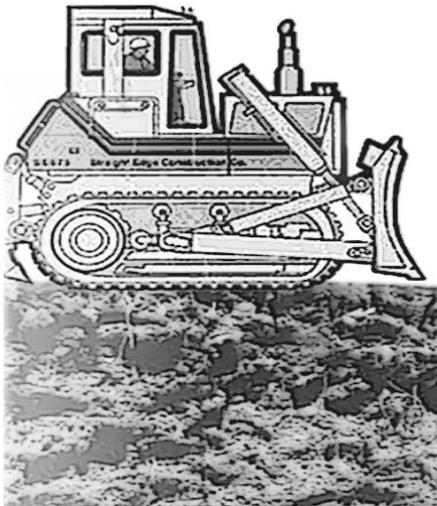


Comportamiento resiliente de suelos fino granulares



Julián Vidal Valencia

Ingeniero Civil, Universidad EAFIT, Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones, EAFIT. Coordinador del Laboratorio de suelos, Concretos y Pavimentos y Jefe del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad EAFIT.
jvidal@eafit.edu.co

Rodrigo Iván Osorio Mora

Profesor titular de la Universidad EAFIT.
Ingeniero Constructor en suelos y Cimentaciones.
riosorio@eafit.edu.co

Recepción: 22 de agosto de 2005 | Aceptación: 20 de febrero de 2006

Resumen

En el presente trabajo se determinó el módulo resiliente para dos tipos de suelos (CL y MH), útiles como materiales de subrasante. Se ensayaron muestras en estado natural y compactadas, a las cuales se les varió el estado de humedad con el fin de determinar la variabilidad del módulo resiliente y la deformación bajo cargas cíclicas, impartidas por un pistón servo controlado de un equipo triaxial cíclico. Se aplicó la metodología de ensