incidencias.

La primera serie de ensayos son los realizados sin geotextil, con columnas de grava sin ensacar. Esta serie está formada por tres ensayos y se numeran como 1N3G, 2N3G y 3N3G y serán la referencia para comparar los resultados de los ensayos con las columnas ensacadas.

La segunda serie de ensayos son los que se han realizado con columnas ensacadas, empleando el geotextil 1. Esta serie está compuesta por 4 ensayos diferentes numerados desde 4N3G a 7N3G.

Por último, la tercera serie de ensayos realizada es también con columnas ensacadas en este caso con el geotextil 2. Esta serie está compuesta por tres ensayos diferentes que están numerados de 8N3G a 10N3G.

### 3.2.6 Análisis de resultados

En este apartado se presentan los resultados obtenidos en los ensayos realizados a escala reducida en el laboratorio para el análisis de columnas ensacadas.

Al igual que en el capítulo 2, los resultados se presentan en diferentes apartados:

- Tensiones en el suelo y la columna
- Factor de concentración de tensiones
- Asientos
- Presiones intersticiales
- Coeficiente de consolidación

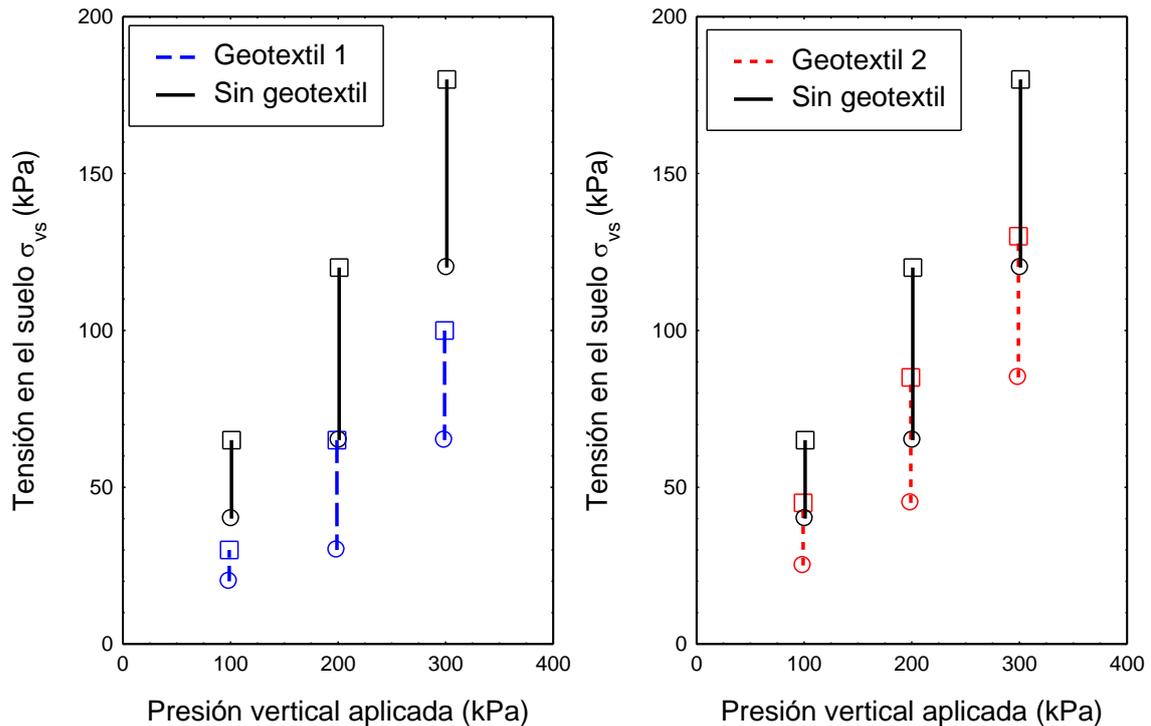
## Tensiones totales en suelo y columna

El análisis de las tensiones totales se realiza a partir de las medidas registradas en los sensores colocados en la base bajo el suelo y bajo la columna. Su disposición se ha presentado en el apartado 3.2.1. Son tres los sensores colocados bajo la columna y cuatro los colocados bajo el suelo dispuestos a diferentes distancias del centro de la célula. Hay que tener en cuenta para la interpretación de las medidas registradas la aplicación de una presión de cola igual a 300 kPa que es necesario descontar. Las lecturas registradas tanto del suelo como de la columna en cada uno de los escalones de los diferentes ensayos se presentan en el apéndice D.

Al igual que lo presentado en el capítulo anterior, con las lecturas obtenidas en todos los ensayos realizados con las mismas características (mismo geotextil), se obtienen las medias de las tensiones en la columna que es directamente la media de las tres medidas obtenidas con los tres sensores, y para las presiones en el terreno es una ponderación por el área correspondiente a cada sensor.

Los valores medios obtenidos se presentan en Figura 3.21 para el suelo y en la Figura 3.22 para la columna. Los valores iniciales medios se representan con un círculo y los valores medios al final del escalón con un cuadrado. Los valores intermedios son los que adquiere el suelo y la columna durante el proceso de consolidación de cada uno de los escalones de carga. En ambas figuras (Figura 3.21 y Figura 3.22 ) se observa que tanto para el suelo como para la columna las tensiones soportadas se incrementan a medida que aumenta la carga aplicada, como es de esperar, ya que la carga aplicada es mayor.

Como era de esperar, las tensiones en el suelo para los ensayos con columnas ensacadas son menores que las de columnas de grava sin ensacar, siendo la diferencia de aproximadamente un 45% en los ensayos con el geotextil 1 y un 30% en los ensayos con el geotextil 2. Esto es debido a que el geotextil aporta una tensión lateral mayor en el contacto suelo-columna, permitiendo que la columna soporte más cargas, por lo que el suelo se ve liberado de una proporción de carga mayor.

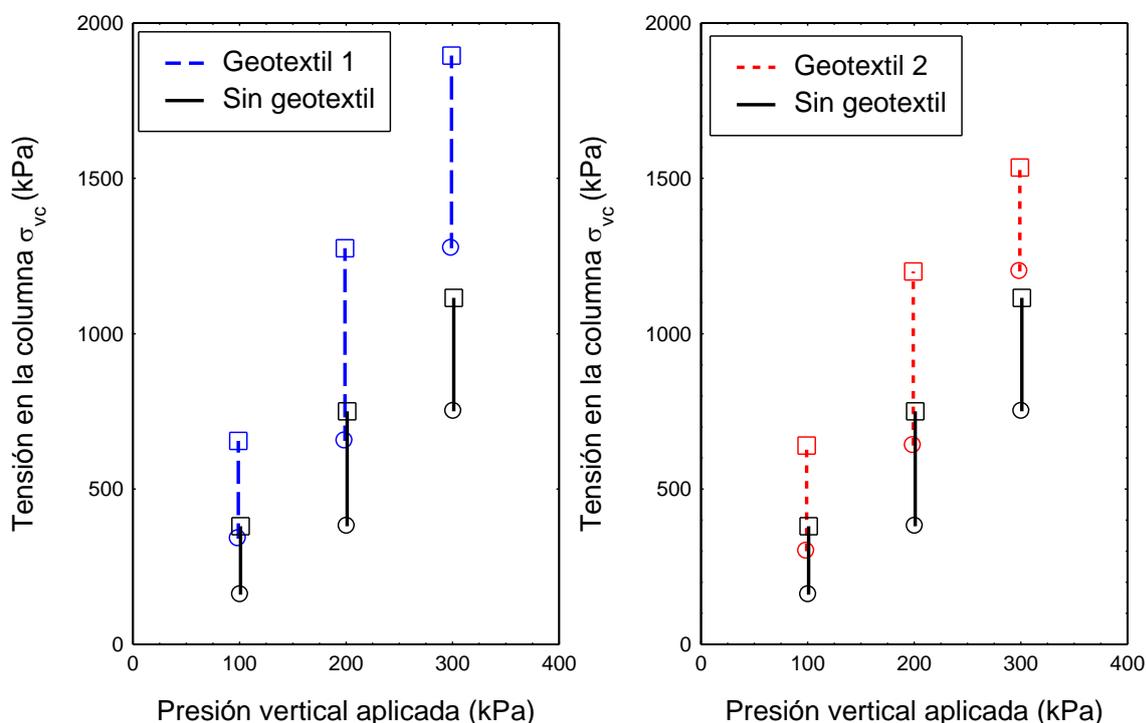


**Figura 3.21. Tensiones en el caolín**

La diferencia entre los ensayos de columnas ensacadas con los diferentes geotextiles no es muy notable, aunque son algo mayores las tensiones soportadas por el suelo en los casos con el geotextil 2. Esto se debe principalmente a que este geotextil presenta para pequeñas deformaciones, menores del 5%, una rigidez menor que el geotextil 1, aunque su rigidez para deformaciones mayores es mayor. Además, se aprecia que la diferencia en tensiones es menor en los primeros escalones e incrementa con la aplicación de la carga, siendo esto debido a la degradación de la unión que se encuentra rota para el geotextil 2 al finalizar los ensayos.

Las tensiones en la columna se presentan en la Figura 3.22. Debido al soporte lateral adicional aportado por el geotextil, son mayores para los ensayos con columnas ensacadas que en los de columnas sin ensacar, aproximadamente un 65% para los ensayos reforzados con el geotextil 1 y un 55% para los ensayos reforzados con el geotextil 2. La diferencia entre los valores obtenidos en los ensayos con los dos geotextiles es al igual que en las del suelo similar al inicio durante los dos primeros

escalones, existiendo una diferencia más clara en el último escalón debido a la rotura de la unión en el geotextil 2.



**Figura 3.22. Tensiones en la columna**

Las rigideces tanto del suelo como de la columna van variando a lo largo del ensayo, con la aplicación de la carga. La variación de la rigidez de la columna depende entre otros factores de la compactación inicial y del cambio de volumen que sufra, que es mayor en las columnas sin ensacar que en las ensacadas. La rigidez del caolín, como es conocido, también varía con la tensión aplicada. Ambas rigideces así como su relación son necesarias para poder contrastar los resultados obtenidos en los ensayos con diferentes soluciones analíticas. Para el análisis de la relación de rigideces columna-suelo, se ha decidido tomar como fijo el módulo de la columna y variable el del caolín al ser su influencia mayor en los resultados y su ajuste más sencillo.

Se considera para ello que el valor del módulo edométrico de la columna permanece constante y adopta un valor de  $E_{mc}=19000$  kPa como se ha presentado en el apartado 3.2.2. El módulo del caolín se calcula para cada escalón a partir de las tensiones medias registradas en cada uno de ellos como se ha presentado en el capítulo 2. Los valores de

la relación de módulos suelo-columna así como los del caolín para cada uno de los escalones y ensayos se presentan en la Tabla 3.8.

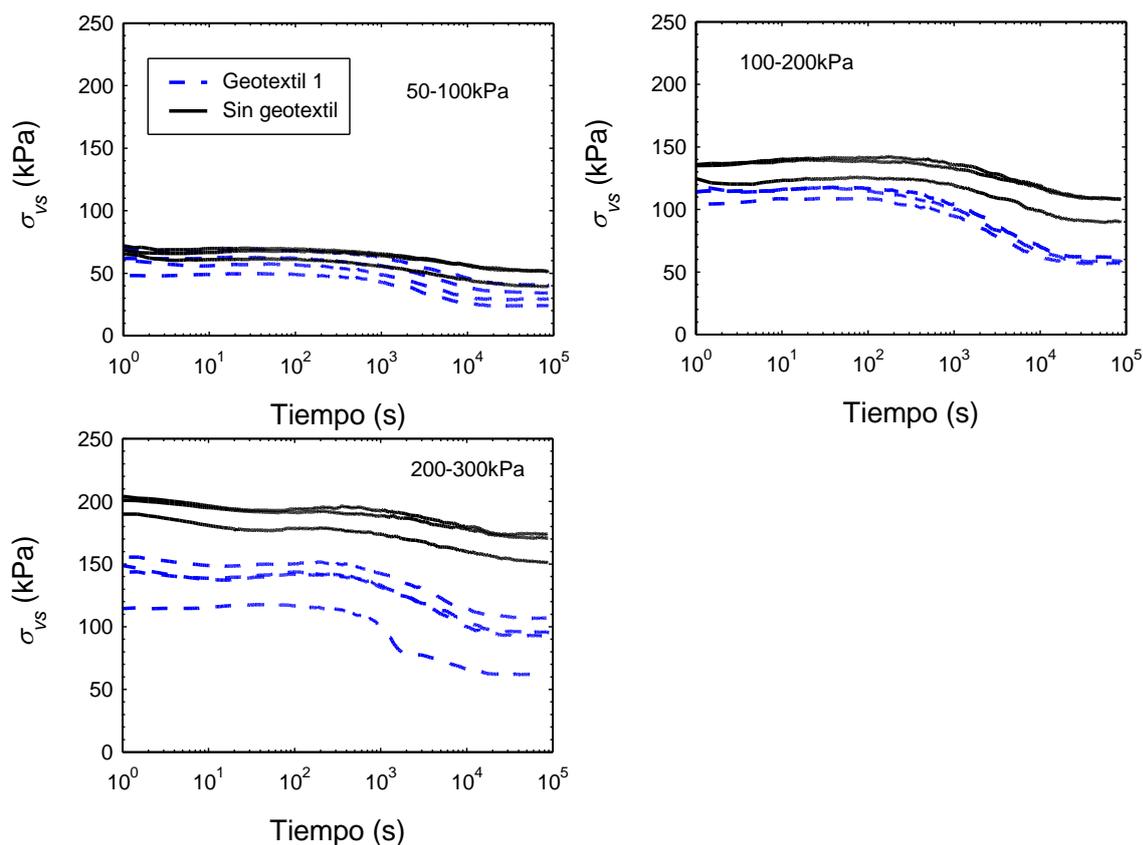
**Tabla 3.8. Valores del módulo edométrico del caolín y la relación de módulos de los ensayos de columnas ensacadas con geotextil y columnas ordinarias.**

Escalón de carga (kPa)	Sin Geotextil		Geotextil 1		Geotextil 2	
	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$	$E_{ms}$ (kPa)	$E_{mc}/E_{ms}$
50-100	950	18	975	18	1335	12
100-200	1000	17	720	23	535	31
200-300	1535	11	581	29	740	23

La relación de rigideces en los ensayos con columnas sin ensacar disminuye con el incremento de carga aplicada ya que el suelo, al encontrarse normalmente consolidado, incrementa su rigidez al aumentar la presión a la que está consolidado. Sin embargo, en los ensayos con columnas ensacadas el caolín está sobreconsolidado en el segundo escalón para ambos casos y también en el tercero para las columnas ensacadas con el geotextil 1, por este motivo no siguen la misma tendencia.

La distribución de tensiones entre el suelo y la columna es el mecanismo mediante el cual la columna libera al suelo de la carga a soportar reduciendo por tanto el asiento que se produce. Este proceso de transmisión de carga del suelo a la columna se observa en la Figura 3.23 y Figura 3.24 en las que se presenta la evolución de las tensiones registradas en el suelo y la columna a lo largo de los escalones para los diferentes tipos de ensayos con y sin geotextil.

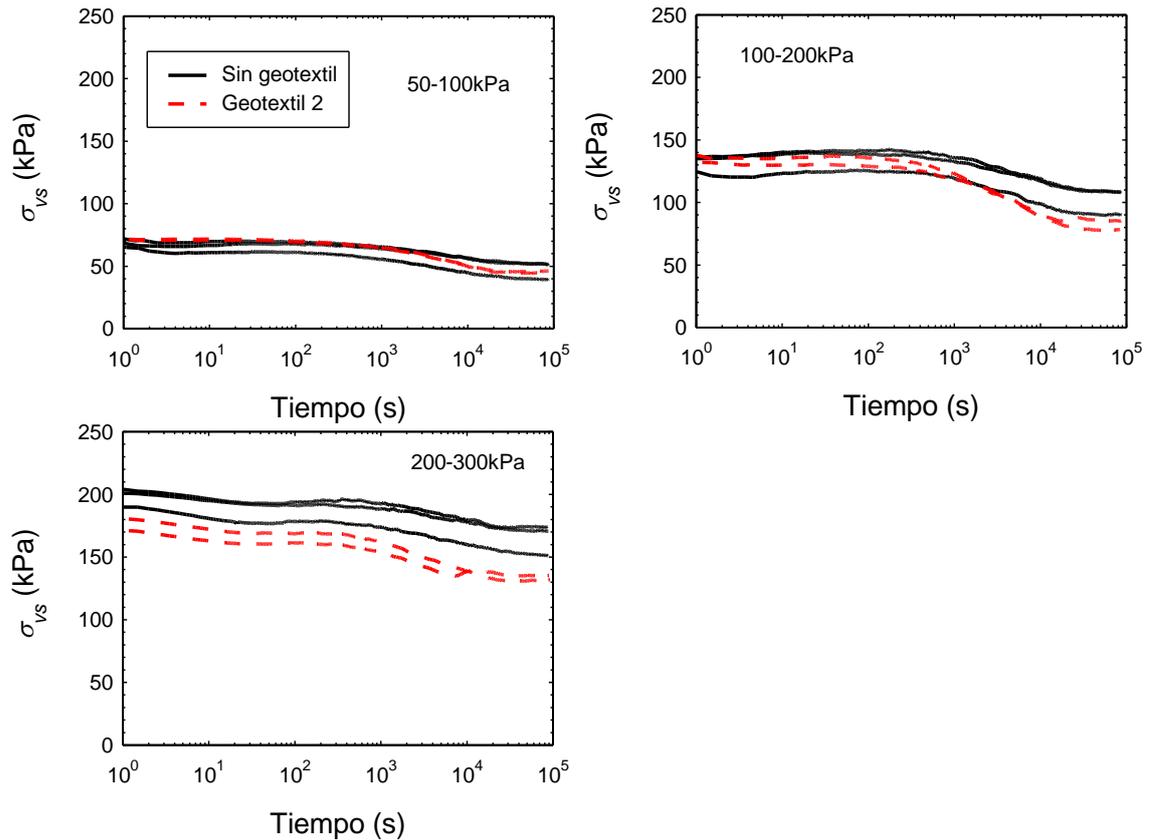
En ambas figuras (Figura 3.23, Figura 3.24) se aprecia que la evolución de las tensiones es la misma ya que el inicio la carga es soportada por el suelo y durante la consolidación va transfiriéndose a la columna produciéndose la mayor parte de esta transferencia entre los  $10^2$  y  $10^4$  segundos, coincidiendo con los tiempos en los que se produce el mayor asiento. Una vez transcurridos  $10^4$  segundos las tensiones permanecen más o menos estables.



**Figura 3.23. Tensiones en el suelo para los ensayos reforzados con el geotextil 1**

La diferencia entre los ensayos con y sin geotextil es mayor conforme incrementa la carga aplicada, ya que la rigidez de la columna ensacada además de ser mayor que la de la columna sin ensacar, y va soportando cada vez más cargas debido al aporte de tensión lateral que proporciona el geotextil.

Comparando los resultados de los ensayos realizados con cada uno de los dos geotextiles empleados, se observa que las tensiones en el terreno son aproximadamente un 10% menores para los ensayos con el geotextil 1, lo que se debe principalmente a la rotura progresiva de la unión que se produce en los ensayos llevados a cabo con el geotextil 2.



**Figura 3.24. Tensiones en el suelo para los ensayos reforzados con geotextil 2**

Al igual que para las tensiones en el suelo, se presenta en las Figura 3.25 y Figura 3.26, la evolución de las tensiones en la columna para columnas ensacadas con los geotextiles 1 y 2 respectivamente. En ambos casos se aprecia que la columna en los ensayos realizados con columnas sin ensacar adquiere menos carga que en el caso de las columnas ensacadas, alrededor del 50%, por lo que de estos resultados se deduce que el geotextil tiene una gran influencia. La transmisión de la carga coincide con lo presentado anteriormente en los gráficos de tensiones en el terreno y se produce fundamentalmente entre los  $10^2$  y  $10^4$  segundos.

La diferencia de las tensiones entre los ensayos realizados con los dos geotextiles empleados son de alrededor de 40 kPa al inicio y de aproximadamente 300kPa al final del ensayo. Estas diferencias se deben a la rotura de la discontinuidad en los ensayos realizados con el geotextil 2, que al no observarse ningún descenso puntual de la carga en la columna, parece que se ha producido de forma progresiva.

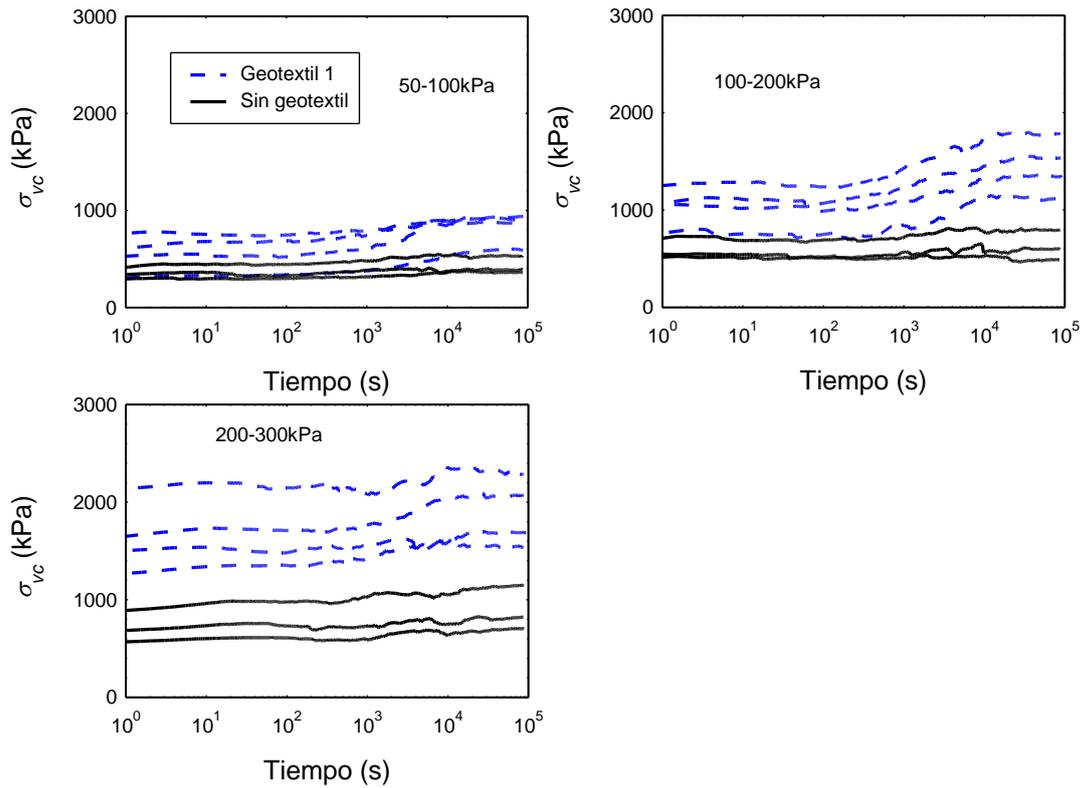


Figura 3.25. Tensiones en la columna ensayos reforzados con geotextil 1

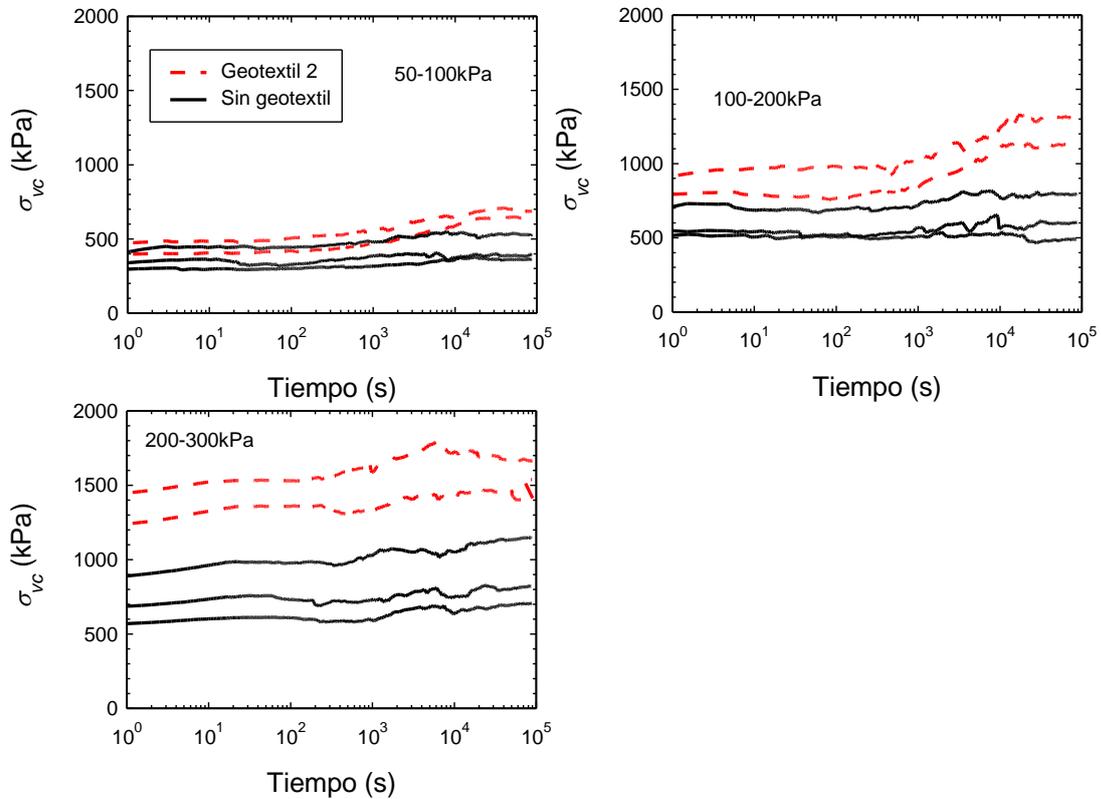
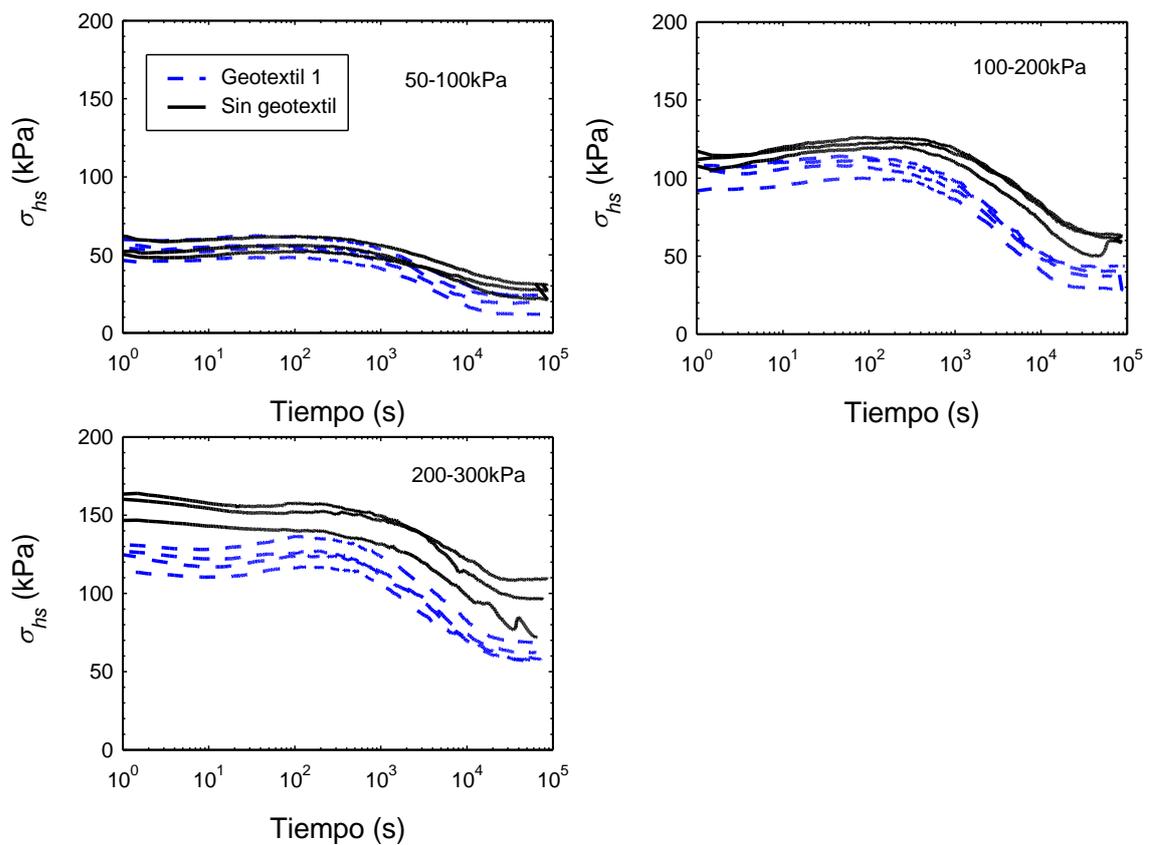


Figura 3.26. Tensiones en la columna ensayos reforzados con geotextil 2

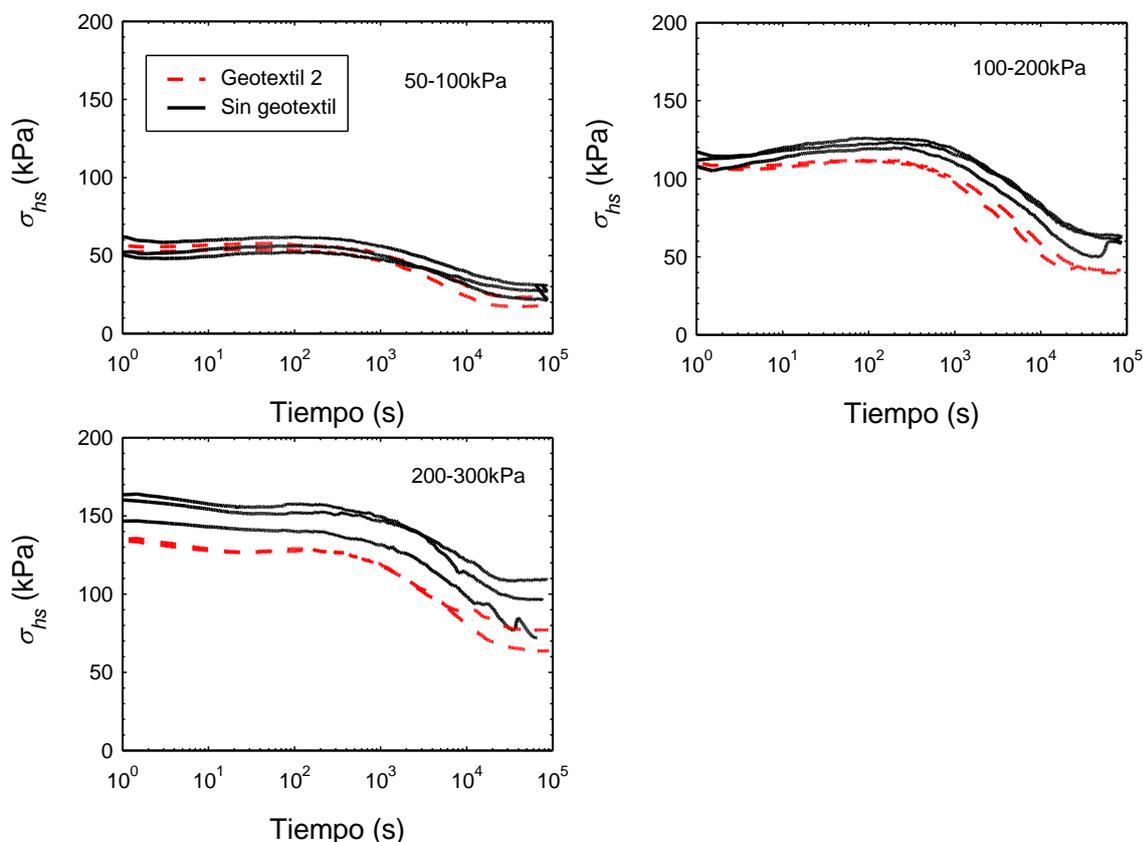
Junto con las presiones verticales se han registrado también las tensiones horizontales en el terreno en el contorno de la celda unidad, que se presentan en la Figura 3.27 para los ensayos realizados con columnas reforzadas con el geotextil 1, y en la Figura 3.28 los obtenidos para los ensayos con columnas reforzadas con el geotextil 2. La tendencia es la misma que la presentada para las tensiones verticales y el descenso se produce al mismo tiempo para los ensayos de columnas ensacadas con ambos geotextiles y las columnas de grava sin ensacar.



**Figura 3.27. Tensiones horizontales en el terreno en los ensayos reforzados con geotextil 1**

Se observa en ambas figuras (Figura 3.27 y Figura 3.28) que la tensión horizontal en el terreno registrada en los ensayos realizados con columnas de grava ensacadas son siempre menores que las registradas en los ensayos con columnas sin ensacar, un 30% menor en los ensayos con geotextil 1 y un 20% en los ensayos con geotextil 2. Este resultado era de esperar ya que las columnas con geotextil soportan más carga vertical, reduciendo la carga que soporta el terreno como se ha presentado anteriormente en las presiones verticales y esto se refleja en las tensiones horizontales. Estas diferencias no

son constantes a lo largo de los escalones si no que son mayores a medida que la carga se incrementa.



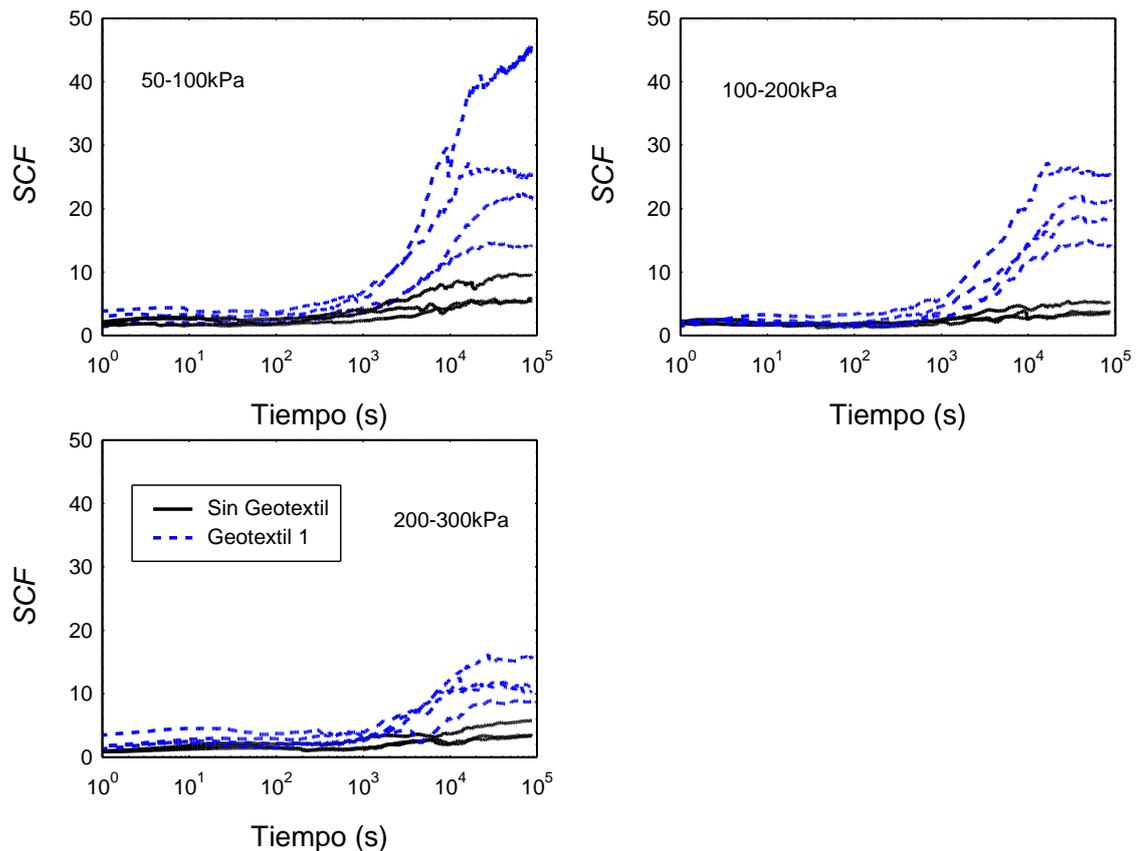
**Figura 3.28. Tensiones horizontales en el terreno en los ensayos reforzados con el geotextil 2**

La diferencia entre las tensiones obtenidas en los ensayos realizados con los dos geotextiles son de aproximadamente un 20% y son las esperadas ya que están directamente relacionadas con las tensiones verticales.

### Factor de concentración de tensiones

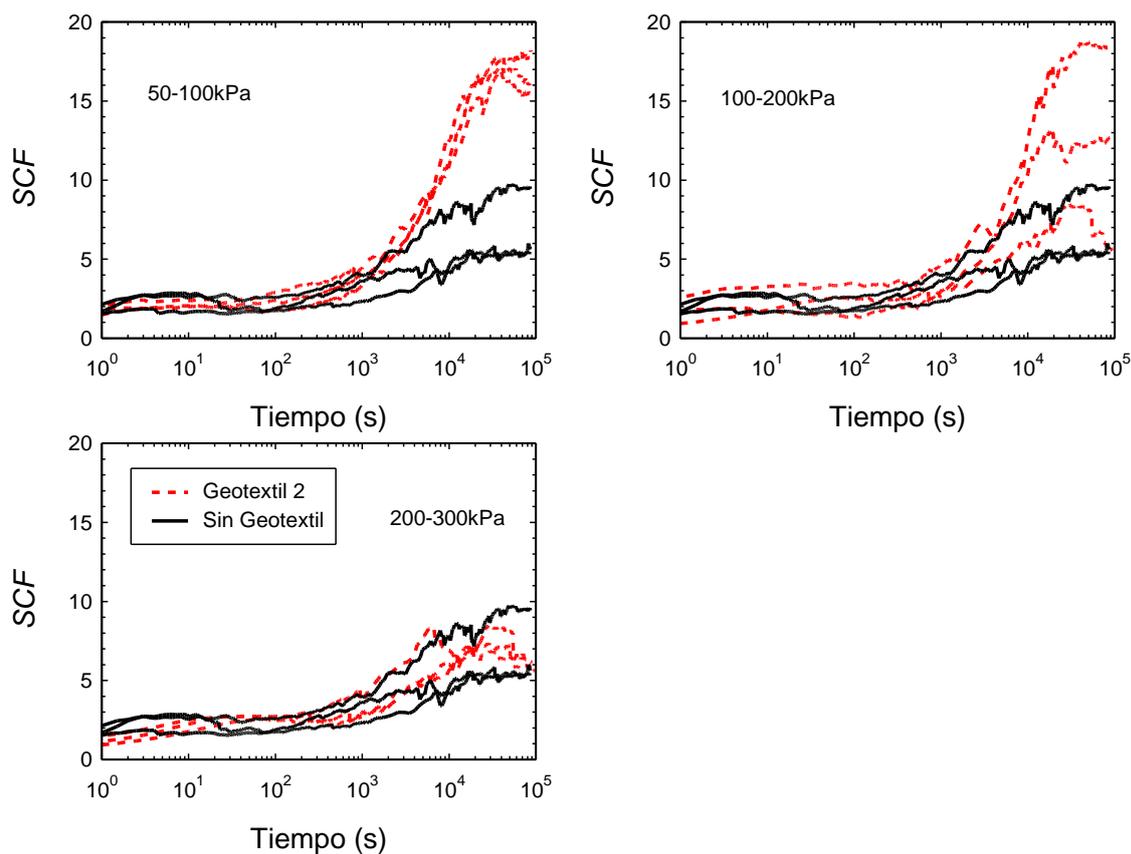
La relación de cargas soportadas por la columna y el suelo se suele expresar mediante el factor de concentración de tensiones (*SCF*). En este caso el *SCF* presentado está calculado a partir de los incrementos de presión en la columna y del terreno en cada uno de los escalones de carga, al igual que en el capítulo anterior para el análisis de la influencia de la densidad. La evolución del *SCF* a lo largo del proceso de consolidación se presenta en la Figura 3.29 y en la Figura 3.30 para los ensayos con columnas ensacadas con el geotextil 1 y 2 respectivamente, comparados ambos con los ensayos realizados

con columnas sin ensacar. En ambos casos los valores del *SCF* obtenidos para los ensayos con columnas ensacadas son mayores del orden de 4 a 2 veces más que los obtenidos con columnas sin ensacar, al ser las columnas ensacadas más rígidas debido al aporte del geotextil. En cuanto al tiempo en el que se produce la transmisión de tensiones del suelo a la columna, se observa que se realiza aproximadamente el mismo momento para los ensayos con y sin geotextil.



**Figura 3.29. *SCF* a lo largo del tiempo en los tres escalones ensayos con geotextil 1**

Comparando los resultados obtenidos con ambos geotextiles se observa que el *SCF* es mayor en los ensayos realizados con el geotextil 1 que con el geotextil 2, esta diferencia es pequeña en el primer escalón ya que la rigidez de ambos geotextiles es similar. Sin embargo, incrementa a medida se aplica la carga ya que la unión del geotextil 2 llega a rotura.

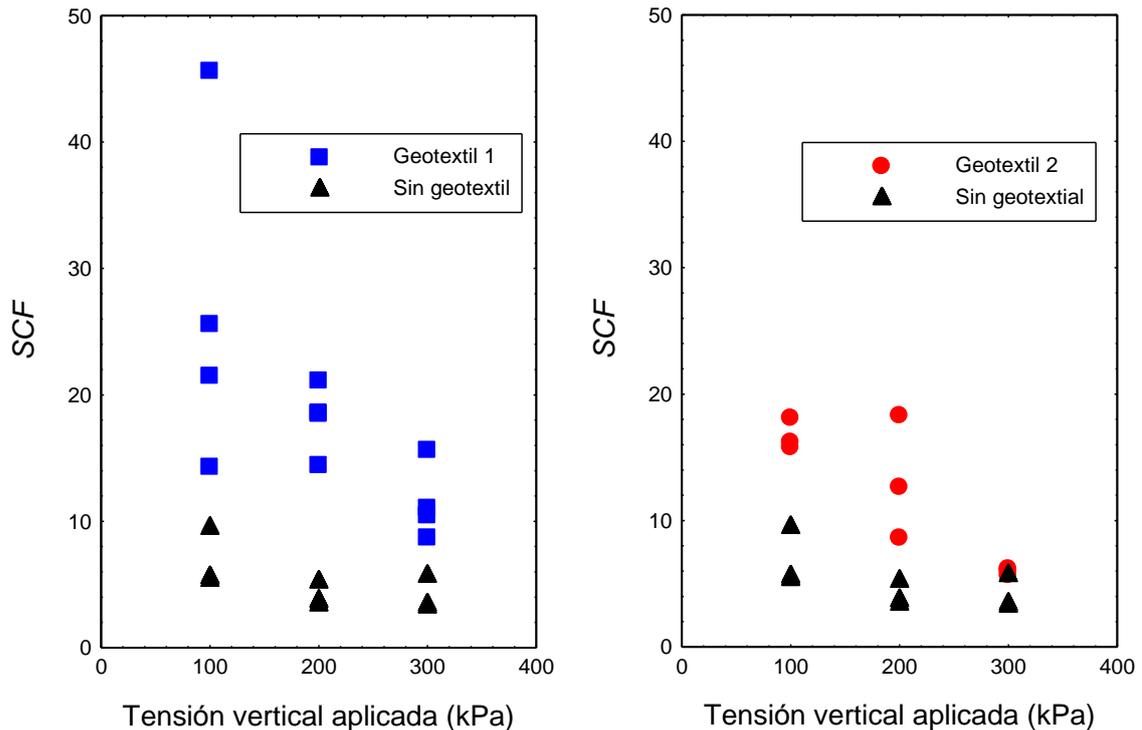


**Figura 3.30. SCF a lo largo del tiempo en los tres escalones ensayos con geotextil 2**

Los valores del *SCF* para la situación drenada, es decir, al final de cada uno de los escalones de carga aplicados, se presentan en la Tabla 3.9. Los valores para las columnas sin ensacar están comprendidos entre 9.5 y 3.5 valores habituales según Barchus y Barskade (1983). Sin embargo, los obtenidos para las columnas ensacadas, despreciando los anómalos, tienen valores mayores como era de esperar, comprendidos entre 26 y 9 para el caso del geotextil 1 y entre 18 y 6 para el caso del geotextil 2.

**Tabla 3.9. Valores finales del SCF en cada escalón. Ensayos columnas ensacadas.**

Carga (kPa)	Columnas sin ensacar			Ensacadas geotextil 1				Ensacadas geotextil 2		
	1N3G	2N3G	3N3G	4N3G	5N3G	6N3G	7N3G	8N3G	9N3G	10N3G
100	5.6	5.4	9.5	45.6	14.3	21.5	25.6	15.8	16.2	18.1
200	3.8	3.5	5.3	18.5	14.4	18.6	21.1	18.3	12.6	8.6
300	3.3	3.5	5.7	10.5	8.7	11	15.7	6.2	6	5.7



**Figura 3.31. SCF al final de cada escalón de carga**

En la Figura 3.31 se muestran de forma gráfica los valores del *SCF* para la situación drenada para los ensayos con columnas ensacadas con ambos geotextiles. La evolución de los valores registrados del *SCF* conforme se aplica la carga es la esperada, ya que se va reduciendo a medida que se aplica la carga, debido entre otros factores a la plastificación de la columna. En los ensayos realizados con columnas reforzadas con el geotextil 2 se observa que los valores alcanzados para el último escalón son similares a los obtenidos sin geotextil por lo que parece que la rotura de la unión se ha producido en este escalón para todos los ensayos, aunque se observa en el segundo escalón una clara disminución en uno de los ensayos, por lo que podría haberse roto la unión en ese escalón de carga en ese ensayo. Por el contrario, los ensayos realizados con columnas reforzadas con el geotextil 1 presentan un comportamiento continuo a lo largo de los ensayos. El valor tan elevado obtenido en el primer escalón en uno de los ensayos puede deberse a que no se enrasó suficientemente bien la superficie, quedando la columna ligeramente más alta y soportando por tanto una parte mayor de la carga.

## Asientos

Las deformaciones axiales se han obtenido con la ayuda del LVDT colocado en la parte central de la tapa superior y se han registrado de igual forma a los presentados en el capítulo anterior para los ensayos realizados con el objetivo de analizar la influencia de la densidad. Las lecturas registradas por el LVDT de todos los ensayos en cada escalón de carga se presentan en el apéndice D.

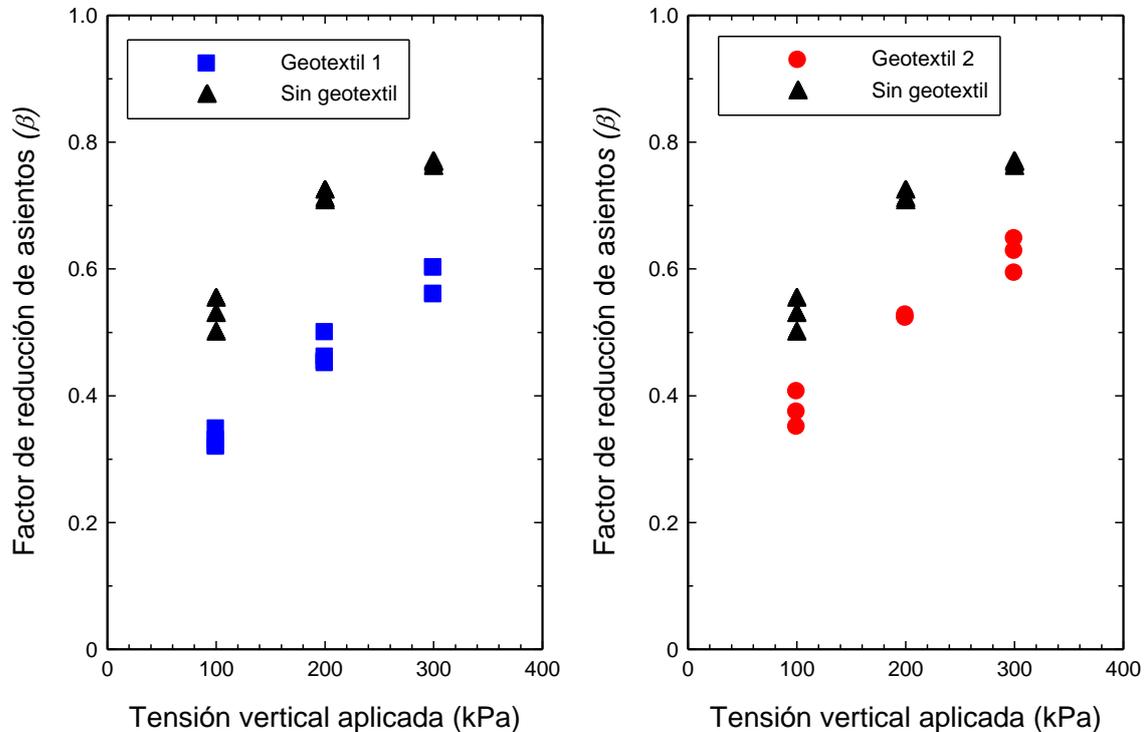
El factor de reducción de asientos se ha calculado también de igual forma a la presentada en el capítulo anterior, comparando las deformaciones, ya que las alturas de todas las muestras no son iguales. Se ha tomado como referencia, para el cálculo de las deformaciones, la altura inicial del conjunto suelo-columna una vez que la muestra está consolidada a 50 kPa ( $H_{50}$ ). Se presentan los valores obtenidos al final de cada uno de los ensayos realizados en la Tabla 3.10.

**Tabla 3.10. Factor de reducción de asientos ( $\beta$ )**

Columnas sin ensacar	0.76	0.77	0.77	
Ensacadas geotextil 1	0.60	0.56	0.56	0.60
Ensacadas geotextil 2	0.65	0.63	0.59	

El valor medio del factor de reducción de asientos obtenido para los ensayos con columnas sin ensacar es de aproximadamente 0.77. Para los ensayos con columnas ensacadas con geotextil 1 es de aproximadamente 0.58 y de 0.62 para columnas encamisadas con geotextil 2. Estos resultados muestran que la influencia del geotextil en términos de reducción de asientos es importante, ya que los asientos se reducen entre un 25 y un 19 % al ensacar las columnas de grava con los geotextiles 1 y 2 respectivamente. De aquí se deduce que incluso cuando la discontinuidad existente se rompe, y deja por tanto de ser un material continuo, sigue aportando un confinamiento lateral importante a la columna de grava. El factor de reducción de asientos obtenido para las columnas sin geotextil no es directamente comparable con los obtenidos en el capítulo 2 en los ensayos para el análisis de la influencia de la densidad, pero los valores obtenidos son del mismo orden de magnitud.

En la Figura 3.32 se muestra el factor de reducción de asientos acumulado a lo largo de los tres escalones de carga aplicados en los ensayos realizados para los tres tipos de columnas ensayadas: columnas sin geotextil, columnas ensacadas con geotextil 1 y columnas ensacadas con geotextil 2.



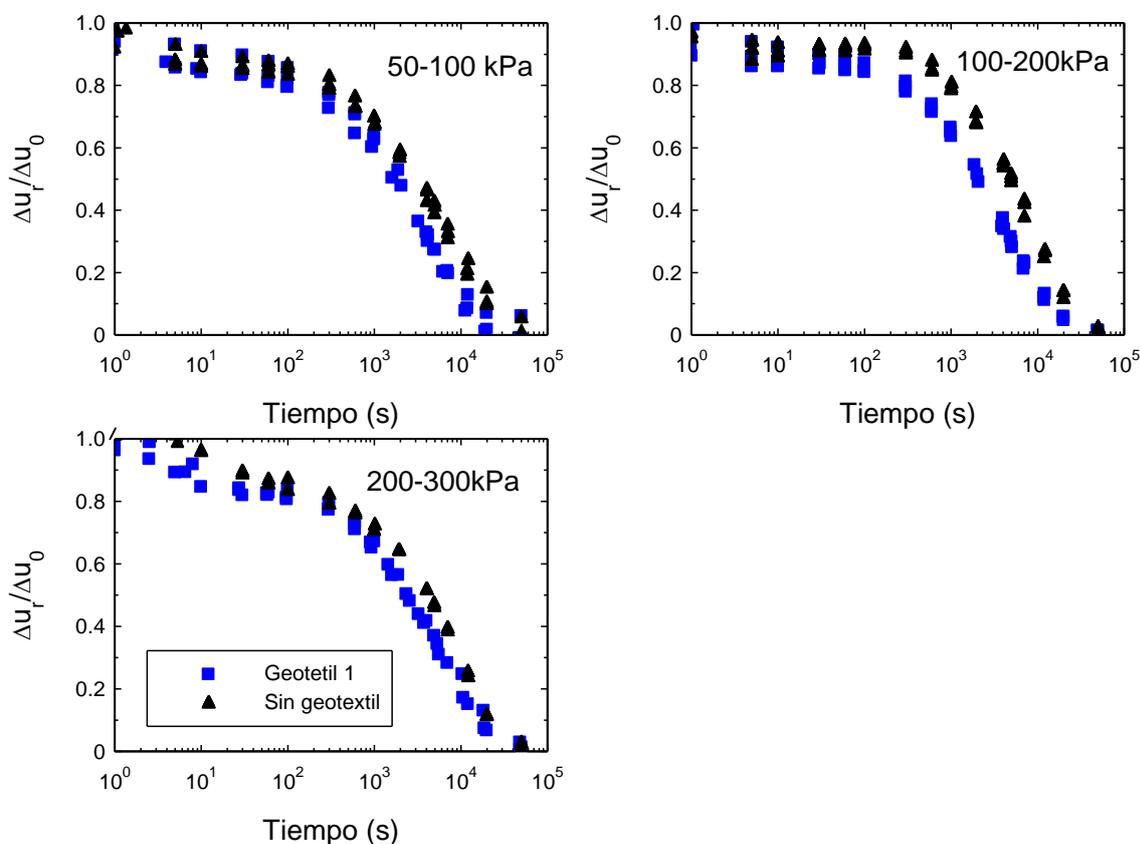
**Figura 3.32. Factor de reducción de asientos acumulado a lo largo del ensayo**

La reducción de asientos obtenida en los ensayos con columnas ensacadas es mayor que la obtenida en los ensayos realizados con columnas sin ensacar, algo que era de esperar ya que el geotextil aporta una rigidez mayor a la columna. La diferencia entre ambos es mayor en los primeros escalones y se reduce conforme se incrementa la carga. Esto se debe a que en los ensayos con columnas ensacadas el geotextil aporta un confinamiento lateral a la columna que provoca que la columna soporte una mayor carga descargando al suelo de una proporción mayor, por lo que el asiento es menor en este tipo de tratamientos. Sin embargo, a medida que se incrementa la carga aplicada, el caolín se rigidiza más rápidamente en los ensayos con columnas sin ensacar y esto hace que la diferencia disminuya.

### Presiones intersticiales

Las presiones intersticiales a lo largo de todos los escalones de los ensayos se han registrado en los puntos indicados en el apartado 3.2.1. Las lecturas registradas en cada uno de los escalones de carga de todos los ensayos realizados están recogidas en el apéndice D.

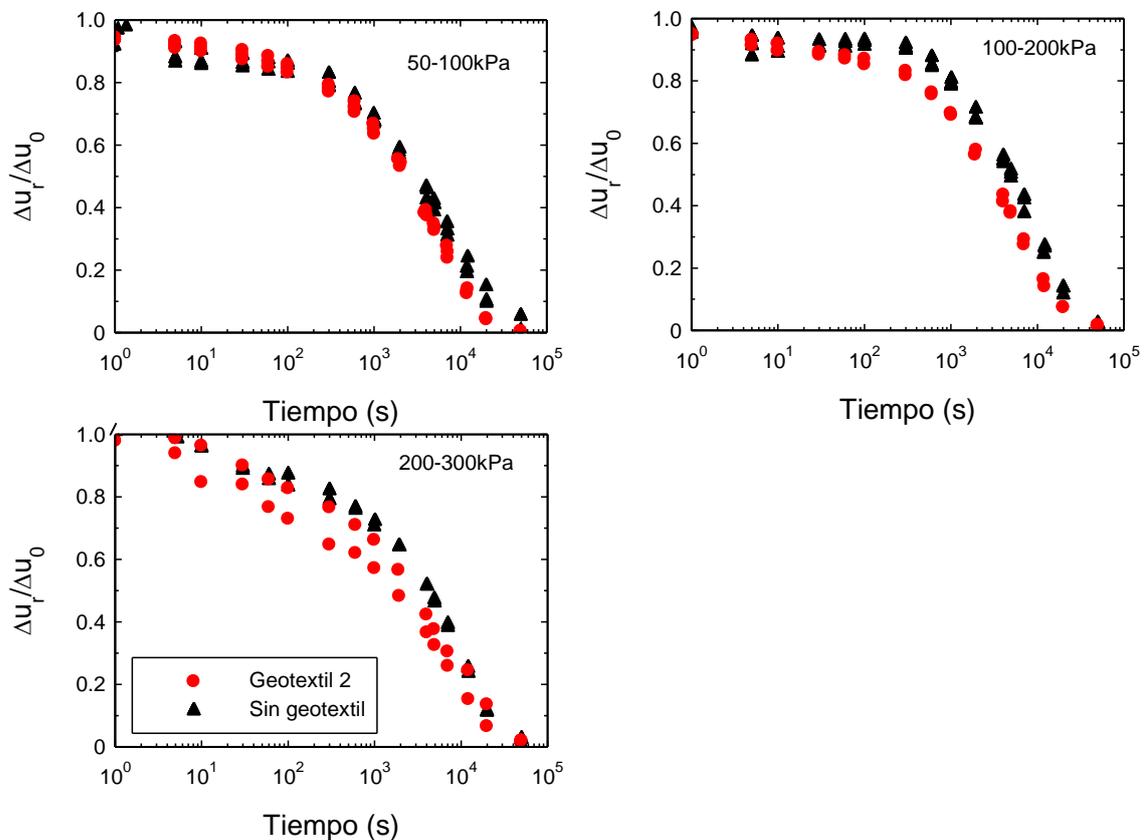
El proceso de disipación de las presiones intersticiales en cada uno de los escalones de carga se muestra a través de la disipación del exceso de presión intersticial en la Figura 3.33 para el geotextil 1 y en la Figura 3.34 para el geotextil 2.



**Figura 3.33. Disipación del exceso de presión intersticial para los ensayos con columnas sin geotextil y los reforzados con geotextil 1**

Se observa que la consolidación se realiza de forma similar en los ensayos con geotextil y en los ensayos con columnas sin ensacar, siendo ligeramente más rápida en los ensayos con geotextil. El comportamiento con los dos geotextiles es muy similar (Figura 3.33 y Figura 3.34).

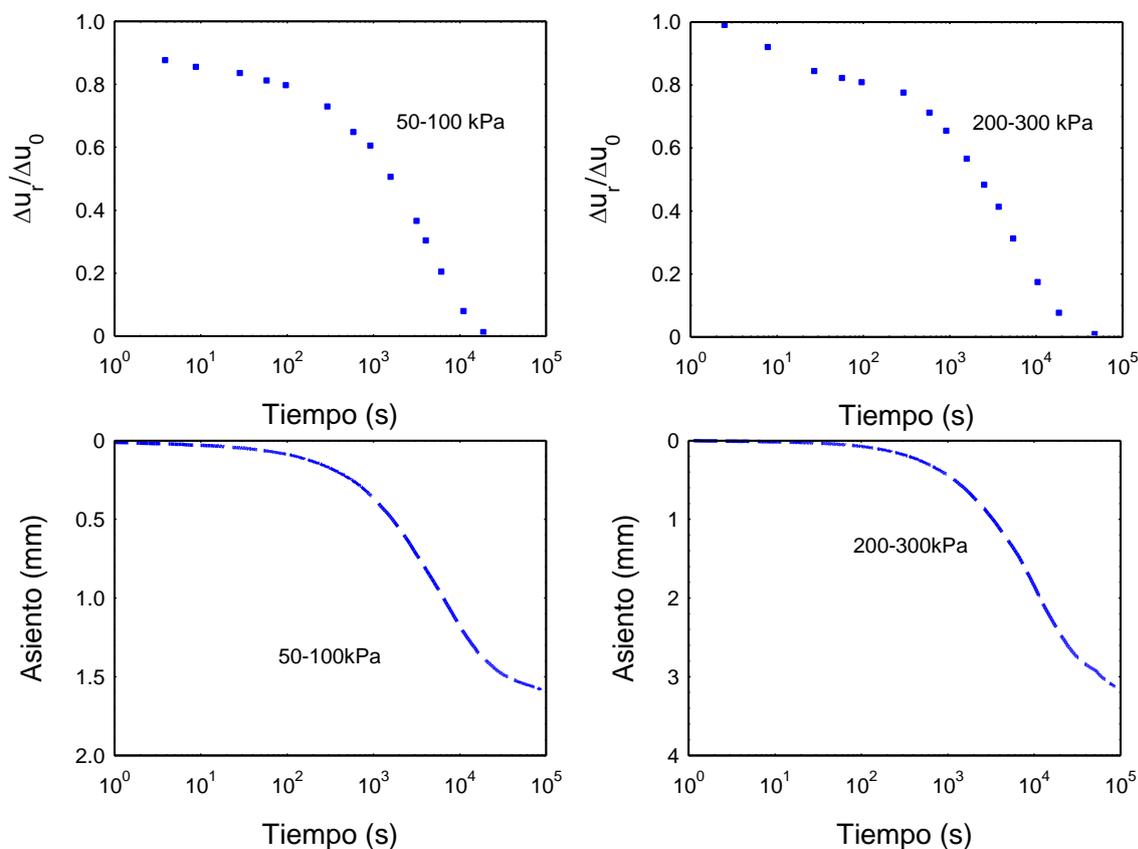
La disipación de las presiones intersticiales para los dos primeros escalones de carga sigue la tendencia dada por la solución de Barron, como se mostrará posteriormente en la comparación de los resultados con las soluciones teóricas. Sin embargo, en el último escalón no sigue esa tendencia. En este último caso existe una disipación de presiones intersticiales con una tendencia hasta transcurridos aproximadamente  $10^2$  segundos, entre los  $10^2$  y  $10^3$  segundos se ralentiza, y posteriormente vuelve a acelerarse la disipación igualándose a los resultados obtenidos a los de los escalones anteriores. Esta tendencia sigue el patrón de las cuatro fases presentado en el capítulo anterior en la Figura 2.26.



**Figura 3.34. Disipación del exceso de presión intersticial para los ensayos con columnas sin geotextil y los reforzados con geotextil 2**

Esta diferencia de comportamiento entre los escalones es análoga a la que se produce en los ensayos realizados para el análisis de la densidad (Figura 2.36). Como se comentó en el capítulo 2, la diferencia de comportamiento de unos escalones a otros se debe al comportamiento reológico del caolín. En este caso el caolín se encuentra

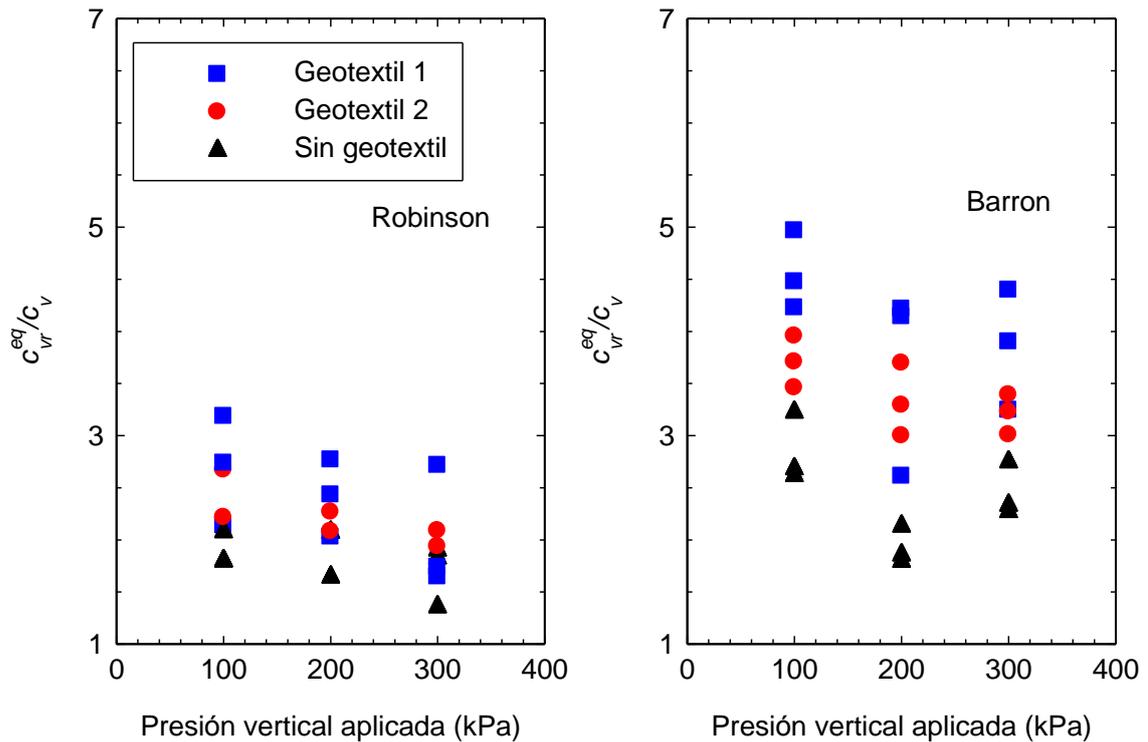
sobreconsolidado en los dos primeros escalones de carga. Estas diferencias se muestran en la Figura 3.35.



**Figura 3.35. Disipación de presiones intersticiales y asientos ensayos con geotextil 1.**

### Coefficiente de consolidación

El coeficiente de consolidación se obtiene a partir de las medidas de presión intersticial presentadas anteriormente y a partir de las lecturas del asiento registradas, empleando la teoría de Barron (1948) y la de Robinson (1997). Los resultados obtenidos se presentan a continuación en la Figura 3.36, mediante el cociente del coeficiente de consolidación equivalente ( $c_{vr}^{eq}$ ) y el coeficiente de consolidación del caolín obtenido del ensayo edométrico ( $c_v$ ).



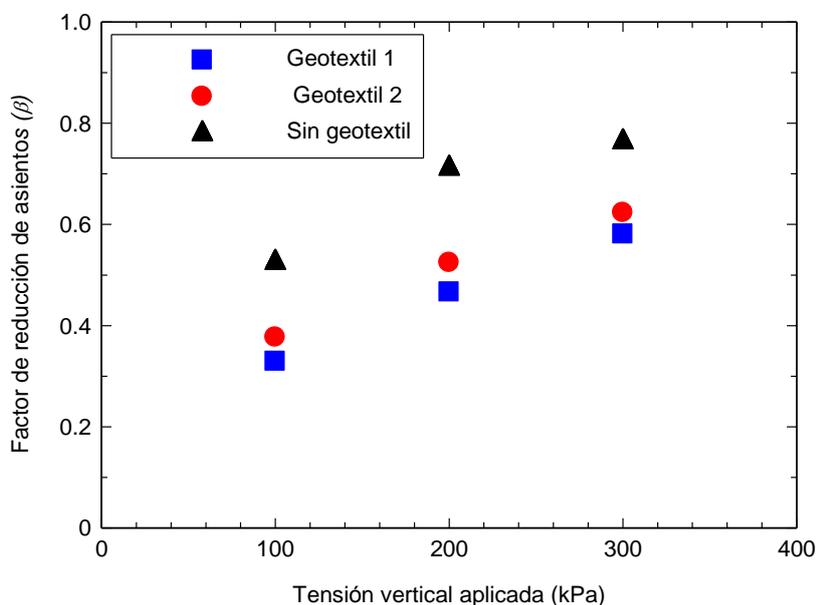
**Figura 3.36. Relación coeficiente de consolidación radial equivalente obtenido y del caolín**

En la Figura 3.36 se observa que los valores del coeficiente de consolidación equivalente obtenidos con la teoría de Barron (1948) mediante el registro de las presiones intersticiales, son mucho más altos que los obtenidos con la teoría de Robinson (1997) a partir del registro del asiento. Esto se debe a que ambas teorías son muy sensibles a pequeñas variaciones que se producen en su proceso de obtención. Ambas soluciones predicen valores del coeficiente de consolidación radial equivalente mayores para las columnas ensacadas que para las columnas sin ensacar, algo que es de esperar ya el geotextil evita el paso de material fino dentro de la columna de grava, lo que provocaría una reducción de su permeabilidad. Los resultados muestran un mayor valor para las columnas ensacadas con el geotextil 1 que para el geotextil 2, lo que se debe al mejor confinamiento de la columna con el geotextil1 ya que no se rompe su unión durante el ensayo. Los valores obtenidos con la solución del Barron para el último escalón se salen de la tendencia descendente al aplicar la carga y eso se debe a que la distribución de presiones intersticiales en ese escalón no sigue la tendencia de la teoría.

### 3.2.7 Conclusiones

La influencia del geotextil en las columnas de grava ensacadas se ha analizado mediante ensayos realizados a escala reducida en el laboratorio con dos geotextiles diferentes. De los ensayos se han obtenido resultados sobre los factores más importantes en los tratamientos de terrenos blandos con columnas ensacadas como son la reducción de asientos que se produce, la aceleración del proceso de consolidación y la transferencia de tensiones del suelo a la columna, que se presentan a continuación.

La **reducción de asientos** es uno de los factores en los que más influye el geotextil en las columnas de grava, al igual que en el reparto tensional suelo-columna, ya que ambos factores están relacionados. Cuanta más carga soporte la columna menor será la que tendrá que soportar el suelo y por tanto se producirá un asiento menor. El factor de reducción de asientos obtenido para los ensayos con columnas de grava sin ensacar es de 0.77, para los ensayos con columnas ensacadas con el geotextil 1 es de 0.58 y de 0.62 en los que se emplea el geotextil 2. Estos son los valores que se muestran en la Figura 3.37.

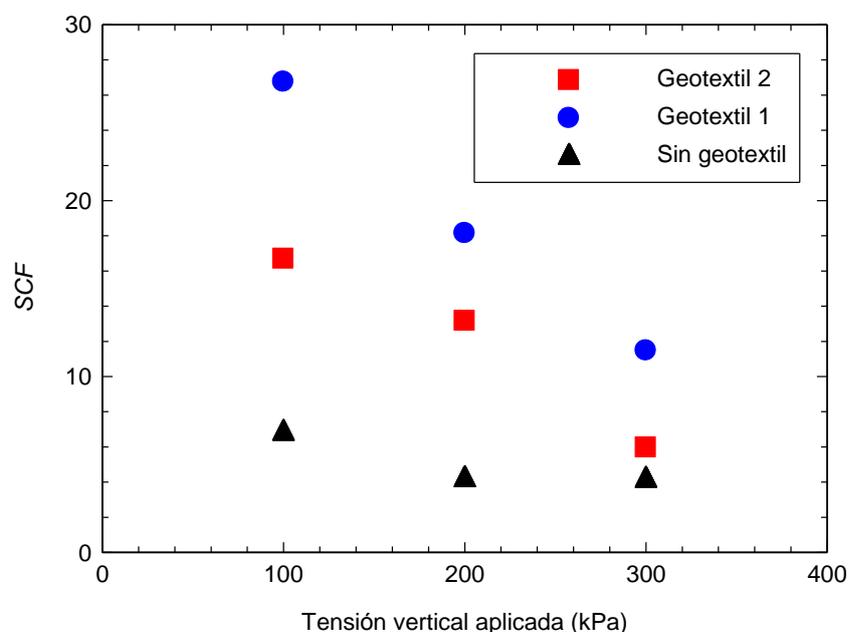


**Figura 3.37. Factor de reducción de asientos**

De estos resultados se observa que el asiento se reduce entre un 25% y un 19% si se ensacan las columnas. El geotextil 1 aporta un mayor esfuerzo adicional lateral a la

columna ya que no se rompe la unión durante el ensayo, produciendo un 25% menos de asiento. Sin embargo, la unión del geotextil 2 falla al final de los ensayos, por lo que el material deja de ser continuo y por ello reduce el asiento solamente en un 19% más que las columnas de grava sin ensacar. Como se ha indicado anteriormente el fallo en la unión se cree que es debido al diferente comportamiento del adhesivo utilizado con las diferentes materias primas con las que están fabricados los geotextiles 1 y 2. Cabe recordar que en la realidad las columnas ensacadas se ejecutan con geotextiles continuos, sin elementos de unión (sin costuras longitudinales), lo que elimina esta posibilidad de fallo y proporciona un comportamiento homogéneo de la columna ensacada.

El **factor de concentración de tensiones SCF** en los ensayos realizados con columnas de grava sin geotextil está comprendido entre 6 y 3.5 mientras que, para los realizados con columnas ensacadas con el geotextil 1 se encuentra entre 25 y 9 y los resultados para los ensayos con columnas reforzadas con el geotextil 2 están entre 18 y 6. Estos valores del *SCF* para los ensayos reforzados son claramente superiores a los de los ensayos con columnas sin ensacar, estando comprendidos entre aproximadamente cuatro y dos veces más como se aprecia en la Figura 3.38, donde se muestran los valores medios para cada escalón de cada tipo de ensayo.



**Figura 3.38. Valores medios *SCF* para los tres tipos de ensayos**

En los resultados obtenidos se aprecia la gran influencia que tiene el geotextil en el reparto tensional. Esto se observa también en la reducción de tensiones verticales que soporta el terreno que es de un 45% para los ensayos realizados con geotextil 1 y de un 30% con geotextil 2.

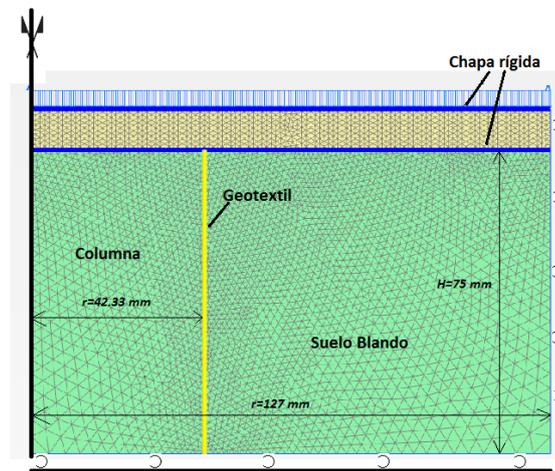
El geotextil influye menos en la **velocidad de consolidación** que en el reparto tensional, ya que el coeficiente de consolidación radial obtenido en los ensayos con y sin geotextil es similar, siendo la diferencia entre los valores obtenidos en los ensayos con geotextil y sin geotextil de aproximadamente 1.5 veces. Comparando ambos geotextiles, se obtienen coeficientes de consolidación equivalentes muy similares aunque son algo mayores para los ensayos con el geotextil 1 debido entre otros factores a que la unión no se rompe.

### **3.3 ANÁLISIS NUMÉRICOS**

Los ensayos de laboratorio presentados en el apartado anterior se han modelizado mediante análisis numéricos. Con este objetivo, se ha considerado para el modelo una rebanada de una celda unidad con las mismas condiciones de contorno que los ensayos experimentales. Los cálculos se han realizado con el programa de elementos finitos PLAXIS 2D 2012 (Brinkgreve, 2012). A continuación se presenta el modelo numérico, los ajustes de cada uno de los materiales y por último los resultados obtenidos en las simulaciones.

#### **3.3.1 Modelo numérico**

El modelo numérico empleado es análogo al presentado anteriormente en el apartado 2.3 para la simulación de los ensayos relativos al análisis de la densidad. Representa una rebanada de una celda unidad empleando la misma geometría y condiciones de contorno que las empleadas en los ensayos realizados en el laboratorio. La geometría empleada en las simulaciones se muestra en la Figura 3.39.



**Figura 3.39. Modelo numérico columnas ensacadas**

Las condiciones de contorno empleadas se describen a continuación. Debido a la baja fricción en las paredes laterales se emplean contornos deslizantes. Para simular las condiciones de carga rígida, una placa de carga se coloca sobre el caolín y sobre ella se aplica una carga uniforme. Solamente se permite drenaje radial hacia la columna, por lo que todos los contornos son impermeables excepto la zona de la base inferior ocupada por la columna. El contacto entre la grava y el geotextil y el geotextil con el suelo se realiza directamente entre ambos materiales sin la existencia de interfaz, al igual que en estudios similares como por ejemplo: Almeida et al., (2013), Murugesan y Rajagopal, (2007) o Castro y Sagaseta (2011).

### 3.3.2 Ajustes de los Modelos

Para simular el suelo blando se emplea el modelo S-CLAY1S y el modelo Hardening Soil para simular la grava que forma la columna. Estos dos modelos se han presentado y descrito en el apartado 2.3. A continuación se presentan los parámetros y ajustes de los modelos constitutivos a los materiales empleados en el laboratorio. En primer lugar se presenta el caolín, seguido de la grava y los geotextiles.

#### Caolín

El caolín se simula empleando el modelo S-CLAY1S. Al tener las mismas características en estas series de ensayos que en los presentados en el capítulo 2 para el análisis de la

densidad, los ajustes y los parámetros obtenidos son los mismos que los presentados en el apartado 2.3.3.

### Grava

El modelo constitutivo Hardening Soil (HS) implementado en Plaxis en su versión comercial se ha empleado para la simulación de la grava que forma la columna. En este caso al estar la grava compactada a una densidad relativa diferente a las presentadas en el capítulo anterior para el análisis de la influencia de la densidad, es necesaria volver a ajustar el modelo con la densidad actual  $D_r=50\%$ . Los parámetros requeridos para el ajuste del modelo se obtuvieron, al igual que en el apartado 2.3.3, a partir de los ensayos triaxiales C-D y ensayos triaxiales con trayectoria  $K_0$ . Los parámetros obtenidos se muestran en la Tabla 3.11.

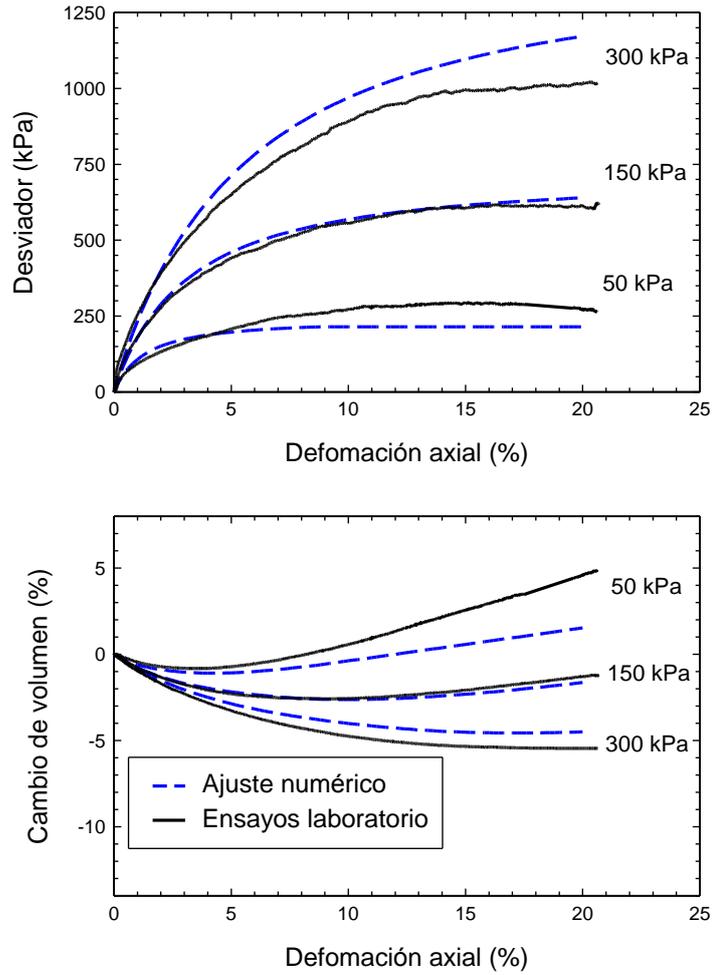
**Tabla 3.11. Parámetros ajuste grava**

$D_r(\%)$	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$m$	$P_{ref}$ (kPa)	$\Phi$ (°)	$\psi$ (°)	$C$ (kPa)
50	20000	60000	12000	0.20	150	43	5	0.1

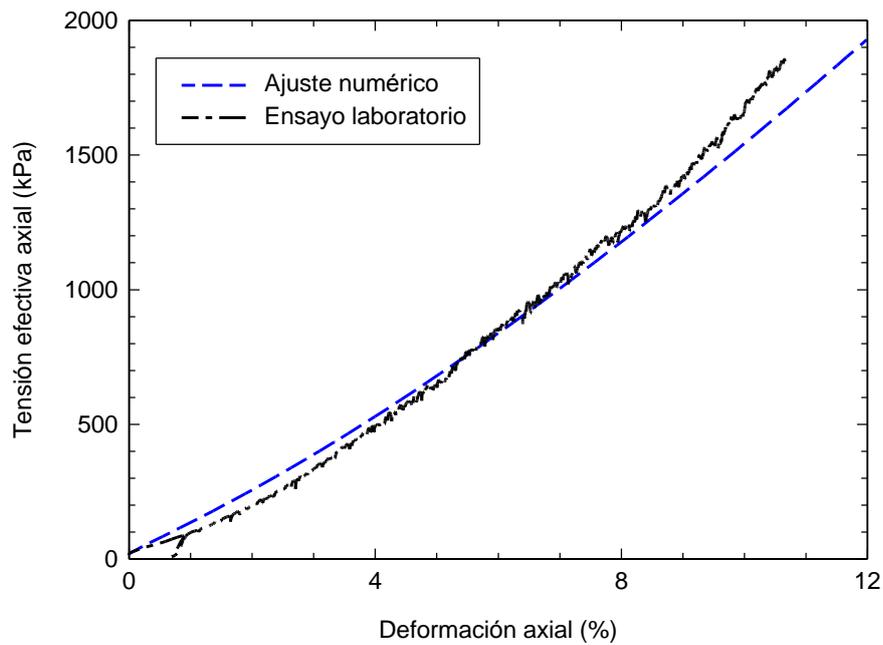
La representación gráfica de los ajustes obtenidos para los ensayos de compresión triaxiales C-D se presentan en la Figura 3.40.

En el ajuste presentado se aprecia la proximidad de los resultados numéricos y experimentales. Las diferencias existentes más importantes entre ambos resultados se deben al empleo de valores del ángulo de rozamiento interno y dilatación constantes en las simulaciones, que claramente dependen de la presión de confinamiento.

En la Figura 3.41 se muestra el ajuste realizado de la curva tensión-deformación de los triaxiales con trayectoria edométrica, que presenta también una gran proximidad entre los resultados numéricos y experimentales.



**Figura 3.40. Ajuste ensayos triaxiales de la grava a  $14.5 \text{ kN/m}^3$**



**Figura 3.41. Ajuste triaxial trayectoria edométrica de la grava a  $14.5 \text{ kN/m}^3$**

## Geotextiles

Los dos geotextiles empleados se modelan con los elementos “geogrid” de PLAXIS ajustándolos a un comportamiento isotrópico elástico lineal. Para ajustar este modelo es necesario solamente el valor de la rigidez en la dirección circunferencial ( $J_g$ ). Los valores correspondientes a los dos geotextiles empleados se han tomado para la rigidez secante al 5% de deformación, resultando los valores presentados en la Tabla 3.12.

**Tabla 3.12. Parámetros de los geotextiles**

	$J_g$ (kN/m)
Stabilenka	620
Robutec	600

Para comprobar el correcto ajuste del modelo empleado para los geotextiles con las rigideces anteriores, se decidió simular numéricamente los ensayos llevados a cabo en el laboratorio de compresión triaxial drenados realizados con grava reforzada con cada uno de los geotextiles y presentados anteriormente en el apartado 3.2.3. Los resultados del ajuste se presentan en la Figura 3.42.

Los resultados obtenidos en las simulaciones numéricas muestran un buen ajuste en términos de desviador. La gran diferencia existente en el cambio de volumen entre los resultados numéricos y experimentales se debe a que en los ensayos experimentales al inicio de la fase de aplicación del desviador el geotextil no está trabajando a tracción ya que la grava durante el proceso de consolidación inicial reduce su volumen y su sección. Por tanto el geotextil no entra en tracción hasta que la probeta recupera mediante el cambio de volumen producido por la aplicación del desviador la sección inicial, como se puede apreciar en el apartado 3.2.3. Por el contrario en los análisis numéricos el geotextil entra en tracción desde el inicio de la fase de aplicación del desviador, esto hace que la disminución de volumen sea mayor al inicio de la fase y por tanto mayor a lo largo de toda ella. Sin embargo, se observa que la pendiente final del cambio de volumen frente a la deformación axial es paralela en los ensayos experimentales y numéricos. La reducción de volumen es mayor cuanto mayor es la presión de célula, por

lo tanto en las probetas consolidadas a tensiones más altas el geotextil tarda más tiempo en entrar en tracción.

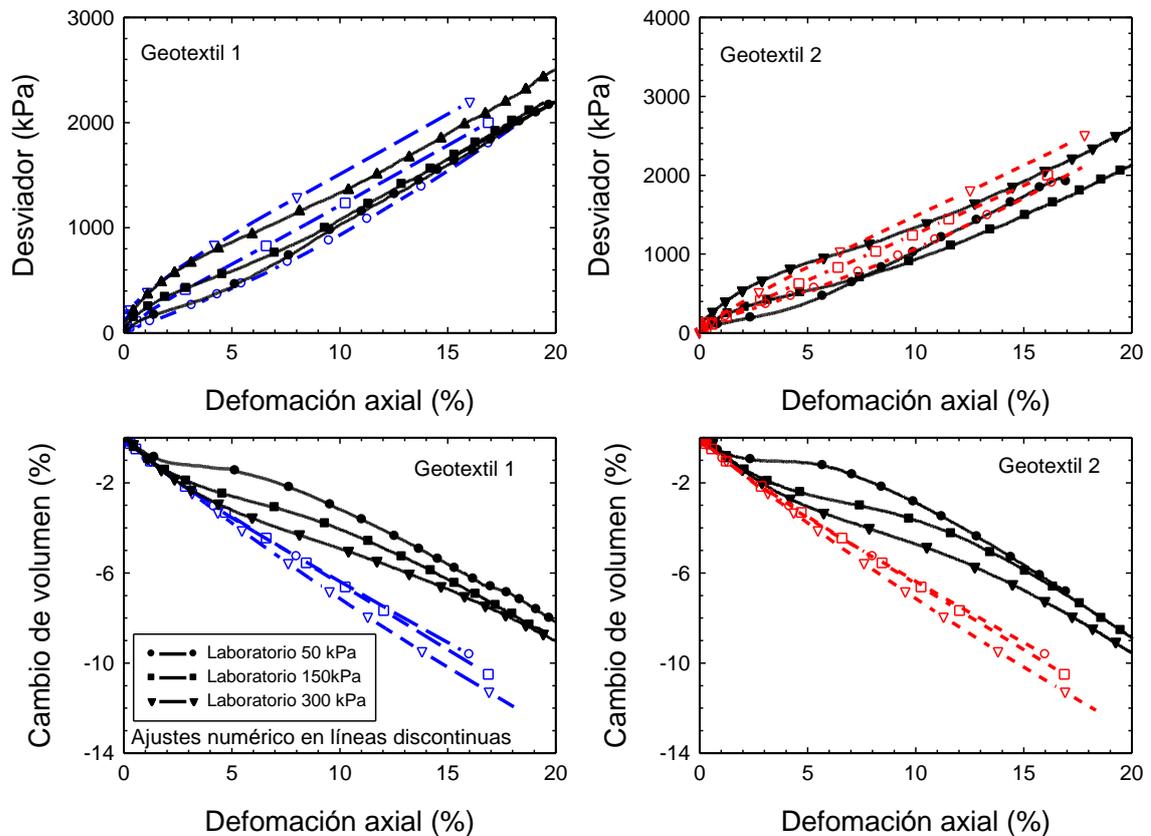


Figura 3.42. Ajuste de los ensayos triaxiales de grava reforzados con el geotextil 1 y

2

### 3.3.3 Análisis de resultados

En este apartado se presentan los resultados obtenidos de los análisis numéricos y su comparación con los procedentes de los ensayos de laboratorio presentados anteriormente. La comparación se realiza para:

- Columnas de grava sin ensacar
- Columnas de grava ensacadas con el geotextil 1
- Columnas de grava ensacadas con el geotextil 2

A continuación se presentan los resultados más destacados divididos en cinco apartados:

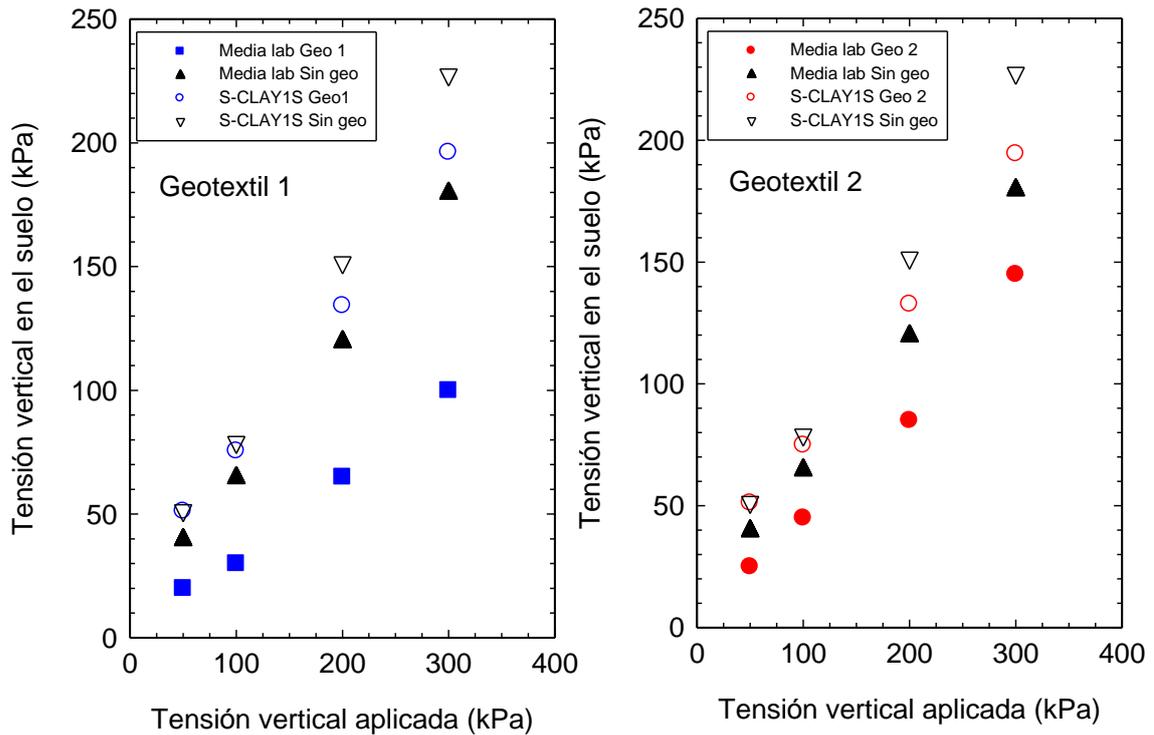
- Tensiones en el suelo y la columna
- Factor de concentración de tensiones
- Asientos
- Presiones intersticiales
- Deformaciones radiales

### **Tensiones en el suelo y la columna**

Las tensiones medias de los análisis numéricos se han calculado a partir de las tensiones en una sección paralela a la base de la célula Rowe a 10 mm de altura (para evitar efectos del contorno inferior), ya que es en la base donde están colocados los transductores en el modelo físico. Al obtenerse las medias de esta forma la tensión total obtenida del suelo y la columna pueden llegar a ligeramente sobrepasar o no alcanzar el valor de carga real aplicando, siendo en estos casos muy pequeña la diferencia. Con el objetivo de comparar estos resultados con los experimentales se presenta la media de los resultados experimentales para cada uno de los tipos de ensayo: columnas ensacadas con geotextil 1, con geotextil 2 y sin ensacar.

### **Tensiones verticales al final del escalón**

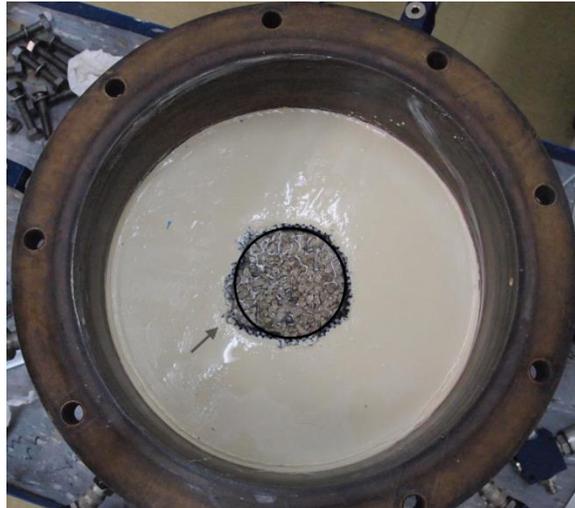
En la Figura 3.43 se presentan las tensiones verticales del suelo al final de cada uno de los escalones de carga (numéricas y experimentales), para los ensayos realizados con columnas ensacadas con ambos geotextiles y con columnas sin ensacar.



**Figura 3.43. Tensiones en el suelo numéricas y experimentales al final de cada escalón**

Los resultados numéricos muestran la influencia del geotextil al ser las tensiones que soporta el suelo en las simulaciones realizadas con columnas ensacadas menores que los resultados de las simulaciones de los ensayos con columnas sin ensacar, aunque su diferencia es menor que en los resultados experimentales.

En ambos casos (columnas ensacadas y sin ensacar) los análisis numéricos predicen valores de tensión vertical en el suelo superiores a los experimentales, aunque en los casos de columnas ensacadas las diferencias son mayores. Esta mayor diferencia en los ensayos de columnas ensacadas puede deberse a que el geotextil en las simulaciones numéricas se comporta como uniforme en toda su longitud y con una rigidez constante. Sin embargo, en los ensayos a escala reducida realizados en el laboratorio el geotextil no tiene características uniformes, ya que existen una zona débil que es la costura, en la que se localizan las deformaciones como se puede observar en la Figura 3.44 y además, el material no tiene tampoco una rigidez constante ya que ésta va variando con la deformación como se ha presentado en el apartado 3.2.3.



**Figura 3.44. Columna ensacada al final del ensayo.**

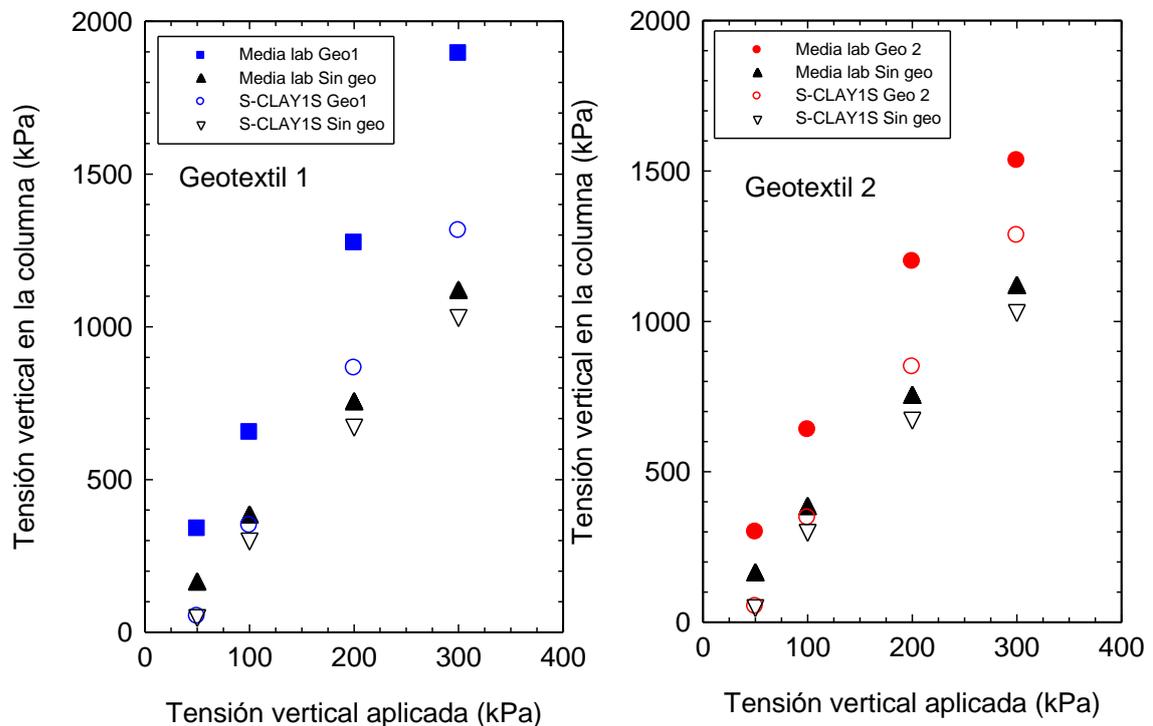
Comparando los resultados de las simulaciones realizadas con columnas ensacadas con cada uno de los geotextiles se observa que las tensiones soportadas por el suelo son muy similares, lo que concuerda con la similar rigidez empleada en los análisis.

En la Figura 3.45 se presentan las tensiones verticales soportadas por la columna al final de cada uno de los escalones para las columnas ensacadas con ambos geotextiles y las columnas sin ensacar obtenidas con las simulaciones numéricas y en los ensayos experimentales.

Al igual que para las tensiones verticales en el suelo los resultados de los análisis numéricos muestran la influencia del geotextil al ser las tensiones de las columnas ensacadas mayores que las de las columnas sin ensacar. El ajuste de las simulaciones es mejor para las columnas sin ensacar que para las ensacadas y la tendencia de ambos resultados, numéricos y experimentales, es la misma, ascendente a medida que la carga aplicada aumenta.

Comparando los resultados para cada uno de los geotextiles empleados se aprecia que las tensiones en la columna obtenidas para ambos son similares, lo que concuerda con la similitud de sus rigideces empleadas en los análisis numéricos. Sin embargo en los resultados experimentales las tensiones soportadas con las columnas ensacadas con el geotextil 1 son mayores, por lo que la diferencia entre los resultados numéricos y experimentales es mayor en este caso. Esto se debe entre otros factores a que la rigidez

para menores deformaciones de este geotextil es mayor que la empleada en las simulaciones numéricas.

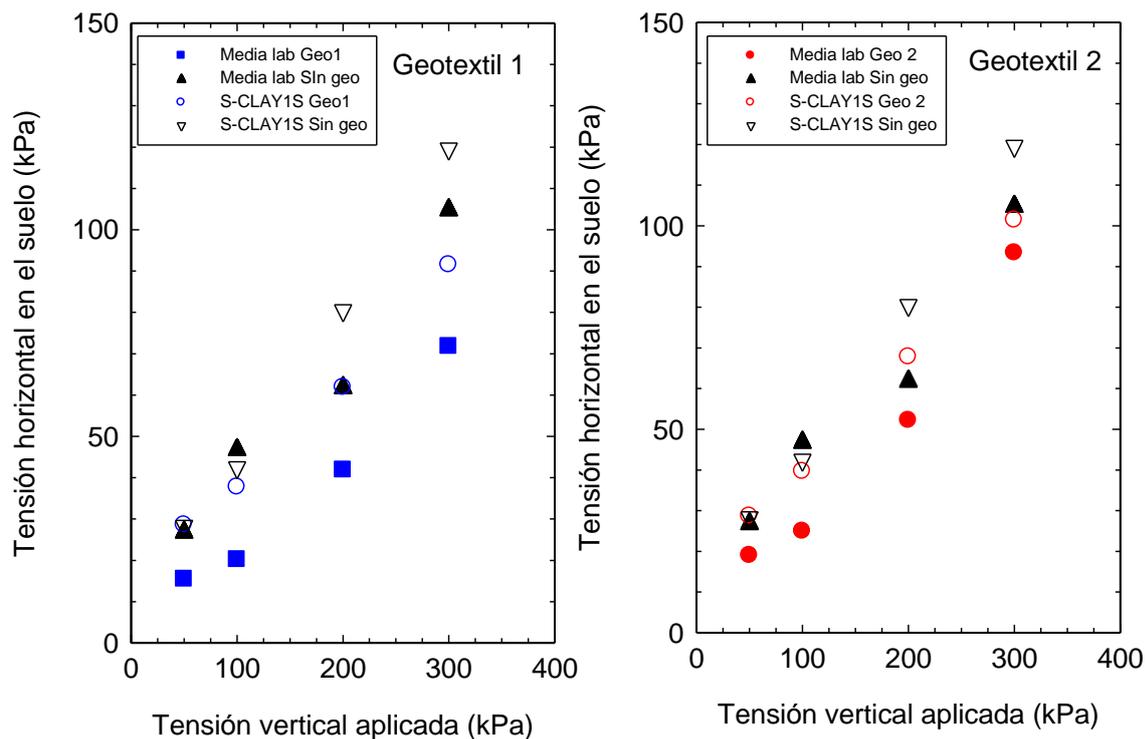


**Figura 3.45. Tensiones en la columna numéricas y experimentales al final de cada escalón**

### Tensiones horizontales en el suelo

Las tensiones horizontales al final de cada escalón se presentan en la Figura 3.46. En ella se muestra la media obtenida de los ensayos experimentales con los resultados de los análisis numéricos.

Los resultados numéricos y experimentales siguen la misma tendencia ascendente a medida que se incrementa la carga aplicada. Ambos muestran la influencia de encamisar las columnas con geotextil ya que las tensiones horizontales son menores en los casos de columnas ensacadas que sin ensacar. Tanto para los ensayos con columnas ensacadas como los de sin ensacar las simulaciones numéricas sobrestiman las tensiones horizontales en el terreno, lo que era de esperar ya que es lo que se obtiene en las tensiones verticales en el suelo.



**Figura 3.46. Tensiones horizontales en el suelo numéricas y experimentales al final de cada escalón**

### Factor de concentración de tensiones

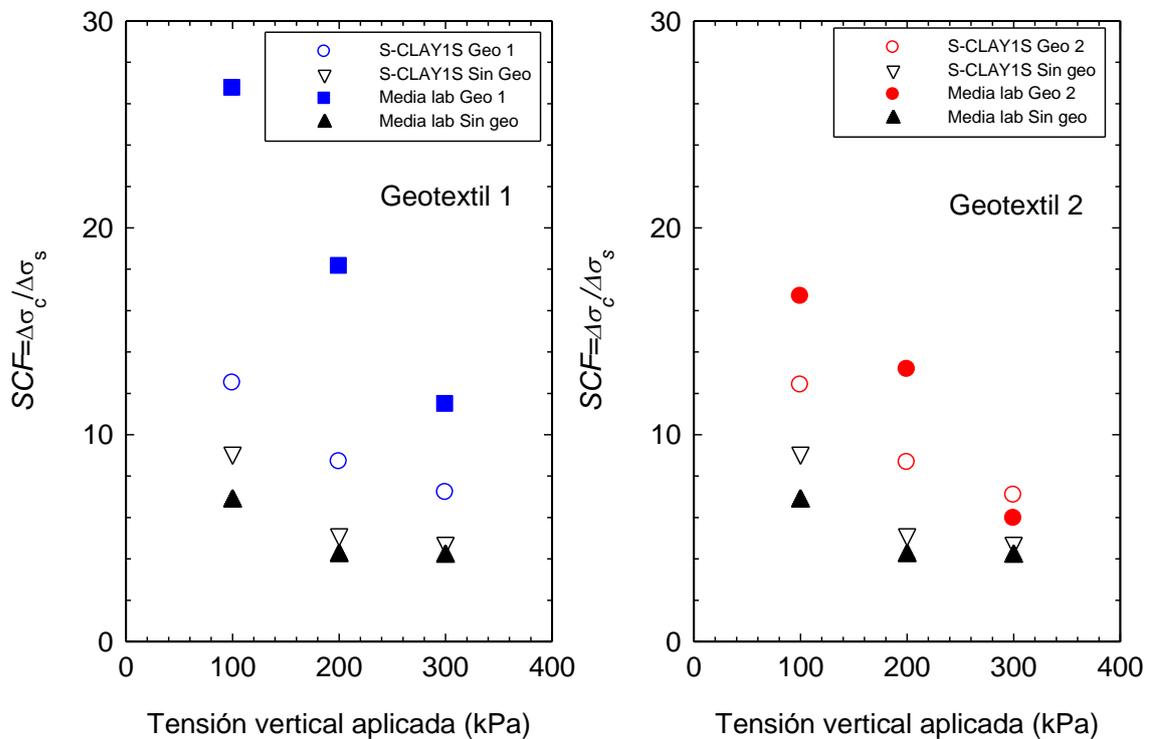
Los valores del *SCF* obtenidos de los análisis numéricos están calculados, al igual que los valores experimentales, de forma independiente para cada escalón de carga y por ello se obtiene a partir de los incrementos de carga en el suelo y en la columna en cada uno de los escalones.

### *SCF* drenados (final del escalón de carga)

En la Figura 3.47 se presentan los resultados del *SCF* al final de cada escalón de carga para los ensayos realizados con columnas de grava sin ensacar y columnas ensacadas con el geotextil 1 y con el geotextil 2. Los resultados experimentales se muestran a través de las medias obtenidas para cada tipo de ensayo.

Se observa como la tendencia del *SCF* es la misma para los resultados experimentales y numéricos, con valores descendentes a medida que se incrementa la carga aplicada. De la misma manera que los resultados experimentales, aunque en menor medida, los análisis numéricos muestran la mejora que se produce al ensacar la columna con

geotextil al ser los valores del  $SCF$  mayores en los casos de las columnas ensacadas que en los de las columnas sin ensacar.



**Figura 3.47.  $SCF$  drenado numérico y analítico**

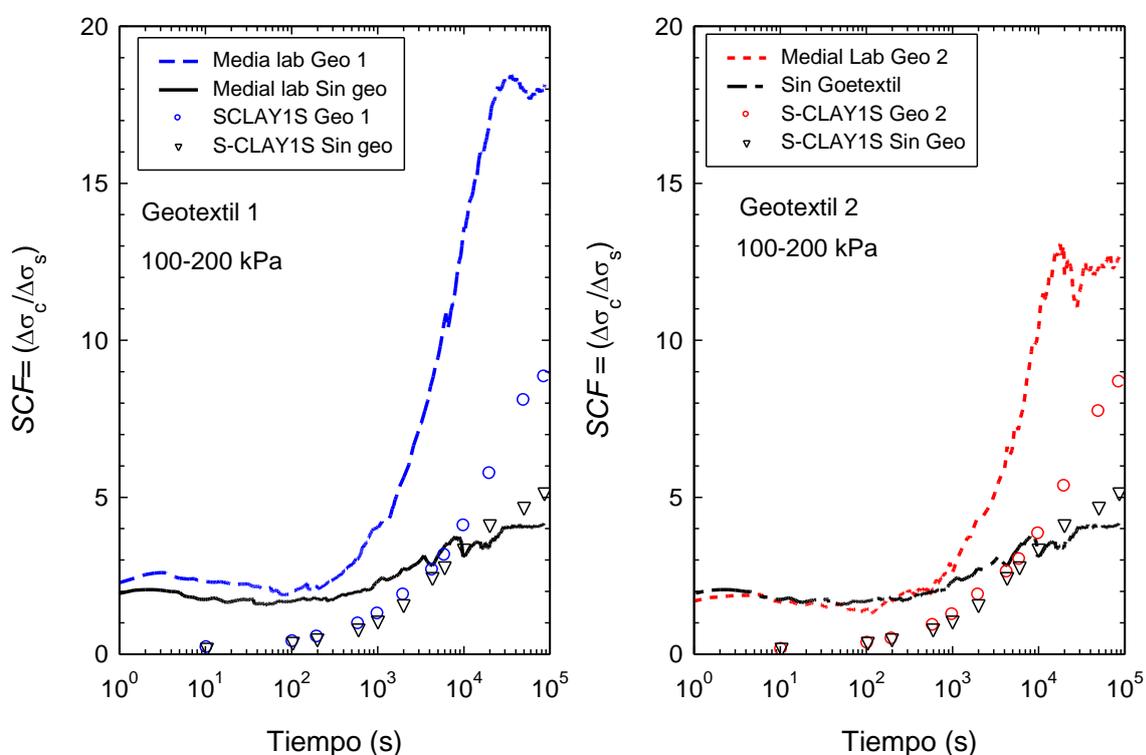
Los ajustes obtenidos son mejores para los ensayos con columnas sin geotextil que para los de columnas ensacadas. Esto puede ser debido a que como se ha comentado anteriormente en los análisis numéricos el geotextil se comporta como material homogéneo (simetría axial) y su rigidez es constante, no siendo así en los ensayos experimentales. Esta diferencia de rigideces es más notable en el geotextil 1 ya que su rigidez para deformaciones pequeñas es más elevada que la empleada en las simulaciones al contrario que para el geotextil 2 que es menor.

Comparando los valores del  $SCF$  obtenidos para cada uno de los geotextiles se observa que son similares, aunque son ligeramente superiores los correspondientes a las columnas encamisadas con el geotextil 1 lo que concuerda con la mayor rigidez empleada en los análisis y con los resultados experimentales. Para ambos casos, los valores obtenidos son menores que los experimentales salvo en el último escalón de carga de los ensayos realizados con el geotextil 2. Esto se debe a que en los ensayos experimentales la unión de este geotextil se rompe, lo que no ocurre en las

simulaciones. La diferencia entre los resultados numéricos y experimentales se va reduciendo conforme se aplica la carga.

### SCF a lo largo de un escalón de carga

La comparación de los resultados numéricos y experimentales del *SCF* a lo largo del proceso de consolidación se presenta en la Figura 3.48. En ella se muestra la media del *SCF* obtenida de los ensayos experimentales con las columnas de grava sin geotextil y con las columnas ensacadas con cada uno de los geotextiles, así como los resultados obtenidos de las simulaciones numéricas.



**Figura 3.48. SCF a lo largo del escalón 100-200kPa numérico y experimental**

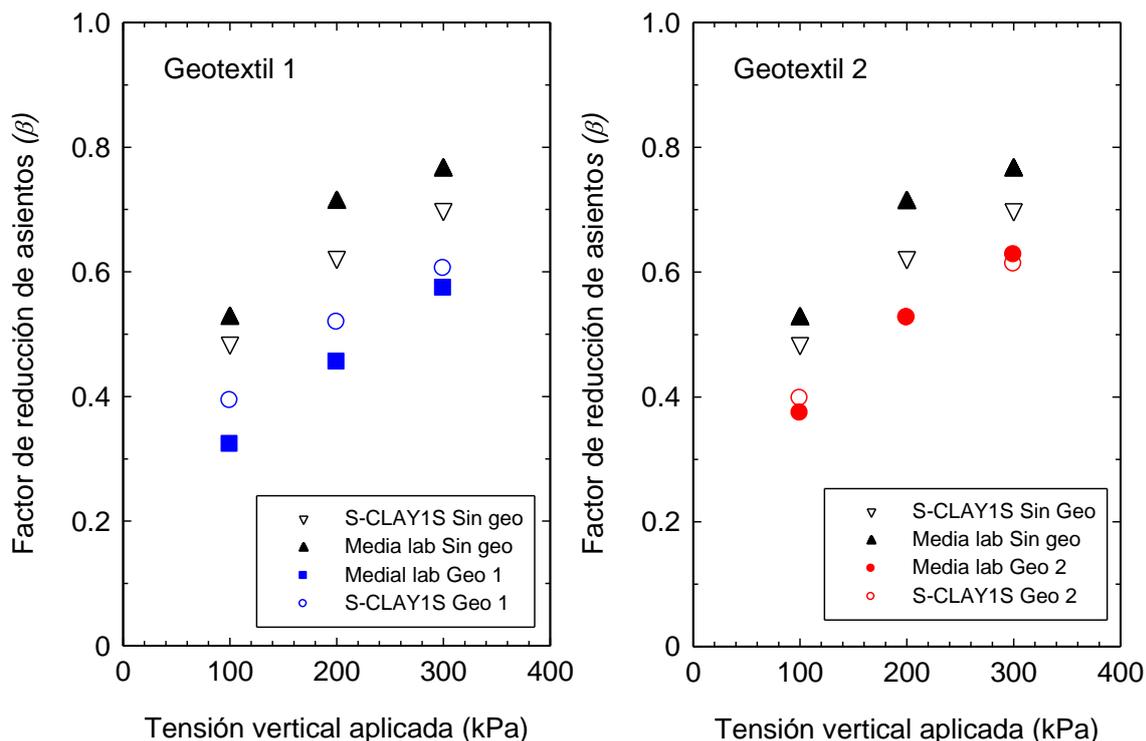
Se aprecia que los resultados numéricos al igual que los experimentales muestran unos *SCF* mayores para los ensayos con columnas ensacadas que los de columnas de grava sin geotextil. Los resultados numéricos sobreestiman el valor del *SCF* para los ensayos de columnas de grava sin ensacar y los subestiman para las columnas ensacadas en ambos casos. La diferencia entre los resultados numéricos y experimentales es mayor en los resultados de las columnas ensacadas con el geotextil 1, ya que su rigidez para menores deformaciones es mayor que la empleada en el cálculo (apartado 3.2.3).

La tendencia de ambos resultados, experimentales y numéricos, es similar y la transmisión de carga del suelo a la columna se produce aproximadamente al mismo tiempo. La plastificación de la columna se muestra en los resultados experimentales para todos los casos. Sin embargo, en los resultados numéricos se aprecia solamente en los análisis de las columnas sin geotextil permaneciendo los valores del *SCF* en los últimos tiempos estables, lo que no ocurre en las simulaciones con columnas ensacadas.

### **Asientos**

La reducción de asientos que produce el tratamiento con columnas de grava se presenta mediante el factor de reducción de asientos que compara el asiento producido en el suelo tratado con el producido en el suelo sin tratar. Los factores de reducción de asientos acumulados obtenidos al final de cada escalón de carga se presentan en la Figura 3.49.

Los resultados numéricos siguen la misma tendencia que los experimentales, incrementándose el factor de reducción de asientos a medida que se aplica la carga. En todos los casos se observa un buen ajuste de los resultados numéricos y experimentales. Para los ensayos con columnas sin geotextiles, los valores del factor de reducción de asientos numéricos son inferiores a los experimentales, lo que concuerda con los valores del *SCF* presentados anteriormente. En el caso de las columnas ensacadas con el geotextil 1 los valores numéricos son superiores a los experimentales, concordando también con los valores del *SCF* obtenidos. Para ambos casos (columnas sin geotextil y con geotextil 1) se observa que la diferencia entre los resultados numéricos y experimentales se van reduciendo a medida que se aplica la carga. En el caso del geotextil 2 los resultados numéricos al inicio son superiores a los experimentales siendo al final del ensayo inferiores. Este cambio se debe a la rotura de la unión del geotextil en los ensayos experimentales que no se produce en las simulaciones numéricas.



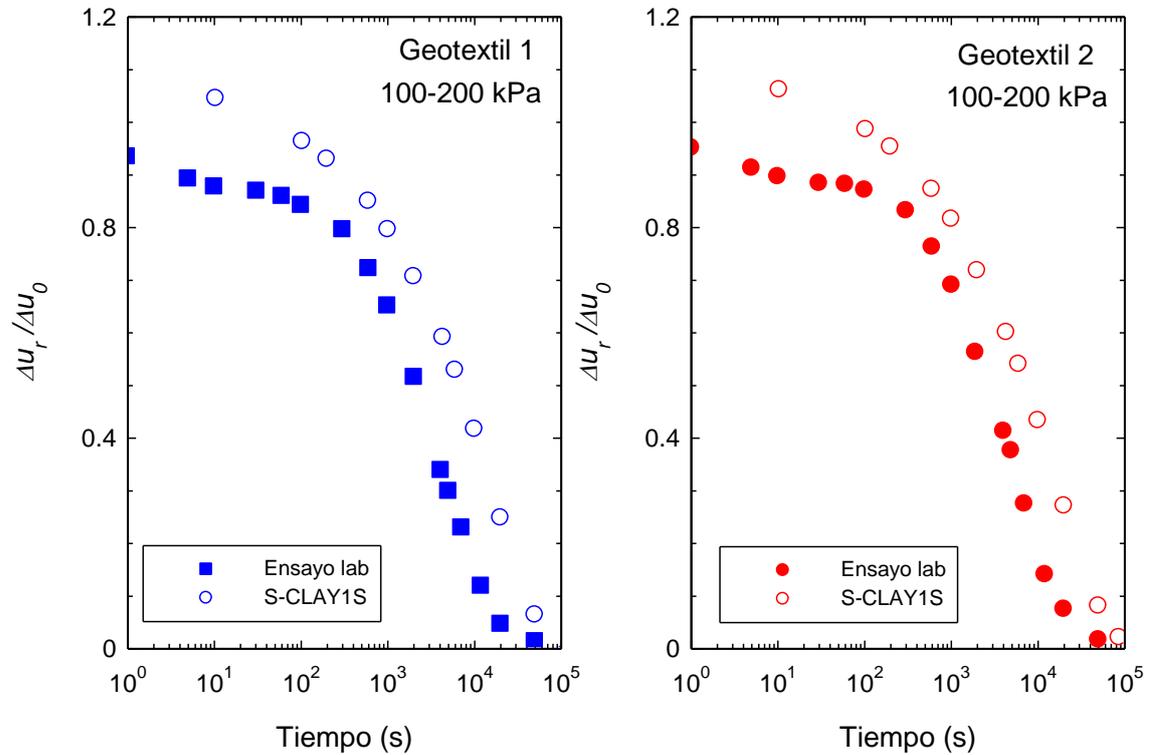
**Figura 3.49. Factor de reducción de asentos**

### Presiones intersticiales

Al igual que en el capítulo anterior, para poder reproducir las condiciones del ensayo experimental es necesario simular los materiales sin drenaje, para poder captar el proceso de consolidación en su totalidad. La variación de las presiones intersticiales a lo largo del proceso se muestra en la Figura 3.50 para los ensayos de columnas ensacadas. Al igual que para los casos anteriores se presenta la media de los ensayos experimentales obtenida para cada uno de los casos: columnas ensacadas con geotextil 1 y columnas ensacadas con geotextil 2.

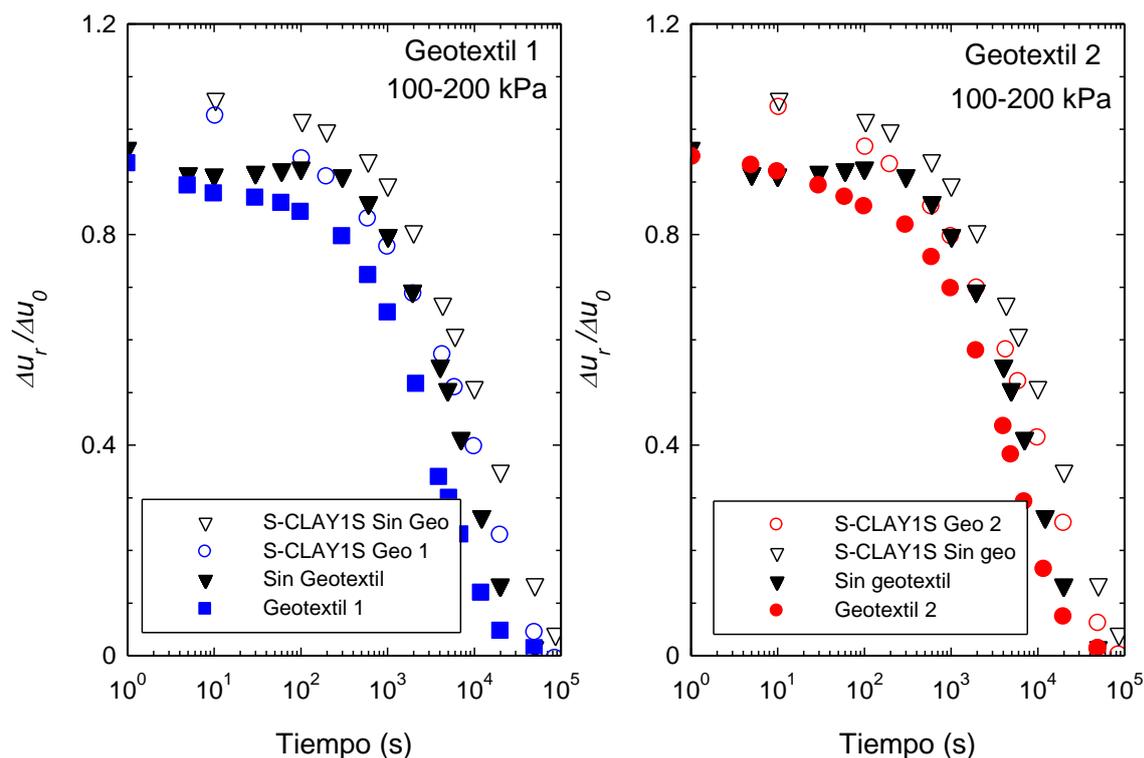
Los resultados muestran que la disipación de presiones intersticiales se produce de forma más rápida en los ensayos experimentales que en las simulaciones numéricas, aunque la tendencia de ambos resultados es similar. No se observan diferencias notables entre los resultados obtenidos con los dos geotextiles.

Para analizar la influencia de ensacar las columnas con geotextil se presentan en la Figura 3.51 los resultados de las simulaciones y ensayos experimentales de las columnas ensacadas comparados con los de las columnas de grava sin ensacar.



**Figura 3.50. Disipación del exceso de presión intersticial del escalón 100-200 kPa numérico y experimental**

Al igual que en los resultados experimentales se observa que la consolidación se produce de forma más rápida en las columnas ensacadas que en las columnas sin ensacar aunque la diferencia no es muy elevada.



**Figura 3.51. Disipación del exceso de presión intersticial del escalón 100-200 kPa numérico y experimental**

### Deformaciones radiales

Las deformaciones radiales de la columna son uno de los factores en los que más influye el encamisado de la columna con geotextil. En los ensayos experimentales no se disponía de instrumentación para medir la deformación radial de la columna. Sin embargo, en las simulaciones numéricas se han podido obtener las deformaciones radiales por lo que se presentan en la Figura 3.52.

De los resultados se observa la clara y gran influencia del geotextil ya que las deformaciones radiales son mucho menores en los ensayos de columnas ensacadas que las deformaciones en las columnas sin geotextil. La reducción de la deformación radial es de aproximadamente un 75% al ensacar la columna, pasando de una deformación radial máxima del 5 % en columnas sin geotextil a una del 1.5 % en columnas ensacadas. Comparando ambos geotextiles se aprecia que son similares aunque es algo superior la

reducción que se produce con columnas ensacadas con el geotextil 1 que con el geotextil 2, ya que el primero es algo más rígido.

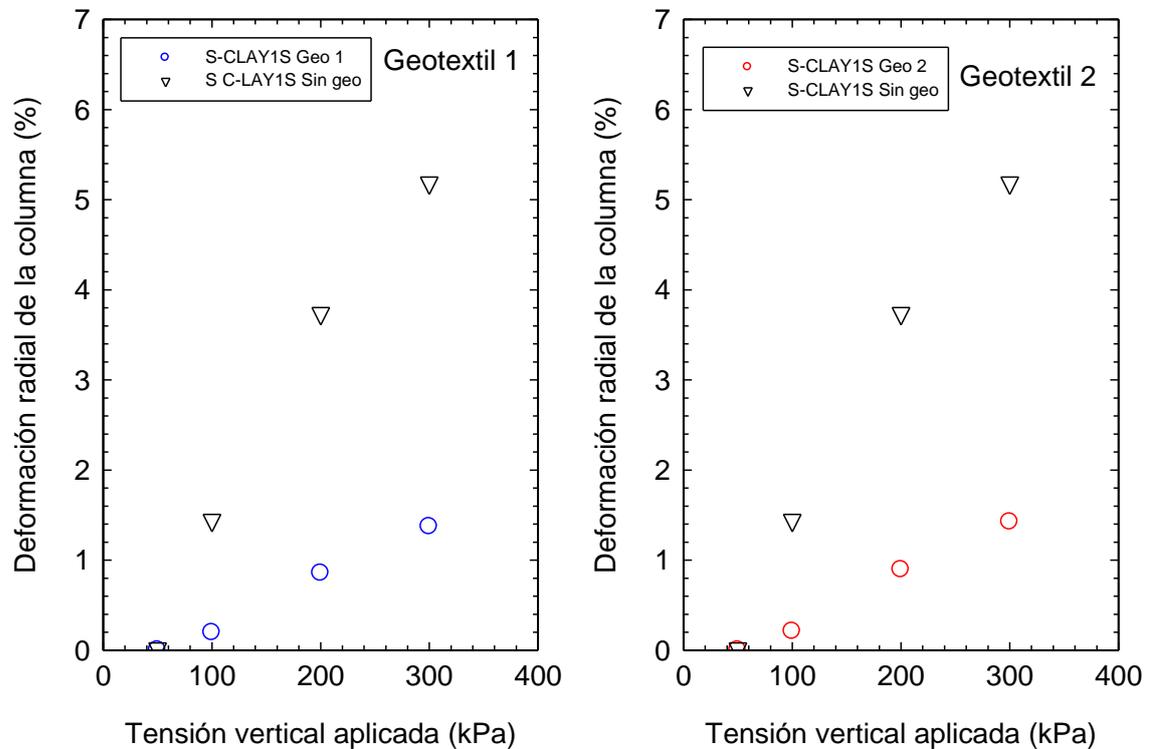


Figura 3.52. Deformaciones radiales en la columna numéricas

### 3.3.4 Conclusiones

Los análisis numéricos han aportado nuevos resultados para analizar la influencia de ensacar las columnas con geotextil. En general los resultados numéricos y experimentales se ajustan correctamente.

Las **tensiones verticales** al final de cada escalón de carga para la columna son menores en los análisis numéricos que en los resultados experimentales para los ensayos con columnas ensacadas y sin ensacar, lo contrario ocurre con las tensiones en el suelo. La diferencia entre los resultados experimentales y numéricos es mayor en los ensayos de columnas ensacadas que en los ensayos con columnas sin ensacar, debido a la rigidez constante y la homogeneidad en toda la longitud del geotextil gracias a la simetría axial

empleada en los modelos numéricos que no existe en los ensayos experimentales ya que existe la unión.

En términos del **factor de concentración de tensiones** se aprecia que los obtenidos para las columnas ensacadas son superiores a las columnas sin ensacar, lo que muestra la influencia del recubrimiento con geotextil. Los resultados numéricos sobreestiman ligeramente los valores de los resultados experimentales para las columnas sin ensacar. Por el contrario subestiman los valores de las columnas ensacadas, en especial los del geotextil 1 ya que su rigidez para deformaciones menores es mayor a la empleada en las simulaciones numéricas. La tendencia a lo largo del proceso de consolidación es similar en los resultados experimentales y numéricos.

La **reducción de asientos** es uno de los factores que mejor muestra la influencia de encamisar las columnas con geotextil ya que los asientos obtenidos son menores en las simulaciones con columnas ensacadas que en las de sin ensacar. Los valores del factor de reducción de asientos obtenidos en las simulaciones son menores para los casos de columnas sin ensacar y mayores para los casos de columnas ensacadas, lo que concuerda con los valores del *SCF* obtenidos.

En cuanto a la disipación de **presiones intersticiales** se produce más rápido en los ensayos experimentales que en las simulaciones numéricas aunque la tendencia de ambos es similar. La influencia del recubrimiento con geotextil se muestra tanto en los resultados de las simulaciones numéricas como en los experimentales al disiparse las presiones intersticiales más rápido en los ensayos con columnas ensacadas.

Por último la **deformación radial** se reduce alrededor del 75% al encamisar la columna con geotextil pasando de una deformación radial máxima del 5 % en columnas sin geotextil a una del 1.5 % en columnas ensacas.

## 3.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON SOLUCIONES ANALÍTICAS

Una nueva aproximación a los resultados obtenidos en el laboratorio y en las simulaciones numéricas se obtiene del empleo de varias soluciones analíticas desarrolladas por diversos autores para columnas ensacadas. La comparación de los resultados experimentales y analíticos, se realiza con la solución de Raithel y Kempfert (2000), ya que es probablemente el método más empleado en la práctica actual, con la presentada por Castro y Sagaseta (2011) cuya solución permite modelar el proceso de consolidación y con la solución drenada presentada por Pulko et al. (2011).

El escalón de carga elegido para la comparación con las soluciones analíticas a lo largo del proceso de consolidación es el escalón intermedio de 100 a 200 kPa. Éste se considera el más adecuado porque en el primero influyen en los resultados el proceso de instalación de la columna y en el último escalón de carga la unión del geotextil 2 se rompe. Las comparaciones en la situación drenada se realizan para todos los escalones de carga.

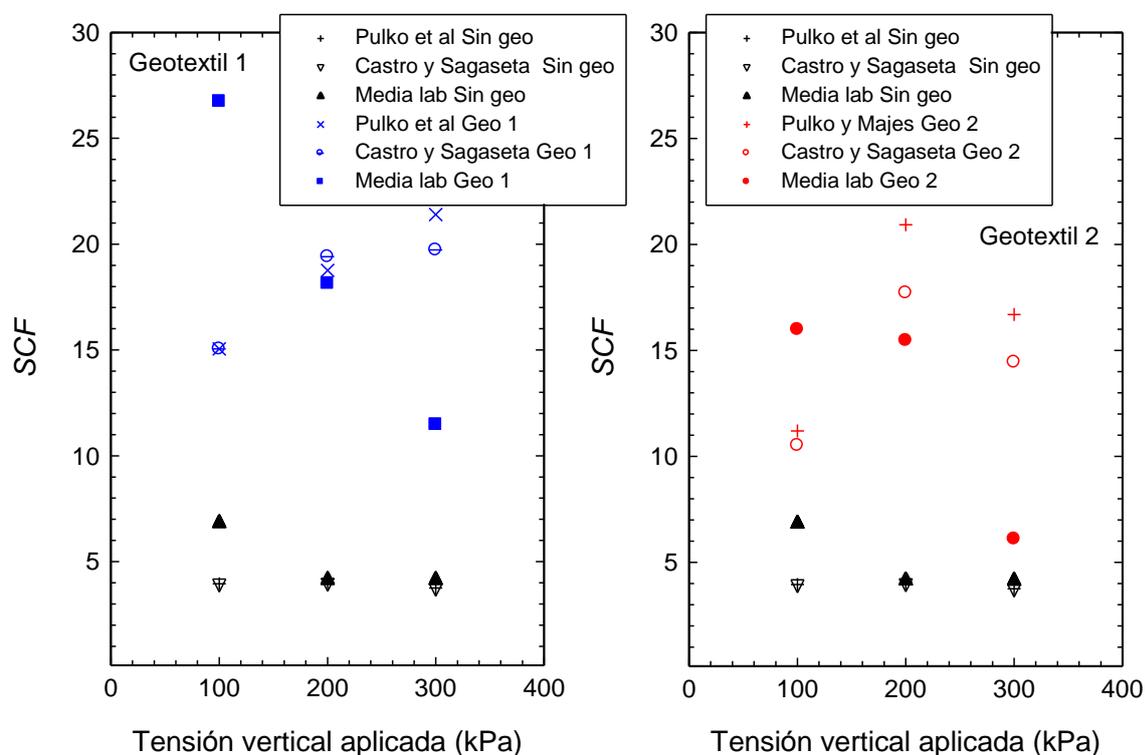
### 3.4.1 Factor de concentración de tensiones

En este apartado se comparan los valores del *SCF* obtenidos experimentalmente con los obtenidos mediante el empleo de las soluciones analíticas presentadas por Castro y Sagaseta (2011) y Pulko et al. (2011).

#### **SCF drenado (al final de cada escalón)**

Los valores correspondientes a cada una de las soluciones analíticas se han obtenido empleando unos módulos de deformacionales para el caolín correspondientes al rango de tensiones de cada escalón de carga. El módulo de la columna se ha considerado constante para todos los escalones (apartado 3.2.6). En la Figura 3.53 se presentan los

valores obtenidos con cada una de las soluciones analíticas y la media de los resultados experimentales.



**Figura 3.53. SCF drenado de columnas ensacadas y de grava con teoría analíticas**

Se aprecia en la Figura 3.53 que ambas soluciones analíticas siguen la misma tendencia descendente a medida que se aplica la carga (exceptuando el primer escalón de carga) , para los ensayos realizados con columnas sin geotextil y para las columnas ensacadas con el geotextil 2, no siendo así para las ensacadas con el geotextil 1. Esta diferencia en la tendencia se debe a que en los ensayos de columnas de grava sin geotextil y con columnas ensacadas con el geotextil2 el caolín está sobreconsolidado solamente en el primer escalón, sin embargo en las columnas ensacadas con el geotextil 1 el caolín está sobreconsolidado en los dos primeros escalones.

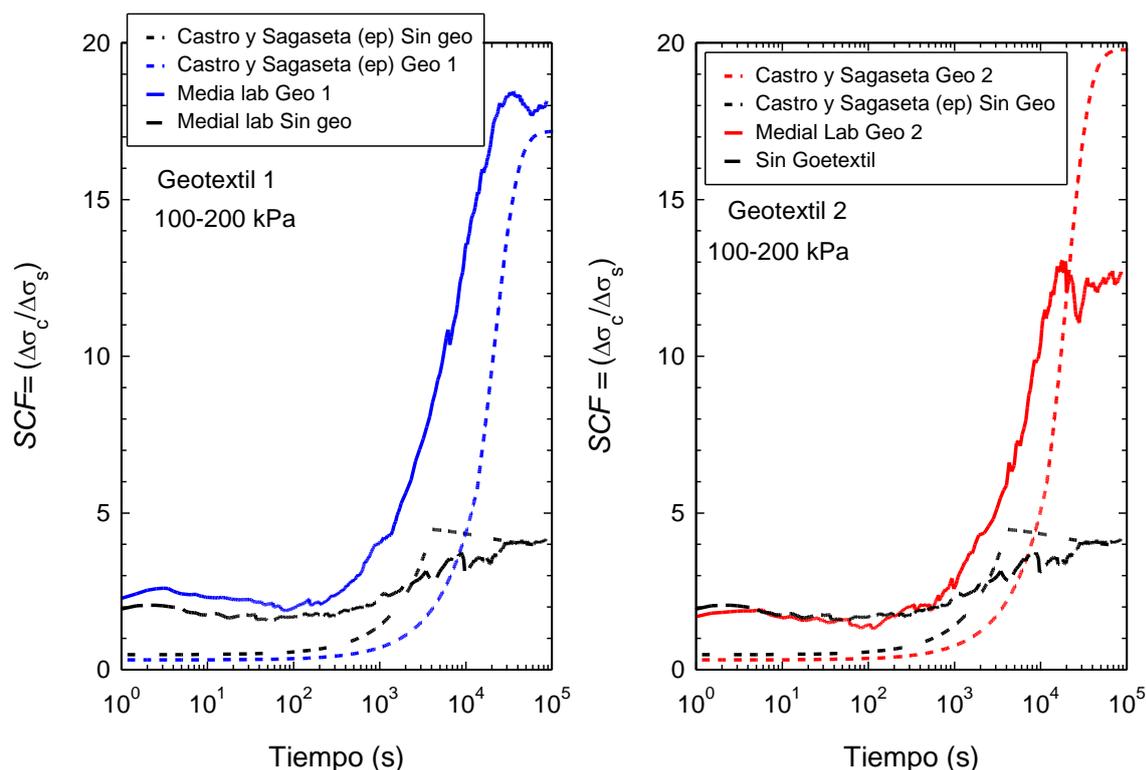
Las soluciones analíticas concuerdan mejor con los resultados experimentales en el caso de columnas sin ensacar que en el caso de columnas ensacadas, lo que puede ser debido entre otros factores a la mejor estimación de los módulos del caolín al estar este menos consolidado y también a que la rigidez del geotextil empleada en los casos de columnas ensacadas en las soluciones analíticas es constante cuando en la realidad no lo es.

Comparando ambas soluciones se observa que las diferencias entre ellas son pequeñas, ya que como se ha comentado anteriormente (apartado 2.4) ambas consideran la plastificación de la columna y sus deformaciones radiales siendo una la solución drenada (Pulko et al., 2011) y la otra sin drenaje más el proceso de consolidación (Castro y Sagaseta, 2011). Sin embargo, la solución de Pulko et al., (2011) considera las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación, no siendo este el caso de la solución presentada por Castro Sagaseta (2011). Cabe destacar que los últimos autores introducen la influencia de las deformaciones elásticas en la solución presentada en Castro y Sagaseta (2013). Los valores de esta última solución para la situación drenada coinciden con los de Pulko et al., (2011). En la Figura 3.53 se puede observar que la influencia de las deformaciones elásticas sólo es apreciable cuando la columna está encamisada y para cargas mayores de 100kPa.

#### **SCF durante el proceso de consolidación**

El *SCF* a lo largo del proceso de consolidación obtenido experimentalmente se compara con la solución propuesta por Castro y Sagaseta (2011). Los resultados experimentales y numéricos a lo largo del escalón de carga de 100 a 200 kPa se presentan en la Figura 3.54.

Se observa que los resultados analíticos y experimentales se ajustan adecuadamente, las diferencias existentes son debidas principalmente a la estimación de la rigidez del caolín para cada uno de los escalones de carga y a que la rigidez de la columna y del geotextil se consideran constantes a lo largo de todo el ensayo. Se aprecia que la transmisión de carga del suelo a la columna se produce más lentamente en las soluciones analíticas que en las experimentales para los casos de columnas ensacadas y de forma similar para los casos de columnas sin geotextil. En todos los casos se observa que tanto en los resultados de las soluciones analíticas como los en experimentales, al final del proceso alcanzan un valor del *SCF* estable.



**Figura 3.54. SCF a lo largo del proceso de consolidación analítica y experimental del escalón 100-200kPa**

Los resultados analíticos se ajustan muy bien a los experimentales en los ensayos de columnas sin geotextil siendo la diferencia entre ellos mayor en los ensayos de columnas ensacadas. Esto se debe a los factores comentados anteriormente, mejor ajuste de la rigidez del caolín y rigidez constante del geotextil. La mayor diferencia existente en los ensayos con columnas ensacadas con el geotextil 2 puede ser debida a que en los ensayos experimentales la unión del geotextil 2 se puede haber degradado ya algo en este escalón de carga, ya que aparece rota al final de los ensayos.

### 3.4.2 Asientos

La reducción de asientos producida por el tratamiento del terreno con columnas de grava se analiza en este caso mediante el factor de reducción de asientos. Los resultados experimentales obtenidos se comparan con las soluciones analíticas presentada por Castro y Sagaseta (2011), Pulko et al. (2011) y Raithel y Kempfert (2000).

Estos resultados del factor de reducción de asientos se obtienen como se ha comentado anteriormente de la comparación de los asientos del suelo tratado con columnas y del

suelo sin tratar, por lo que para realizar una comparación adecuada hay que tener en cuenta las diferentes rigideces del suelo blando para las distintas tensiones.

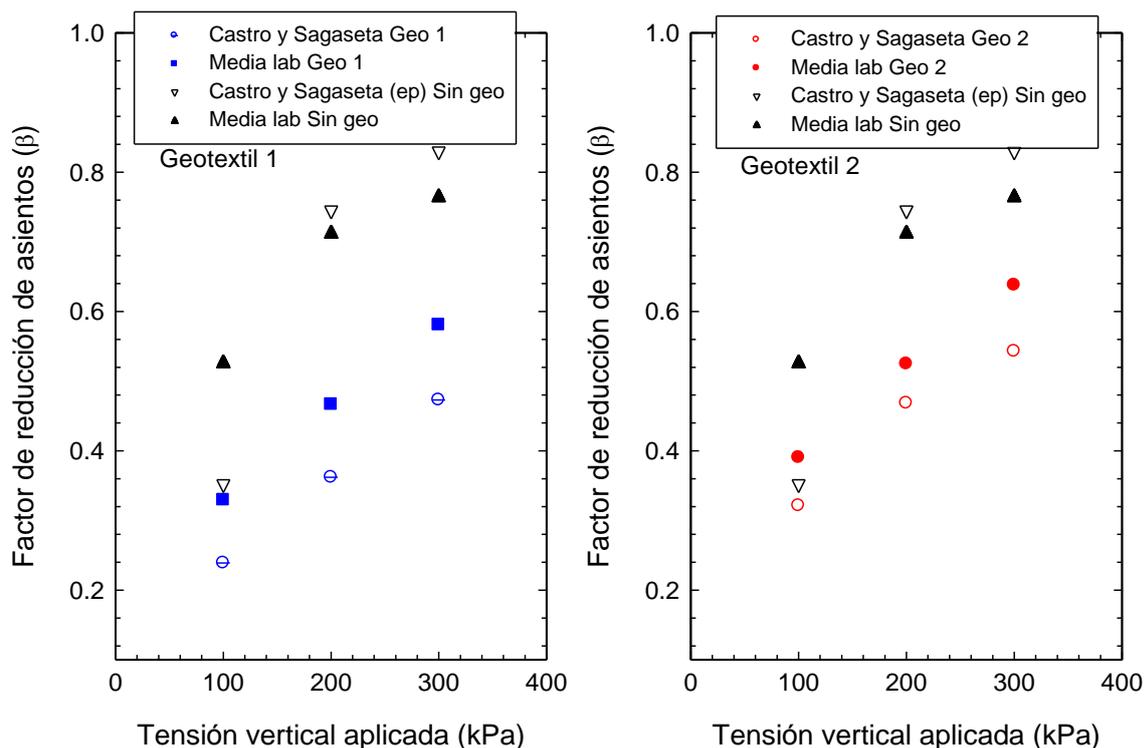
### **Factor de reducción de asientos al final de cada escalón de carga**

En la Figura 3.55 se presenta el factor de reducción de asientos final de cada uno de los escalones de los ensayos experimentales comparados con los obtenidos con la solución analítica de Castro y Sagasetta (2011).

Los valores de la solución analítica se han calculado comparando las deformaciones obtenidas en los casos de suelo tratado con columnas en los que se emplean los módulos de deformación calculados para el caolín en cada uno de los escalones de carga y con un módulo de rigidez de la columna constante (apartado 3.2.6), con las deformaciones obtenidas en el suelo sin tratar para los mismos escalones de carga y con la rigidez del caolín correspondientes al ensayos edométrico.

En la Figura 3.55 se observa que las soluciones analíticas se ajustan a los resultados experimentales. Para el caso de columnas sin geotextil las soluciones analíticas predicen una menor reducción de asientos que los resultados experimentales siendo el caso contrario para las columnas ensacadas. Se observa en todos los casos, que la diferencia entre los resultados experimentales y teóricos es mayor en los escalones en los que el caolín está sobreconsolidado y disminuye en aquellos que el suelo está normalmente consolidado.

Al igual que los resultados experimentales los resultados analíticos muestran la influencia del geotextil, al ser la reducción de asientos mayor en los casos de columnas ensacadas, lo que corresponde con un menor factor de reducción de asientos.

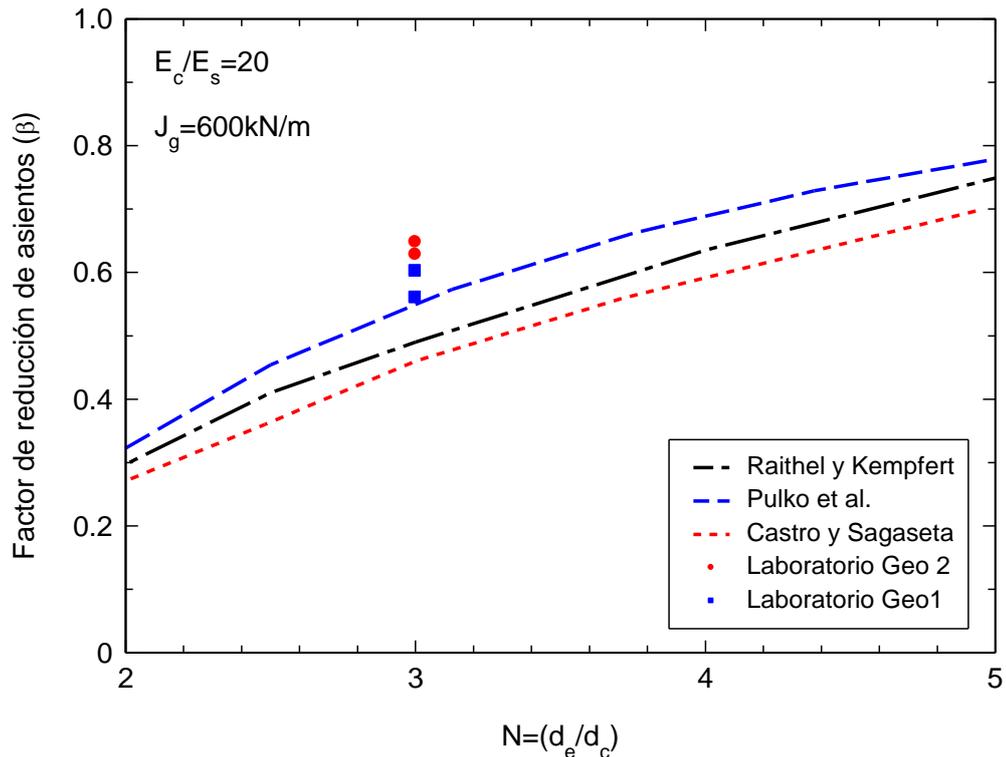


**Figura 3.55. Factor de reducción de asientos experimental y analítico**

### Factor de reducción de asientos final

En la Figura 3.56 se presenta el factor de reducción de asientos final en los ensayos a escala reducida comparados con los obtenidos con las soluciones analíticas de Castro y Sagaseta (2011), Pulko et al. (2011) y Raithel y Kempfert (2000).

Como se ha comentado anteriormente para obtener mediante las soluciones analíticas el factor de reducción de asientos de una forma análoga a los experimentales es necesario tener en cuenta la rigidez adecuada del suelo blando. Por ello en este caso se elige un valor de la relación de rigideces suelo-columna que caracterice a los ensayos realizados con columnas ensacadas con ambos geotextiles, resultando el valor elegido de  $E_c/E_s=20$ . Se elige también como representativa una rigidez del geotextil de  $J_g=600$  kN/m. Con estos valores elegidos se calculan los factores de reducción de asientos con las tres soluciones analíticas presentadas.



**Figura 3.56. Factor de reducción de asientos final analítico y experimental**

De los resultados mostrados en la Figura 3.56 se aprecia como todas las soluciones analíticas, para la relación de rigideces elegidas, predicen reducciones de asiento mayores a las que se producen en los resultados experimentales obtenidos con ambos geotextiles.

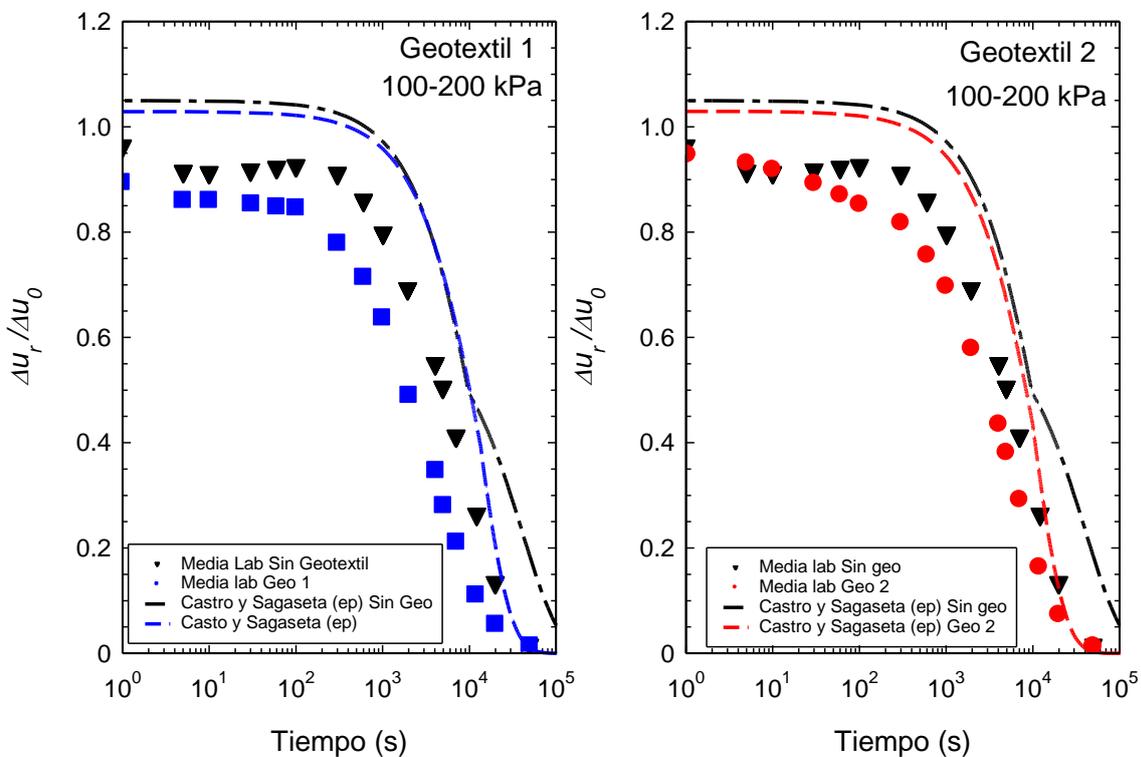
Las tres soluciones predicen unas reducciones de asientos similares siendo mayor la reducción de asientos obtenida con la solución de Castro y Sagaseta (2011), ya que no tiene en cuenta la deformaciones elásticas una vez producida la plastificación, algo que está incluido en la última solución de los mismos autores (Castro y Sagaseta, 2013). Los resultados obtenidos con la solución propuesta por Raithel y Kempfert (2000) son similares a los anteriores aunque predicen unos asientos algo mayores y por último la solución que mayores asientos predice es la de Pulko et al. (2011) ya que tiene en cuenta las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación.

Las diferencias entre los resultados experimentales y analíticos se deben en el caso del geotextil 2 principalmente a que su unión se rompió durante los ensayos, y en el caso de

las columnas ensacadas con el geotextil 1 a que el módulo de rigidez de la columna y el geotextil están considerados como constantes cuando en la realidad varían.

### 3.4.3 Presiones intersticiales

La disipación de las presiones intersticiales obtenida experimentalmente se compara con los resultados obtenidos con la solución propuesta por Castro y Sagaseta (2011). En la Figura 3.57 se muestra la comparación del incremento de presión intersticial entre el incremento de presión intersticial inicial a lo largo del proceso de consolidación para el escalón de carga de 100 a 200 kPa.



**Figura 3.57. Disipación de presiones intersticiales experimental y analítica escalón 100-200kPa**

De la comparación de las soluciones analíticas y experimentales se aprecia que la disipación de presiones intersticiales obtenida con las soluciones analíticas es más lenta que los resultados experimentales, sobre todo al inicio de la consolidación, lo que como se ha comentado anteriormente (capítulo 2), puede ser debido a que la distribución de presiones intersticiales inicial analítica y real no es la misma. En ambos casos (experimental y analítico) la disipación de presiones intersticiales se produce más

rápidamente en los casos de columnas ensacadas, aunque la diferencia no es elevada. La velocidad de disipación de presiones intersticiales obtenida analíticamente es similar en los casos de columnas ensacadas y sin ensacar, hasta el momento en el que se produce la plastificación de la columna de grava en los ensayos sin ensacar. A partir de ese momento la velocidad de disipación de presiones intersticiales se reduce en los casos de columnas sin geotextil, no siendo este el comportamiento de las columnas ensacadas. Comparando los resultados obtenidos para los diferentes geotextiles se observa que son muy similares.

### 3.4.4 Conclusiones

La comparación realizada con las diferentes soluciones analíticas y los resultados experimentales ha permitido analizar los principales factores de los suelos tratados con columnas de grava: la reducción de asientos provocada por el tratamiento, el proceso de transmisión de carga suelo columna y la aceleración del proceso de consolidación.

En cuanto a la **transmisión de tensiones del suelo a la columna** evaluada mediante el valor del *SCF* a partir de las soluciones presentadas por Castro y Sagasetta (2011) y Pulko et al. (2011) se observa la influencia del geotextil de igual forma que en los resultados experimentales al ser los valores del *SCF* mayores para columnas ensacadas que sin ensacar. Los resultados obtenidos con ambas soluciones son similares ya que ambas tienen en cuenta la plastificación de la columna y permiten su deformación radial. Las diferencias existentes entre ambas son pequeñas y se deben a la consideración de las deformaciones elásticas una vez producida la plastificación en la solución de Pulko et al. (2011) y no en la de Castro y Sagasetta (2011) las cuales están incluidas en la solución presentada en Castro y Sagasetta (2013).

En cuanto a la evolución del *SCF* a lo largo de la consolidación, la solución presentada por Castro y Sagasetta, (2011) se ajusta a los resultados experimentales a lo largo de la trayectoria. La transmisión de carga se produce algo más lentamente para las columnas ensacadas con la solución analítica que los resultados experimentales.

En cuanto a la **reducción de asientos** las tres soluciones analíticas empleadas predicen asientos similares. Con la relación de módulos empleados dichos asientos son algo menores que los experimentales.

La **disipación de presiones intersticiales** se compara con la solución presentada por Castro y Sagasetta (2011) y se observa que la solución analítica predice una disipación de presiones intersticiales algo más lenta que la obtenida experimentalmente. El ajuste entre ambas es mejor para mayores grados de consolidación y las diferencias entre las columnas ensacadas y sin ensacar se aprecian claramente una vez producida la plastificación de la columna en los casos de columna sin geotextil

# CONCLUSIONES FINALES

Las principales conclusiones alcanzadas en el desarrollo de esta Tesis Doctoral se presentan a continuación.

## Mejoras en el equipo de ensayo

Las tres mejoras realizadas en el equipo de ensayo existente han permitido mejorar la calidad de los datos experimentales obtenidos en esta investigación.

La primera de estas mejoras es la relacionada con la **medida de las presiones intersticiales** que ha permitido evitar la colmatación de las piedras porosas situadas en los puntos de medida haciéndolas extraíbles y permitiendo su limpieza al final de cada ensayo. Con esta mejora se han conseguido medidas de la presión intersticial más sensibles a los cambios.

La segunda es la relacionada con la medida de las **tensiones totales en la columna** en la que se ha incrementado el número de sensores de dos a tres lo que permite conocer las presiones de forma más exacta y poder apreciar el posible cabeceo de la chapa colocada para el reparto tensional.

Por último, la mejora relacionada con la ampliación del equipo de ensayo a **nuevas áreas de sustitución** ha permitido extender el estudio a dos áreas de sustitución mayores correspondientes a una relación de diámetros de  $N=2.5$  y  $N=2$  de una forma satisfactoria.

## Influencia de la densidad

Los ensayos a escala reducida realizados en el laboratorio con densidades relativas de la grava correspondientes al 100% y al 30% y con diferentes áreas de sustitución ( $N=4$ ,  $N=3$ ,  $N=2.5$  y  $N=2$ ) han permitido analizar la influencia de la densidad en los aspectos fundamentales de los tratamientos con columnas de grava cuando están sometidas a carga extensas y son totalmente penetrantes.

La **reducción de asientos** junto con el reparto de cargas son los factores en los que más influye la densidad de la grava. Los resultados obtenidos muestran que la reducción de asientos es aproximadamente un 11% mayor con columnas densas ( $D_r=100\%$ ) que con las flojas ( $D_r=30\%$ ), para los ensayos con geometría  $N=3$  y  $N=4$ . Para el área de sustitución correspondiente a  $N=2.5$  la reducción de asientos es un 7% mayor para  $D_r=90\%$  que para  $D_r=30\%$ . Comparando la reducción de asientos para los ensayos con diferentes áreas de sustitución y  $D_r=30\%$ , se observa que dicha reducción se incrementa aproximadamente en un 11% al pasar de  $N=4$  a  $N=3$  y un 14% al pasar de  $N=4$  a  $N=2.5$ .

Las **tensiones verticales** soportadas por la columna son mayores en los ensayos con columnas densas, resultando aproximadamente un 30% mayor en los ensayos densos ( $D_r=100\%$ ) que en los flojos ( $D_r=30\%$ ) para  $N=4$ . Para el área de sustitución correspondiente a  $N=3$ , la columna densa soporta alrededor de un 40% más de carga que la floja y para el área de sustitución correspondiente a  $N=2.5$  las columnas densas ( $D_r=90\%$ ) soportan un 20% más de carga que las flojas ( $D_r=30\%$ ).

La distribución de carga entre el suelo y la columna muestra también la influencia de la densidad de la grava ya que el **factor de concentración de tensiones (SCF)** en los ensayos densos resulta estar comprendido entre 11 y 4 para  $N=4$  y entre 14 y 5 para  $N=3$ , mientras que los ensayos flojos está comprendido entre 7 y 4 y entre 4 y 2.5 respectivamente. La diferencia de valores del *SCF* es casi el doble al inicio de los ensayos y se va reduciendo a medida que se aplica la carga, al igual que ocurre con la relación de rigideces columna-suelo ya que la columna densa reduce su densidad. Para los ensayos con mayor área de sustitución los valores de *SCF* están comprendidos entre 6 y 3 y entre 5 y 2.5 para los ensayos densos ( $D_r=90\%$ ) y flojos ( $D_r=30\%$ ) respectivamente. Los valores para los ensayos con geometría  $N=2$  están comprendidos entre 11 y 5.

La densidad de la grava no es un factor tan influyente en la velocidad de consolidación obteniéndose valores del **coeficiente de consolidación radial** similares para los ensayos densos y flojos aunque la consolidación es ligeramente más rápida con las columnas densas. Comparando las áreas de sustitución ensayadas se aprecia una mayor velocidad de consolidación en los ensayos de mayor área de sustitución.

## Influencia del geotextil

La influencia del geotextil en las columnas de grava ensacadas se ha analizado mediante ensayos realizados a escala reducida en el laboratorio con dos geotextiles diferentes. De los ensayos se han obtenido resultados sobre los factores más importantes en los tratamientos de terrenos bandos con columnas ensacadas.

La **reducción de asientos** es uno de los factores en los que más influye el geotextil , al igual que en el reparto tensional suelo-columna, ya que ambos factores están relacionados. El factor de reducción de asientos obtenido para los ensayos con columnas de grava sin ensacar es de 0.77 para los ensayos con columnas ensacadas con el geotextil ,1 y es de 0.58 y de 0.62 en los que se emplea el geotextil 2. Por ello, el asiento se reduce entre un 25% y un 19% si se ensacan las columnas.

El **factor de concentración de tensiones (SCF)** en los ensayos realizados con columnas de grava sin geotextil está comprendido entre 6 y 3.5, mientras que para los realizados con columnas ensacadas con el geotextil 1 se encuentra entre 25 y 9 y los resultados para los ensayos con columnas reforzadas con el geotextil 2 están entre 18 y 6. Las diferencias entre los ensayos con geotextil y sin geotextil son mayores al inicio del ensayo y se reducen a medida que se aplica la carga siendo entre 4 y 2 veces más los valores de las columnas ensacadas.

El geotextil influye menos en la **velocidad de consolidación** que en el reparto tensional, ya que el coeficiente de consolidación radial obtenido en los ensayos con y sin geotextil es similar, siendo los valores obtenidos en los ensayos con geotextil aproximadamente 1.5 veces los de sin geotextil.

**Comparando ambos geotextiles**, se observa que los ensayos realizados con el geotextil 2 muestran una mejora con respecto a las columnas sin ensacar algo menor que los realizados con el geotextil 1. Esto se debe a la degradación de la unión del geotextil 2 a partir de ciertas tensiones.

## Análisis numéricos

Los análisis numéricos realizados han aportado nuevos resultados para completar tanto el análisis de la influencia de la densidad como el de las columnas ensacadas. En general los resultados numéricos y experimentales se ajustan correctamente y muestran, al igual que los resultados experimentales la influencia de la densidad de la grava y del geotextil. Si bien existen diferencias debido a procesos difíciles de simular numéricamente como la mayor rigidez de la columna para pequeñas deformaciones, la influencia del proceso de instalación de la columna llevada a cabo en el laboratorio y la viscosidad del caolín.

En el caso de las simulaciones para analizar la influencia de la densidad se han empleado tres modelos constitutivos diferentes para el suelo blando: MCC, S-CLAY1S y Creep S-CLAY1S, cuyos resultados no muestran diferencias importantes entre sí ya que el suelo empleado no es natural, sino amasado. Las simulaciones de los ensayos realizados para la influencia del geotextil se han realizado solamente con el modelo S-CLAY1S. La grava en ambos casos se simula con el modelo Hardening Soil.

Las **tensiones verticales** en la columna en la situación drenada, obtenidas numéricamente, son menores que las experimentales tanto en las simulaciones realizadas para el análisis de la densidad como en las de columnas ensacadas. Lo contrario ocurre para las tensiones en el suelo blando. También, en todos los casos, la disipación de **presiones intersticiales** se produce de forma más rápida en los ensayos experimentales que en los numéricos.

Los valores de las **tensiones horizontales en el suelo** experimentales y numéricas con los modelos S-CLAY1S y Creep S-CLAY1S son similares sin embargo los obtenidos con el empleo del modelo MCC son más elevados debido a la modelización de un coeficiente de empuje al reposo superior al real con este último modelo.

En cuanto a la **reducción de asentos** se aprecia que para el caso de las simulaciones realizadas para el análisis de la influencia de la densidad los valores numéricos y experimentales están muy próximos siendo los que más se ajustan los correspondientes al modelo S-CLAY1S que tiene en cuenta la anisotropía y como se ha comentado anteriormente predice mejor las tensiones horizontales al estimar un valor de  $K_0$  similar

al real y da lugar a unos asentamientos mayores que los que predice el MCC. El modelo Creep S-CLAY1S predice unos asentamientos algo mayores al tener en cuenta la viscosidad del caolín. En las simulaciones realizadas para el análisis de columnas ensacadas los valores obtenidos numéricamente son menores que los experimentales para los casos de columnas sin ensacar y mayores para los casos de columnas ensacadas, lo que concuerda con los valores del *SCF* obtenidos. Esta diferencia puede deberse a la homogeneidad y rigidez constante del geotextil empleada en el análisis numérico.

Por último, en las simulaciones para las columnas ensacadas se observa que la **deformación radial** de la columna es uno de los factores en los que el geotextil es más influyente ya que ésta se reduce alrededor del 75% al encamisar la columna con geotextil pasando de una deformación radial máxima del 5 % en columnas sin geotextil a una del 1.5 % en columnas ensacadas.

De forma general los análisis numéricos concuerdan con los resultados experimentales.. Ésta última se ha intentado aproximar con el empleo del modelo Creep S-CLAY1S.

## **Soluciones analíticas**

Los resultados experimentales se han contrastado con los obtenidos mediante el empleo de varias soluciones analíticas, con el objetivo de completar el análisis de la influencia de la densidad y el estudio de la influencia del geotextil.

En el caso de columnas de grava sin geotextil las soluciones empleadas para analizar el reparto tensional suelo-columna han sido las propuestas por: Han y Ye (2001), Castro y Sagaseta (2009) y Pulko et al. (2011). De la comparación de los resultados se aprecia que la solución propuesta por Han y Ye (2001) que asumen la condición edométrica predice unos valores del *SCF* similares a la relación de rigideces columna-suelo lo que provoca sobreestimar ampliamente los valores experimentales Sin embargo, las soluciones propuestas por Castro y Sagaseta (2009) y Pulko et al., (2011) predicen resultados similares a los experimentales al considerar la plastificación de la columna y su deformación radial. Para comparar la reducción de asentamientos se han empleado las soluciones propuestas por: Priebe (1995), Castro y Sagaseta (2009) y Baalam y Booker (1981). De la comparación se concluye que para obtener el factor de reducción de

asientos es importante emplear los módulos del caolín adecuados, ya que es necesario conocer la rigidez del caolín en el terreno tratado y sin tratar para la misma carga aplicada. Ajustando, por tanto, la relación de rigideces columna-suelo correspondiente a cada caso, se aprecia que la solución elastoplástica de Castro y Sagaseta (2009) se ajusta correctamente a los resultados experimentales, mientras que la presentada por Balamm y Booker (1981) predice asientos menores, al asumir un comportamiento elástico de la columna. Por último, la disipación de presiones intersticiales a lo largo del proceso de consolidación propuesta por Castro y Sagaseta (2009) no se ajusta a los resultados experimentales al inicio de la consolidación debido entre otros factores a la diferencia de la distribución de las presiones intersticiales iniciales real y teórica.

En cuanto a la obtención del factor de reducción de asientos del tratamiento es necesario comparar el asiento que se produce en el suelo tratado con el que se produce en el suelo sin tratar para las mismas cargas aplicadas, lo que implica el empleo de dos rigideces diferentes del caolín. Una la correspondiente a las tensiones a las que está sometido el suelo blando tratado y otra a las que está sometido el suelo blando sin tratar. Las soluciones analíticas presentadas sólo tienen en cuenta una de estas rigideces por lo que para obtener un factor de reducción de asientos más sería más adecuado predecir solamente el asiento que se produce en el suelo tratado con columnas de grava

En el caso de columnas ensacadas los resultados experimentales y numéricos se han comparado fundamentalmente con la solución de Castro y Sagaseta (2011) y de Pulko et al. (2011) empleándose la de Raithel y Kempfert (2000) solamente para la reducción de asientos. Los resultados analíticos muestran la influencia del geotextil al igual que los experimentales al predecir mayores *SCF* y menores asientos para las columnas ensacadas que para las columnas sin geotextil. Las soluciones de Castro y Sagaseta (2011) y de Pulko et al. (2011) predicen unos valores similares del *SCF* drenado, ya que ambas consideran la deformación radial de la columna y su plastificación. En los casos de columnas ensacadas la diferencia entre los resultados de ambas soluciones es mayor, ya que la solución de Pulko et al (2011) considera las deformaciones elásticas de la columna una vez producida su plastificación, lo que no ocurre en le solución de Castro y Sagaseta (2011). Estos últimos autores introducen la consideración de estas deformaciones en una solución posterior (Castro y Sagaseta, 2013). En cuanto a la reducción de asientos, y

para las relaciones de módulo empleadas, todas las soluciones predicen una reducción de asientos ligeramente superior a la obtenida en los resultados experimentales, debido a la dificultad de la estimación de las diferentes rigideces. En cuanto a la evolución del proceso de consolidación los resultados obtenidos del empleo de la solución propuesta por Castro y Sagaseta (2011) se ajustan bastante bien a la disipación de presiones intersticiales y a los valores del *SCF* a lo largo del proceso de consolidación.



# FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

A continuación se presentan las futuras líneas de investigación propuestas.

En términos del equipo de ensayo, se propone mejorar la instrumentación existente para permitir la medida de la deformación radial de la columna y las tensiones en el contacto suelo-columna. Con ello se podrá conocer más precisamente la rigidez tanto del suelo como de la columna, ya que son factores muy influyentes en el comportamiento de las columnas de grava. Con los resultados obtenidos se podrán comparar de una forma más precisa con las soluciones analíticas existentes y observar cuales son los aspectos que éstas reproducen y cuáles no, con el fin de poder mejorarlas posteriormente.

En cuanto al estudio de columnas ensacadas, se propone realizar ensayos con más tipos de geotextiles: tejidos y no tejidos, con y sin costura, para apreciar las ventajas y desventajas de cada tipo y poder analizar de ese modo también la influencia de la rigidez del geotextil.

Con el objetivo de poder analizar los resultados obtenidos en mayor profundidad se propone mejorar la caracterización de la grava mediante la obtención de su rigidez para pequeñas deformaciones con la ayuda de Bender Elements para las diferentes densidades. Una vez caracterizada se pueden realizar análisis numéricos con modelos que tengan en cuenta la rigidez para pequeñas deformaciones.

En cuanto a las soluciones analíticas, y con el objetivo de mejorar las estimaciones de la reducción de asiento, se propone que éstas incluyan el módulo de rigidez del caolín sin columna correspondiente al mismo nivel de carga aplicada y por tanto permitan comparar el asiento que se produce en el suelo tratado y el que se produce en el suelo sin tratar y así poder obtener valores del factor de reducción de asientos más realistas.



# CONCLUSIONS

The most relevant conclusions achieved among the development of this Thesis are presented in the following paragraphs.

## Improvements of the equipment

Three modifications were carried out in the existing equipment to improve the accuracy of the results obtained in this study.

The first of them is related to the measurement of **pore pressures**. It avoids the clogging of the porous stones by making them removable and allowing their cleaning at the end of each test. With this improvement the measurements of pore pressures are more sensitive to changes and therefore more accurate.

The second one is deals with **total pressures on the column**. The number and distribution of the transducers was modified changing from two to three points of measurement.

The last one is the improvement related with the adaptation of the equipment to **new area replacement ratios**. It has allowed to extend the study to two bigger area replacement ratios that correspond to diameter ratios of  $N=2.5$  and  $N=2$ .

## Influence of the density of the gravel

Small-scale tests carried out in the laboratory with two different relative densities of the gravel corresponding to  $D_r=100\%$  and  $D_r=30\%$  and with several area replacement ratios ( $N=4$ ,  $N=3$ ,  $N=2.5$  y  $N=2$ ), have allowed to study the influence of the density in the most important aspects of the soft soil treatment with totally penetrating stone columns under extended loads.

**Settlement reduction factor** and soil-column stress ratio are the aspects where the influence of the density of the column is more noticeable. Results obtained from the tests show that the settlement reduction achieved with the treatment is around 11% higher with dense columns than with the loose ones in tests with a geometry of  $N=3$  and

$N=4$ . In the case of  $N=2.5$  the settlement reduction factor is approximately 7% higher for tests with  $D_r=90\%$  than for tests with  $D_r=30\%$ . Analyzing the different area replacement ratios employed for tests with a relative density of 30% it can be seen that the settlement reduction factor increases in approximately 11% from tests with  $N=4$  to tests with  $N=3$  and around a 14% from tests with  $N=4$  to test with  $N=2.5$ .

**Vertical stresses** in the column are higher in dense columns becoming approximately a 30% higher in dense tests than in the loose ones for a geometry of  $N=4$ . In the case of  $N=3$  stresses in dense columns are around a 40% higher than in the loose ones. Finally, for  $N=2.5$  dense columns ( $D_r =90\%$ ) support around 20% more load than the loose ones ( $D_r=30\%$ ).

Influence of the density of the gravel can be clearly seen in the column-soil stress distribution, in terms of **stress concentration factor (SCF)** which in dense tests is between 11 and 4 for  $N=4$  and between 14 and 5 for  $N=3$ . Nevertheless, in the loose ones their values are between 7 and 4 and between 4 and 2.5 respectively. The difference in *SCF* values is higher, almost the double, at the beginning of the test and it reduces among load application, having the same behavior as the column-soil stiffness ratio. *SCF* values in tests with bigger area replacement ratios,  $N=2.5$ , are between 6 and 3 and between 5 and 2.5 in dense ( $D_r =90\%$ ) and loose ( $D_r =30\%$ ) tests respectively. Values of *SCF* for tests with  $N=2$  are between 11 and 5.

Influence of gravel density is not really relevant in terms of speed of consolidation, as shown by the values obtained for the **coefficient of radial consolidation** which are similar for dense and loose tests. Analyzing the different area replacement ratios a higher speed of consolidation is observed in tests with bigger area replacements ratios.

## **Encasement with geotextile**

Influence of geotextiles in encased stone columns have been analyzed by means of small scale tests carried out in the laboratory with two different woven geotextiles. Results of the most relevant aspects of the soft soil treatment with encased columns were obtained from those tests.

The **settlement reduction factor** is one of the aspects where the influence of geotextile is more noticeable as well as the stress concentration factor, due to their connection. The settlement reduction factor obtained for stone columns without geotextile is 0.77 and for encased columns with geotextile 1 is 0.58 and 0.62 for the ones with geotextile 2. Therefore the settlement is reduced in approximately 25% or 19% when the columns are encased.

**Stress concentration factor (SCF)** is between 6 and 3.5 in tests without geotextile, the values for tests with encased columns with geotextile 1 are between 29 and 9 and between 18 and 6 for tests with geotextile 2. Differences between the obtained values for encased and non-encased columns are higher at the beginning of the test and they reduce among load application. Values for encased columns are from 4 to 2 times the values for non-encased ones.

The influence of the geotextile in the speed of consolidation is not notable as the values obtained for the **coefficient of radial consolidation** in tests with and without encasement are similar, being the values obtained for encased columns around 1.5 times higher than the non-encased ones.

**Comparing both geotextiles**, it can be observed that tests carried out with geotextile 2 show an improvement from non-encased tests slightly lower than the one produced in tests with geotextile 1. This difference is due to the degradation of the union of the geotextile 2 up from certain pressures.

## **Numerical analyses**

Numerical analyses were carried out in order to complement both analyses, the one of the influence of the density and the one of encased columns. Numerical results agree well with the experimental ones and show the influence of the density and the geotextile in the same way as the experimental results. Nevertheless, there are some differences due to some process that take place in the laboratory that are difficult to simulate in the numerical analyses such as the influence of the column installation process.

Simulations carried out for the analysis of the density of the gravel were done employing three different constitutive models for the soft soil: MCC, S-CLAY1S and Creep S-CLAY1S, which results do not show large differences as a remolded soil was employed. In case of the study of the encased columns only S-CLAY1S model was employed. The model Hardening Soil has been employed in both cases for the gravel that forms the column.

Column **vertical stresses** in the drained situation are slightly lower in the numerical analyses than in the experimental ones in both studies. Opposite behavior was observed for the stresses on the soil. Besides, in all of the cases the **dissipation of pore pressures** is quicker in the laboratory than in the numerical simulations.

Values of **horizontal stresses** on the soil obtained experimentally and numerically with S-CLAY1S and Creep S-CLAY1S the models are similar. However, those obtained with MCC model are higher due to the higher value of  $K_0$  adopted by this model.

Numerical results for the **settlement reduction factor** in case of the analysis for the influence of the density are similar to the experimental ones. The values obtained with the S-CLAY1S model are the closest to the experimental ones. These settlements are higher than those predicted with the MCC due to the anisotropy, and lower than the ones of Creep S-CLAY1S due to the creep effect of the soil. In case of the simulations of encased columns the values obtained from the numerical analysis are lower than the experimental values in the case of non-encased columns, and higher in case of encased columns, which is in accordance with the *SCF* values obtained. This difference of the behavior could be attributed to the homogeneity and constant stiffness of the geotextile employed in numerical analyses.

Finally, in simulations for encased columns, **radial strains** in the column are one of the factors where the geotextile influences more, as the radial strain is reduced around a 75% when the column is encased, being the maximum radial deformation of 5% in columns without encasement and 1.5% in encased columns.

## Analytical solutions

Experimental results have been compared with those obtained from several analytical solutions with the aim of complement the analysis of the influence of the density and the influence of the geotextile.

In the case of the study of the influence of the density, the analytical solutions employed for the analysis of the **stress concentration factor** were: Han & Ye (2001), Castro & Sagaseta (2009) and Pulko et al. (2011). From the comparison of those results it can be seen that the solution presented by Han & Ye (2001) that is based on oedometric conditions shows values of the *SCF* close to those of the column-soil stiffness ratio, which are higher than experimental values. However, the solutions proposed by Castro & Sagaseta (2009) and Pulko et al., (2011), predict similar results to the experimental ones due to the consideration of the radial strain and the yielding of the column. The solutions presented by Castro & Sagaseta (2009), Priebe (1995) and Balaam & Booker (1981) have been employed for the analysis of the **settlement reduction factor**. In order to make the correct comparison is important to employ the correct stiffness of the soft soil, because it is necessary to know the stiffness of the soft soil in the treated situation and the stiffness of the soil without treatment for the same applied load. Employing the suitable stiffness ratio in each case, it can be seen that the solution presented by Castro & Sagaseta (2009) agree with the experimental results, however the one presented by Balaam & Booker (1981) predicts lower settlements because it is an elastic solution. Finally, the **dissipation of pore pressures** among the consolidation process proposed by Castro & Sagaseta (2009) do not agree with the experimental results at the beginning of the consolidation process among other reasons due to the different real and analytical initial pore pressure distribution.

In terms of the calculation of the settlement reduction factor, settlements for both, treated and non-treated soil, are compared for the same applied loads. This implies the employment of two different stiffness of the soft soil; one according to the stress level of the treated soil and the other one in agreement with the stress level of the untreated soil. The employed analytical solutions only take into account a constant stiffness for the

soft soil. Therefore, instead of calculating the settlement reduction factor, it is better to obtain only the settlement produced in the treated soil with them.

In the case of encased columns for the study of the influence of the geotextile the experimental results have been compared basically with the analytical solutions provided by: Castro & Sagaseta (2011) and Pulko et al. (2011) and the solution presented by Raithel y Kempfert (2000) for the calculation of the settlement reduction factor. Analytical results show the influence of the geotextiles in the same way as experimental results as they obtain similar values with higher values of **SCF** for encased columns than for non-encased ones. The solution presented by Castro & Sagaseta (2011) and Pulko et al. (2011) predict similar results for the drained values of *SCF* as both takes into account the yielding and radial strains of the column. The differences between the results obtained with both solutions are higher for encased columns because the solution presented by Pulko et al. (2011) takes into account the elastic strains of the column once its yielding is produced and this is not the case for the solution of Castro & Sagaseta (2011). The later authors have included the elastic strains in the solution presented in Castro & Sagaseta (2013). Values obtained for the **settlement reduction factor** with the analytical solution are lower than the experimental ones, for the column-soil stiffness ratio chosen for the analyses. Values of the *SCF* and the **dissipation of pore pressure** among the consolidation process obtained with the solution proposed by Castro & Sagaseta (2011) agree well with the experimental results

# FUTURE WORK

The following future work is proposed to continue with the study of the behavior of stone columns.

In relation to the equipment employed for the laboratory tests improvement of the existing instrumentation is proposed in order to be able to measure radial strains of the column and the stresses on the soil column contact. These new measurements will allow to estimate more accurately the soil and column stiffness which are key factors in the behavior of the stone columns. On the other hand, a better comparison with the analytical solutions will be possible.

Regarding the study of encased columns, the development of tests with different types of geotextiles: woven, non-woven, seamed, without seam, is proposed in order to analyze the advantages and drawbacks of each type of geotextiles, besides the study of the influence of their stiffness.

In order to go more in depth in the analysis of the results already obtained, a more complete characterization of the gravel is proposed by obtaining the small strain stiffness of the gravel for different densities employed with the aid of the Bender Elements. Once this characterization is done, numerical simulations can be carried out taking into account this stiffness.

Respecting analytical solution and for the purpose of improving the estimations of the settlement reduction factor, consideration of the stiffness of the kaolin without column for the same applied load is proposed. Hence, the settlement produced in the soil without treatment and the one measured in the treated soil could be compared and therefore values obtained for the settlement reduction factor will be more realistic.



# BIBLIOGRAFÍA

- Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Harada, K., 1979. A Method to Improve Characteristics of Soft Calys by Inclusion of Large Diameter sand columnas. Proceedings International Conference on Soil- Reinforcement; Reinf. Earth and Other Technique, Paris 211-216.
- Alexiew D., Brokemper D. and Lothspeich S. 2005. Geotextile Encased Columns (GEC): Load Capacity, Geotextile Selection and Pre-Design Graphs, GSP 131 Contemporary Issues in Foundation Engineering. 1-14.
- Almeida, M.S.S., Hosseinpour, I. and Riccio, M. 2013. Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies. Geosynthetics International 20 (4) 252-262.
- Ambily, A.P. y Gandhi, S.R. 2007. Behaviour of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 133 (4) 405-415.
- Andreou, P, Frika, W., Frank, R., Canou, J., Papadopoulus, V. and Dupla, J.C.. 2008. Experimental study on sand and gravel columns in clay. Proceedings of ICE - Ground Improvement of ICE, 161 GI4 189-198.
- ASTM D1002. 2006. Standard test method for apparent shear strength of single-lap-joint adhesively bonded metal specimens by tension loading. Annual book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4253. 2006. Standard Test Methods for Maximun Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. Annual book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA.

- ASTM D4254. 2006. Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. Annual book of ASTM Standards, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Atkinson, J.H., Richardson, D. y Stallebrass, S.E. 1990. Effecto fo recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Geotechnique*. 40 (4) 531-540.
- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 5 379-403.
- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1985. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 9 331-351.
- Barksdale, R.D. and Bachus, R.C. 1983. Design and Construction of Stone Columns. Report FHWA/RD-83/026. National Technical Information Service, Springfield, Virginia.
- Barron, R. A. 1948. Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions ASCE*. 113 718-742.
- Bergado and Lam 1987. Full scale load test of granular piles with different densities and different proportions of gravel and sand in the soft Bangkok clay. *Soils and Foundations Journal* 27 (1) 86-93
- Black, J., Sivakumar, V. y McKinley, J.D. 2007. Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns. *Canadian geotechnical journal*, 44, 89-95.
- Black, J., Sivakumar, V., Madhav, M.R. y McCabe, B. 2006. An improved experimental test set-up to study the performance of granular columns. *Geotechnical Testing Journal*. 29 (3) 193-199.
- Borges, JL., Domingues, TS: Cardoso, AS. 2009. Emnbancckments on soft soils reinformaced with sotnes columns: numerical analysis and propolsal for a new desing method. *Geotechnical Geological Engineering* 27 (6) 667-679.

- Brinkgreve, R.B.J. 2007. *Plaxis finite element code for soil and rock analysis, 2D*, version v9. Rotterdam: Balkema
- Brinkgreve, R.B.J. 2012. *Plaxis finite element code for soil and rock analysis, 2D*, version 2012. Rotterdam: Balkema
- Budhu, M. 2000. Soil mechanics and foundations, John Wiley & Sons, INC, 1<sup>st</sup> edition. New York.
- Carrillo, N. 1942. Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematical Physics*. 21 (1) 1–5.
- Castro, J. 2008. Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria
- Castro, J. & Karstunen, M. 2010. Numerical simulations of stone column installation. *Canadian Geotechnical Journal*. 47 1127-1138.
- Castro, J. & Sagaseta, C. 2009. Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 33 851-877.
- Castro, J. y Sagaseta, C. 2011. Consolidation and Deformation around Stone columns: numerical evaluation of analytical solution. *Computational Geotechnical journal*. 33 (7) 851-877.
- Castro, J. y Sagaseta, C. 2011. Deformation and consolidation around encased columns. *Geotextiles and Geomembranes*. 29 (3) 268-276.
- Castro, J. y Sagaseta, C. 2013. Influence of elastic strains during plastic deformation of encased Stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*. 37(4) 47-53.
- Castro, J., Cimentada, A., Cañizal, J., da Costa, A., Sagaseta, C. 2013. Consolidation and deformation around Stone columns: Comparison of theoretical and laboratory results. *Computers and Geotechnics*. 49 329-337

- Choobbasti, A.J., Zalmatkesh, A. and Noorzad, R. 2011. Performance of Stone Columns in Soft Clay: Numerical Evaluation. *Geotechnical and Geology engineering* 29. 675-684.
- Christoulas, ST., Bouckovales, G and Giannaros, C.H.. 2000. An experimental study on model stone columns. *Soils and foundations*, 40(6) 11-22.
- Cimentada A.,2009. Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria
- Cimentada A., da Costa, A., Cañizal, J. & Sagaseta, 2011. Laboratory study on radial consolidation and deformation in clay reinforced with stone columns. *Canadian Geotechnical Journal*. 48 (1) 36-52
- Cour, F.R. 1971. Inflection point method for computing  $C_v$ . *Journal Soil Mechanic foundations Engineering*. ASCE 97 (5) 827-831.
- Dash, S. and Bora, M. 2013 Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft caly. *Canadian geotechnical Journal*. 50 (7) 754-765.
- Di Prisco, C.,Galli, A., Cantarelli, E., and Bongiorno, D.. 2006 Geo-reinforced sand columns: small scale experimental tests and theoretical modelling. *Proceedings of 8<sup>th</sup> International conference of Geosynthetics*. Yokahama. 1685-1688.
- Duncan, J.M. and chang, C.Y. 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil, *J.Soil Mechanics Foundations Div. ASCE*. 96 1692-1653.
- EBGEO. 2011. Recommendations for Desing and Analysis of Earth Structures usng Geosynthetic Reinforcaments. German Geotechnical Society. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG..
- Fattah M., Shalsh, T.,K.and Al-Waily,M.J.M.. 2010 Stress Concentration Ratio of Model Stone Columns in Soft Clays *Geotechnical Testing Journal*, 34 (1) 1-11.

- FGSV (Forschungsgesellschaft f. Straßen- und Verkehrswesen). 1979. Merkblatt für die Untergrundverbesserung durch Tiefenrüttler. FGSV, Köln.
- Gens, A. and Nove, R. 1993 Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In geotechnical engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Athens, Greece, Anagnostopoulos et al. (eds). Balkema, Rotterdam. Vol 1. 485-494.
- Ghazavi, M. and Afshar, J.N. 2013. Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*. 38 26-36.
- Glover, J.C. 1982. Sand compaction and Stone columns by the vibroflotation process, Vibroflotation International (H.K.) Ltd., Hong Kong.
- Gniel J. and Bouazza A (2009), improvement of soft soils using geogrid encased stone columns, *Geotextiles and Geomembranes*. 27 167–175.
- Gniel J. and Bouazza A (2010), construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based on laboratory testing”, *Geotextiles and Geomembranes*, 28 108–118.
- Guétif, Z., Buassida, M. and Debats, J.M. 2007. Analysis of behavior of stone columns and lime columns. *Computer Geotechnical* 20 (1) 47-70.
- Grimstad, GS., Abate, S., Nordal, S and Karstunen, M. 2010. Modelling creep and rate effects in structured anisotropic soft clays. *Acta Geotechnica*. 5 69-81.
- Han, J. y Ye, S.L. 2001. A simplified solution for the consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (7) 597–603.
- Han, J. y Ye, S.L. 2002. A theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects. *The international Journal of Geomechanics*, 2002 (2) 135-151.
- Hanna, A.M., Etezzad, F. and Ayadat, T. 2007. Mode of failure of a Group of Stone Columns in soft Soil. *International Journal of Geomechanics*. 13 87-96.

- Hansbo, S. 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 3, 677–682.
- Hentschel, M., 2005. Ditchen und Traverhalten von mit dem Rütteltopfverfahren erstellten Schotterssäulen. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden. Diplomarbeit.
- Herle, I., Wehr, J., Arnold, M. 2007. Influence of pressure level and relative density on friction angle of gravel in vibrated columns. Pfahl Symposium. Mitteilung des Instituts für Grunbau und Bodenmechanik. TU Braunschweig. Heft 84, 81-93.
- Herle, I., Wehr, J., Arnold, M. 2009. Soil improvement with vibrated stone columns – influence of pressure level and relative density on friction angle. Geotechnics of Soft Soils Focus on Ground Improvement. Karstunen & Leoni (eds). Taylor and Francis Group, London. 235-240.
- Hughes, J.M.O. y Withers, N.J. 1974. Reinforcing of soft soils with stone columns. Ground Engineering. 42-49.
- Hughes, J.M.O., Withers, N.J. y Greenwood, D.A. 1975. A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. Géotechnique. 25 (1) 31-44.
- DIN en ISO 10319. 2008 Geosynthetics- Wide-width tensile test.
- DIN ISO 10321. 2008 Geosynthetics- Tensile test for joints/seams by wide-width strip method. .
- Jaky, J. 1944 Anyugalmi myomas tenyezene (The coefficient of earth pressure at rest). Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye. 355-358.
- Juran, I. y Guerhazi, A. 1988. Settlement response of soft soils reinforced by compacted sand columns. Journal of Geotechnical Engineering. 114 (8) 930-943.
- Karnstunen, M., Sivasithamparam, N., Brinkergreve, R.B.J., and Bonnier, P.G. 2013. Modelling rate dependent behavior of structured clay. Installation effects in

- Geotechnical Engineering- Hicks et al. (eds) Taylor and Francis Group, London.  
43-50
- Karstunen, M. and Koskinen, M. 2008. Plastic anisotropy of soft soil reconstituted clays. Canadian Geotechnical Journal 45 314-328.
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler S., Koskinen, M. and Zentar, R. 2005. The effect of anisotropy and destructuration on the behavior of murro test embankment. International Journal of Geomechanics (ASCE) 5 (2), 87-97.
- Keykhosropur, L., Soroush, A. and Imam, R. 2012. 3D numerical analyses of geosynthetic encased stone columns. Geotextiles and Geomembranes. 35. 61-68.
- Kirsch, F. y Sondermann, W. 2003. Field Measurements and Numerical Analysis of the Stress Distribution below Stone Column Supported Embankments and their Stability. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, Esse., 595-600.
- Kolar, V., and Nemec, I. 1989. Modelling of soil-structure interaction. El servier New York.
- Leo, C.J. 2004. Equal Strain Consolidation by Vertical Drains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 130 (3) 316-327.
- Leoni, M., M. Karstunen and P Vermeer. 2008. Anisotropic creep model for soft soils. Géotechnique. 58 (3) 215-226.
- Malarvizhi S. N., and Ilamparuthi K (2007), Comparative Study on The Behavior of Encased Stone Column and Conventional Stone Column”, Soils and Foundations. 47 (5) 873-885.
- McKenna, J.R., Eyre, W. A: y Wolstenholme, D.R. 1975. Performance of an embankment supported by stone columns in soft ground. Géotechnique, 25(1), 51-59.
- Mitcehl, J. K. and Huber, T. R., 1985. Performance os a stone column foundation. Journal of Geotechnical Engineering. 111 (2) 205-223.

- Miura, K., Maeda, K., Furukawa, M. y Toki, S., 1997. Physical characteristics of sands with different primary properties. *Soils and Foundations*. 37 (3) 53-64.
- Muguresan S. y Rajagopal K. 2007. Model test son geosynthetic- encased Stone columns. *Geosynthetics International*. 14 (6) 346-354.
- Muguresan S. y Rajagopal K. 2010. Studies on the Behavior of Single and Groupof Geosynthetic Encased Stone Columns. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 136(1), 129-139.
- Muir Wood, D., Hu, W. and Nash, F.T. 2000. Group effects in stone column foundations: model tests. *Géotechnique*. 50 (6) 689-698.
- Murugesan S. and. Rajagopal K (2008), Shear Load Tests on Stone Columns With and Without Geosynthetic Encasement, *Geotechnical Testing Journal*. 32 (1) 1-10.
- Murugesan, S., Rajagopal, K., 2006. Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation. *Geotextiles and Geomembranes*. 24 (6) 349-358.
- Najjar, Shadi, S. et al. 2010. Effect of Sand Columns on the Undrained Load Response of Soft Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 136 (9) 1263-1277.
- Namir K.S., Moammad, M. M.m Al-Baiaty. S.E. 2013. Ordinary and encased Stone columns with two different relative densities. *Engineering and Technical journal* 31 (13) 2415-2432.
- Priebe, H.J. 1976. Abschätzung des Setzungsverhaltens eines. durch Stopverdichtung Verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik*. 53 (5) 160-162.
- Priebe, H.J. 1995. Design of vibro replacement. *Ground Engineering*. 28(10) 31-37.
- Pulko, B. and Majes, B. 2005. Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced with soil. In *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka*. 1401-1404.

- Pulko, B., Majes, B. & Logar, J. 2011. Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model. *Geotextiles and Geomembranes* 29(1) 29-39
- Raithel M, Kempfert H-G (2000) Calculation models for dan foundaitons with geotextile coated sand columns. Prc. International conference on Geotechnical & Geological Engineering Geo Eng 2000, Melbourne.
- Raithel M, Kempfert H-G and Kirchner, C. 2002. Geotextile- encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils. Proceedings of 7<sup>th</sup> International conference on geosynthetics. Nizza 1025-1028.
- Raithel, M., A. Kirchner, C. Schade and E. Leusink, 2005. Foundation of Construction on Very Soft Soils with Geotextile Encased Colunas- State of art. Proceedings of the Sessions of the Geo- Frontiers 2005 Congress.
- Rajagopal, K., Krishnaswamy,N.r., Madhavi Latha, G., 1999. Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextile and Geomembranes* 17, 171-184.
- Raju, V.R., Hari Krishna, R. y Wegner, R. 2004. Ground Improvement using Vibro Replacement in Asia 1994 to 2004- a 10 years Review. 5<sup>th</sup> International Conference on Ground Improvement Techniques, Kuala Lumpur.
- Rao, B. G., Reddy, K. M., and Kumar, P. H. 1997. Studies on groups of stone columns in soft calys. *Indian Geotechnical Journal*. 165-182.
- Robinson, R. G. 1997. Determination of Radial coefficient of consolidation by the infection point Method. *Geotechnique*. 47 (5) 1079-1081
- Roscoe K.H. and Burland J.B. 1968. On the generalized stress-strain behavior of wet clay, *Eng. Plasticity*, Cambridge Univ. Press, pp535-609.
- Roscoe K.H. and Schofield A.N. 1963. Mechanical behavior of an idealized wet caly, 2<sup>nd</sup> ECSMFE, Wiesbaaden, Vol.1m pp 47-54.
- Rowe. P. W. y Barden, L. 1966. A new consolidation cell. *Géotechnique*. 16 (2), 162-170.

- Sahshu, J. T., Reddy, Y. R. 2011. Clayey Soil reinforced with Stone Column Group: Model Test and Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1265-1274
- Schanz T., Vermeer P.A. and Bonnier P.G. 1999. The hardening soil model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in computational Geotechnics-10 Years of PLAXIS*. Balkema Rotterdam. 281-290.
- Sexton, B.G., McCabe, B. A., 2013. A method of modelling Stone column installation for use in conjunction with unit cells analyses. *International Conference on Installation Effects in Geotechnical Engineering, ICIEGE 2013; Rotterdam*. 226-232.
- Sharma, R.S., Kumar, B.R.P. and Ngenda, G. 2004. Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids. *Canadian Geotechnical Journal*. 41 (1) 187-192.
- Sivakumar, V., Glynn, D., Black, J. y McNeill, J. 2007. A laboratory model study of the performance of vibrated stone columns in soft clay. *17th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, 3*, 1545–1350.
- Sivakumar, V., McKelvey, D., Graham, J. y Hughes, D. 2004. Triaxial tests on model sand columns in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 299-312.
- Sivasithamparam, N., Karnstunen, M., Brinkgreve, R.B.J. and Bonnier, P.G. 2013. Comparison of two anisotropic creep models at element level. *Installation effects in Geotechnical Engineering- Hicks et al. (eds) Taylor and Francis Group, London*. 72-77.
- Six, V., Mroueh, H., Shahrour, I. and Bouassida, M. 2012. Numerical Analysis of Elastoplastic behavior of Stone Column foundation. *Geotechnical Geology Engineering* 30 813-825.
- Sridharan, A. and Prakash, K. 1997 The log  $d$ -log  $t$  method for the Determination of the coefficient of consolidation. *Geotechnique*. 125 (1) 27-32

- UNE 103 105: 1993. Determinación de la densidad mínima de una arena. Madrid, AENOR.
- UNE 103 106: 1993. Determinación de la densidad máxima de una arena por el método de apisonado. Madrid, AENOR.
- UNE 103 402. 1998. Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial. Madrid, AENOR.
- UNE 103 90: 2012. Calidad del suelo. Determinación de pH. Madrid, AENOR.
- Van Impe, W.F. y De Beer, E. 1983. Improvement of settlement behaviour of softy layers by means of stone columns. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 309-312.
- Van Impe, W.F., 1989. Soil improvements techniques and their evolution. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp 63- 66
- Weber, T.M. et al. 2010. Smear zone identification and soil properties around stone columns constructed in-flight in centrifuge model test. Géotechnique 60, No. 3, 197–212.
- Wehr, J., 2006 The undrained cohesion of the soil as criteiron for the solumn installation with a depth vibrator. In: Proceedings of the International Symposium on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Vibratory Compaction. TRANSVIB, Paris, pp. 157-162.
- Wheeler, S.,A., Näätänen, M. Karstunen, and M. Lojander. 2003. An anisotropic elasto-plastic model for soft clays. Canadian Geotechnical Journal 40, 403-418.
- Wu, C.S., Hong, Y.S. 2008. The behavior of laminated reinforced granular column. Geotextile and Geomembranes 26, 302-316.
- Wu, C.S., Hong, Y.S. 2009. Laboratory test on geosynthetic-encapsulated sand columns. Geotextile and Geomembranes 27, 107-120.

Yould, T., 1993. Factors controlling maximum and minimum densities of sands. In evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils, STP 523, pp.98-112. ASTM.

Zhang, Y.P., Li, T., Wang, Y., 2011. Theoretical solutions for foundations improved by geosynthetic-encased stone columns. *Geosynthetics International*, 18(1):12-20.

# APÉNDICES



APÉNDICE A  
INSTRUMENTACIÓN Y MEDIDAS



**TRANSDUCTOR DE PRESIÓN WF 17060**

Rango de presión	0 – 1000 kPa
Alimentación	10 v DC
Salida	100 mV F.S. $\pm$ 3mV
No Linealidad e Histéresis	Max $\pm$ 0.2% BSL
Repetibilidad	< 0.25%F.S.
Precisión	$\pm$ 0.1kPa
Rango con compensación térmica	+10°C – +40°C
Error por temperatura	Max $\pm$ 0.5%
Tamaño de Rosca	¼ BSP

A continuación a modo de ejemplo se muestran los programas de toma de datos para la geometría N=4 el resto están recogidas en el CD adjunto.

## PROGRAMA DATALOGGER 1 GEOMETRÍA N=4

### RAD N4 DT1

**BEGIN**"JOB1"

CATTN

RS1S

**END**

**BEGIN**"RAN25DT1"

CATTN

*'Spans and polynomial declarations*

Y1=-6.9276,-0.0993"kPa"

Y2=-403.9,0.0979"kPa"

Y3=2.7659,0.0995"kPa"

Y4=-0.3801,0.00997"kPa"

Y5=143.48,0.1039"kPa"

Y6=13.427,0.0995"kPa"

Y7=-45.914,0.0864"kPa"

Y8=-3.0842,0.0999"kPa"

Y9=405.53,0.1024"kPa"

Y10=-1.3937,0.0994"kPa"

*'Parameter declarations*

P31=3

*'Global declarations*

RS1S

*'main schedule definitions*

**1CV**=0

**2CV**=0

*'schedule definition*

RA"lectura" LOGONA GA

ALARM1(3ST("Horas")>9.)AND

ALARM1(2ST("Minutos")>45.)AND

ALARM1(1ST("Segundos")>0.){[GB GC]}

ALARM10(**1CV**>1.){[HA]}

*'schedule definition*

RB"lectb"500T LOGONB HB

**1CV**("Contador")=**1CV**+1

VI

```

ALARM2(1CV><1200.,1500.){[RB1S]}
ALARM3(1CV><1500.,1508.){[RB15S]}
ALARM4(1CV><1508.,1514.){[RB30S]}
ALARM5(1CV>1514.){[HB]}
1BGV(4W,Y1,"inters r=53",V10000)
2BGV(4W,Y2,"total r=58",V10000)
3BGV(4W,Y3,"inters r=58",V10000)
4BGV(4W,Y4,"inters r=69",V10000)
5BGV(4W,Y5,"total r=69",V10000)
6BGV(4W,Y6,"inters r=84.5",V10000)
7BGV(4W,Y7,"total r=76",V10000)
8BGV(4W,Y8,"inters r=76",V10000)
9BGV(4W,Y9,"total r=115",V10000)
10BGV(4W,Y10,"inters r=115",V10000)
T("tiempo")
'schedule definition
RC"lectc"1M LOGONC HC
2CV("Contador")=2CV+1
ALARM6(2CV>30.){[RC5M]}
1BGV(4W,Y1,"inters r=53",V10000)
2BGV(4W,Y2,"total r=58",V10000)
3BGV(4W,Y3,"inters r=58",V10000)
4BGV(4W,Y4,"inters r=69",V10000)
5BGV(4W,Y5,"total r=69",V10000)
6BGV(4W,Y6,"inters r=84.5",V10000)
7BGV(4W,Y7,"total r=76",V10000)
8BGV(4W,Y8,"inters r=76",V10000)
9BGV(4W,Y9,"total r=115",V10000)
10BGV(4W,Y10,"inters r=115",V10000)
T("Tiempo")
END

```

## PROGRAMA DATALOGGER 2 GEOMETRÍA N=4

### **RADIAL DT2**

```

JOB=RADDT2
BEGIN"RADDT2"
CATTN
'Spans and polynomial declarations

```

Y1=-6.794,0.0996"kPa"

Y2=22.4,0.387"mmE-2"

Y5=-5.372,0.0995"kPa"

Y6=-20.873,0.005,-0.00000005"k"

Y7=77.112,0.0092,0.0000001"k"

Y8=25.469,0.0053,-0.00000008"k"

'Thermistor declarations

'Switches declarations

'Parameter declarations

P31=3

'Global declarations

RS1S

'main schedule definitions

1CV=0

2CV=0

3CV=0

'schedule definition

RA"lectura" LOGONA GA

ALARM1(3ST("Horas")>13.)AND

ALARM1(2ST("Minutos")>34.)AND

ALARM1(1ST("Segundos")>0.){[GB GC]}

ALARM10(1CV>1.){[HA]}

'schedule definition

RB"lect\_b"500T LOGONB HB

1CV("Contador")=1CV+1

ALARM2(1CV><1200.,1500.){[RB1S]}

ALARM3(1CV><1500.,1508.){[RB15S]}

ALARM4(1CV><1508.,1514.){[RB30S]}

ALARM5(1CV>1514.){[HB]}

1BGV(4W,Y1,"Pr.Entrada",V10000)

2BGV(4W,Y2,"LVDT",V10000)

5BGV(4W,Y5,"central",V10000)

6BGV(4W,Y6,"columna2309",V10000)

7BGV(4W,Y7,"columna2310",V10000)

8BGV(4W,Y8,"columna2311",V10000)

T("tiempo")

'schedule definition

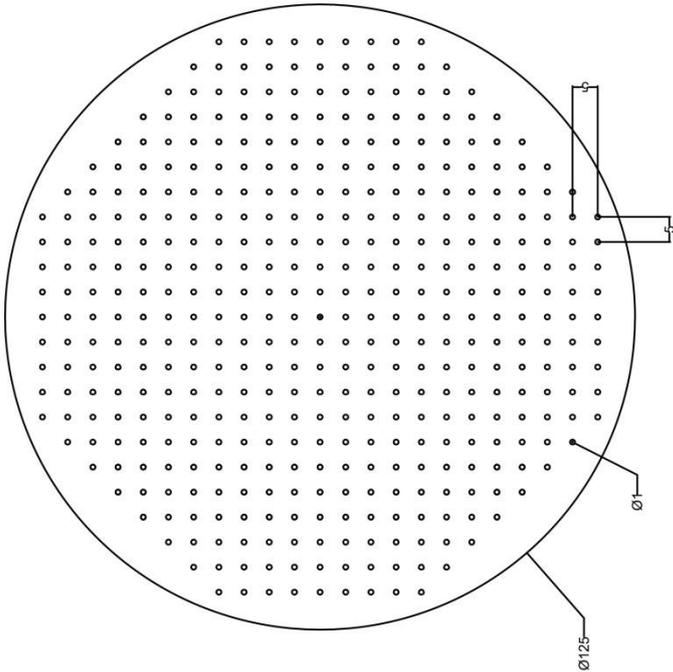
RC"lect\_c"1M LOGONC HC

2CV("Contador")=2CV+1

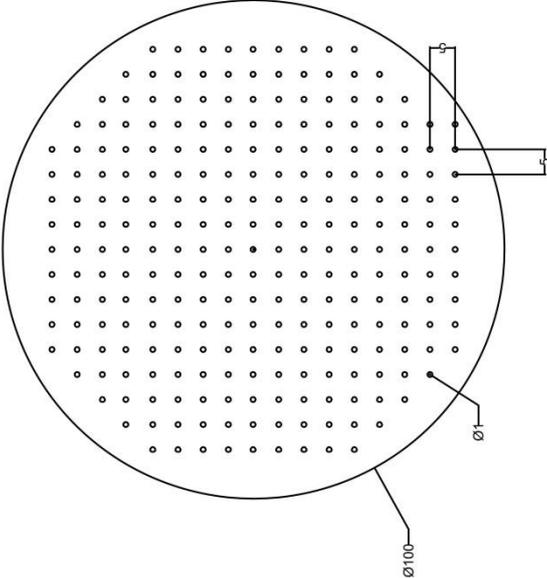
```
ALARM6(2CV>30.){[RC5M]}
1BGV(4W,Y1,"Pr.Entrada",V10000)
2BGV(4W,Y2,"LVDT",V10000)
5BGV(4W,Y5,"central",V10000)
6BGV(4W,Y6,"columna2309",V10000)
7BGV(4W,Y7,"columna2310",V10000)
8BGV(4W,Y8,"columna2311",V10000)
T("tiempo")
'schedule definition
RD"lect_c"1S LOGOND HD
3CV=3CV+1
ALARMR7(3CV>1.){[HD]}
1BGV(4W,Y1,"Pr.Entrada",V10000)
2BGV(4W,Y2,"LVDT",V10000)
5BGV(4W,Y5,"central",V10000)
6BGV(4W,Y6,"c2309",V10000)
7BGV(4W,Y7,"c2310",V10000)
8BGV(4W,Y8,"c2311")
END
'end of program file
```



Placas de reparto de carga

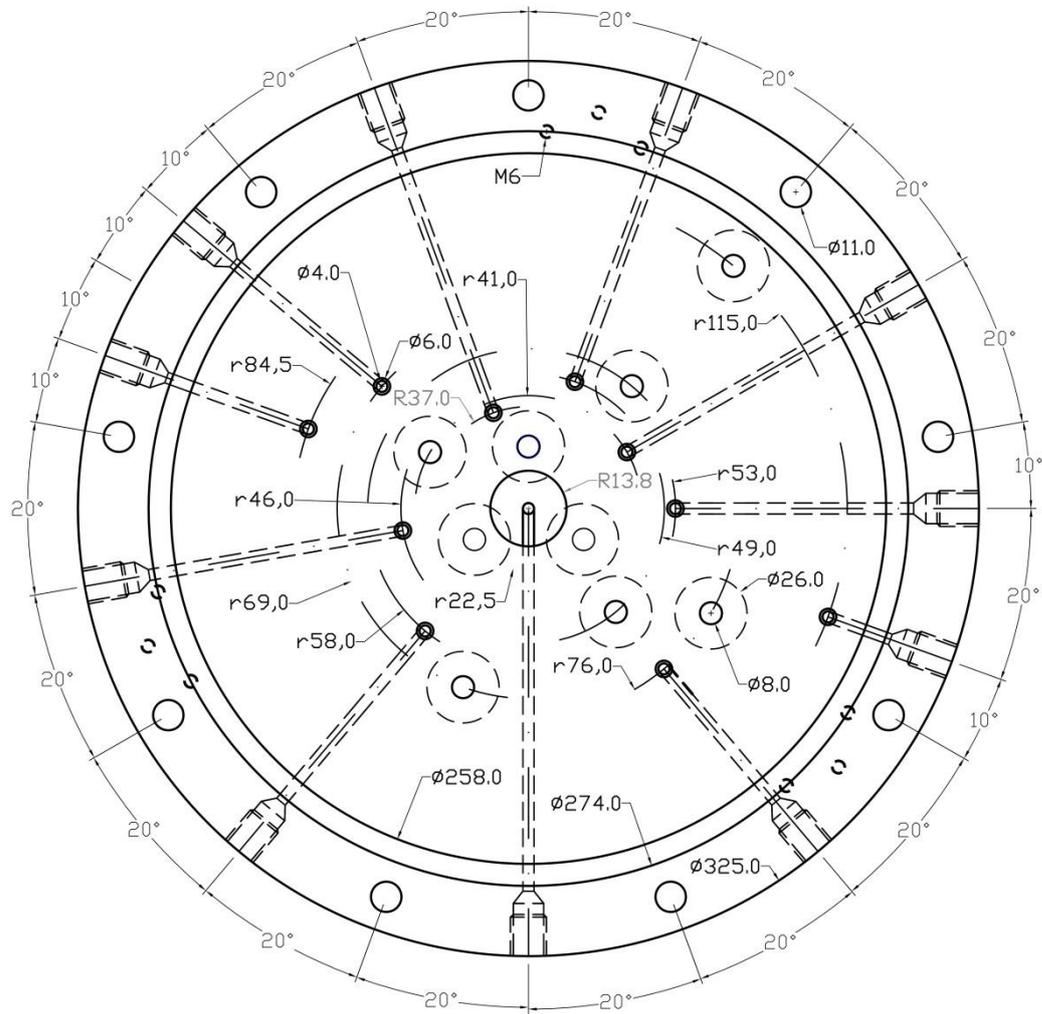


Cotas en mm



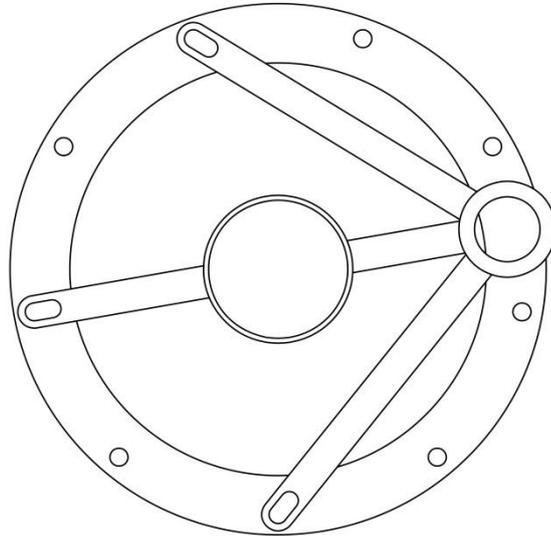
Espesor 1mm

## Base instrumentada



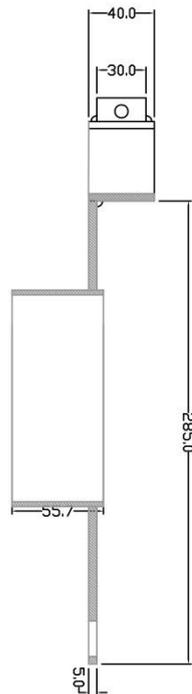
# Equipo de centrado

Colocación durante el ensayo en la célula Rowe



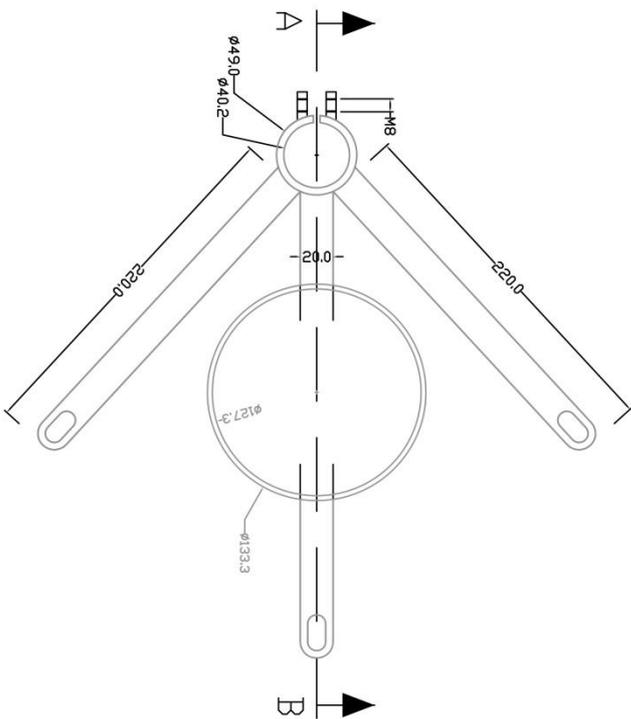
SopORTE para el hincado. Acero

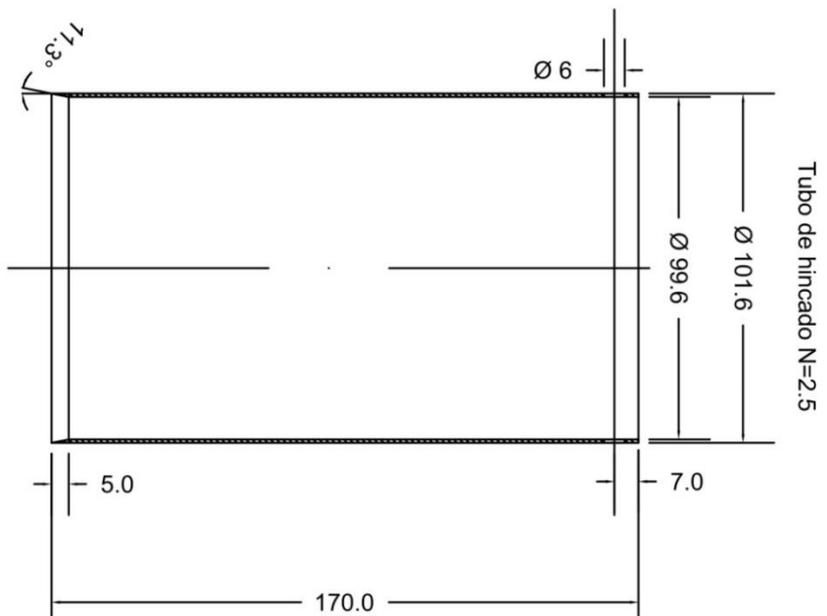
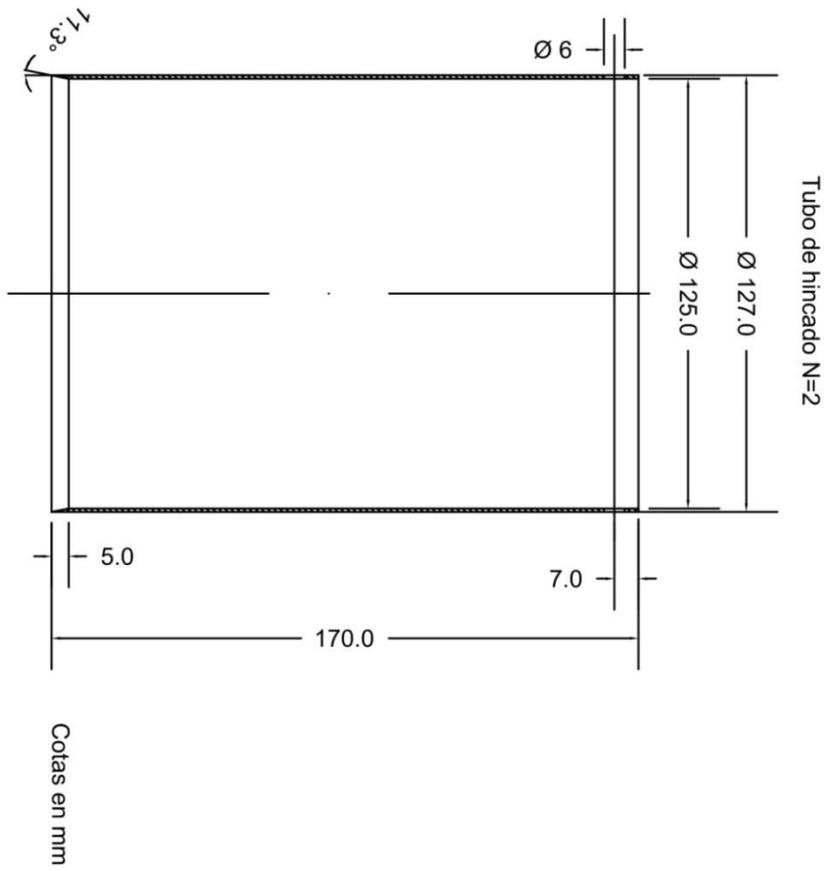
Corte A-B



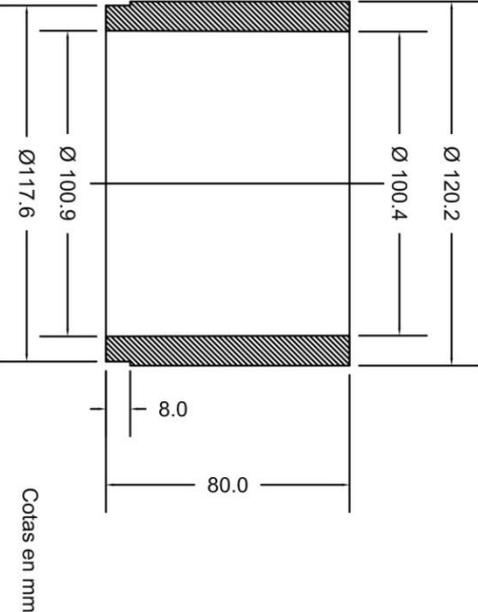
Planta

Cotas en mm

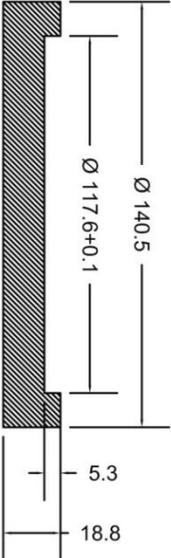




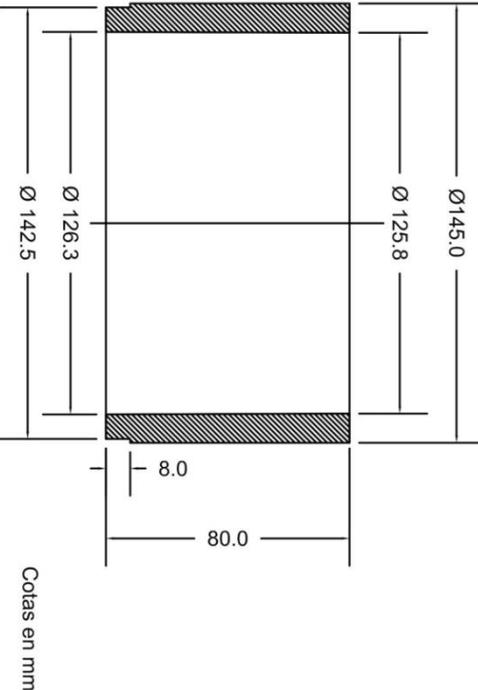
Molde nylon N=2.5



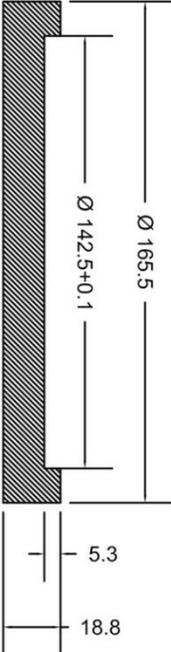
Tapa de Acero N=2.5



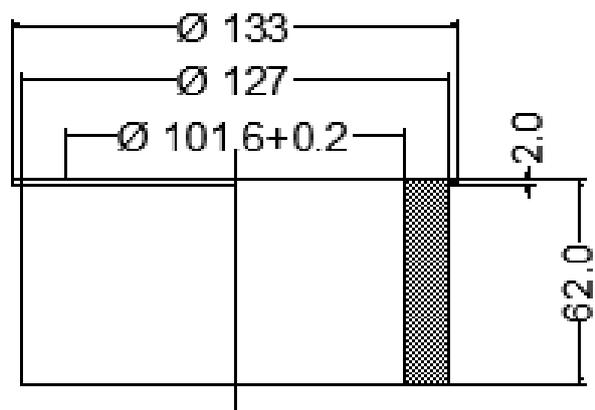
Molde nylon N=2



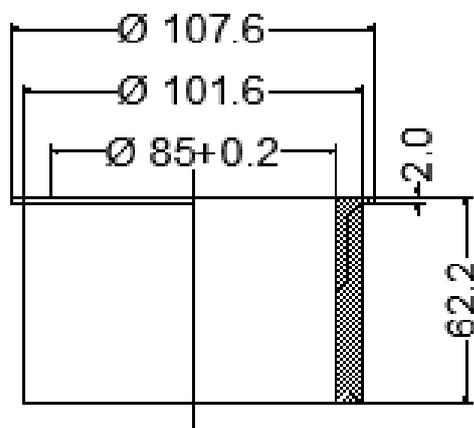
Tapa de Acero N=2



## Adaptadores para hincado



Cotas en mm



APÉNDICE B  
ENSAYOS COLUMNAS DE GRAVA



Las medidas registradas en cada uno de los ensayos realizados se encuentran recogidas en el CD que se adjunta.



APÉNDICE C  
PROPIEDADES DE LOS GEOTEXTILES



la certificación emitida por el British Board Agreement para el geotextil 1 se presenta en el CD adjunto así como las especificaciones del pegamento completas.

Pegamento especificaciones







APÉNDICE D  
ENSAYOS COLUMNAS ENSACADAS



Las medidas registradas en cada uno de los ensayos realizados se encuentran recogidas en el CD que se adjunta



APÉNDICE E  
FOTOGRAFICO



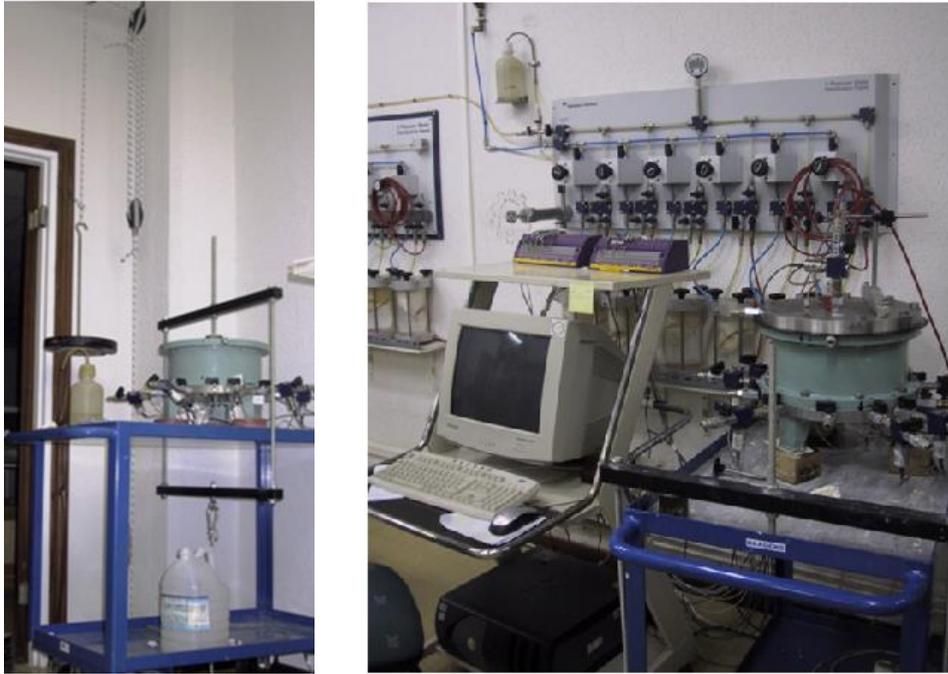
## Ensayos célula Rowe



**Figura 1. Calibración de los sensores de presión total de la columna**



**Figura 2. Caolín antes de consolidar**



**Figura 3. Consolidación del caolín. Sistema de poleas y de aire-agua**



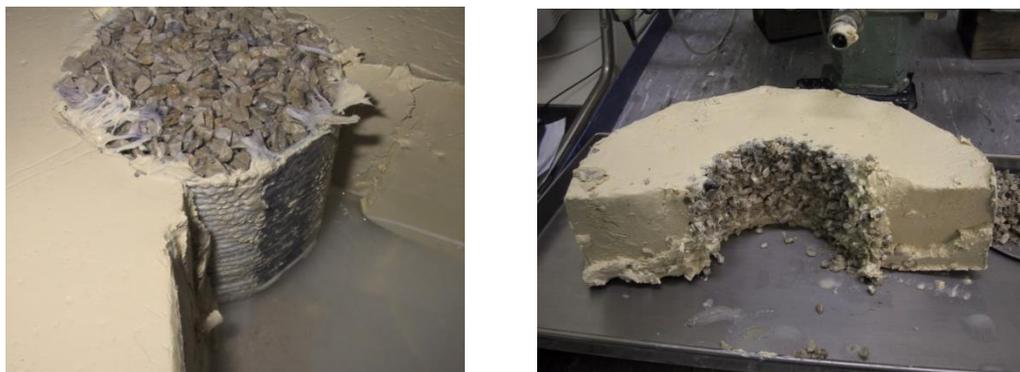
**Figura 4. Sistema de hincado**



**Figura 5. Orificio, columna y colocación.**



**Figura 6 . Columan colocada antes de comenzar el ensayo**



**Figura 7. final del ensayo columnas ensacadas y sin ensacar**



**Figura 8. Extracción y montaje de la probeta de grava para ensayo triaxial**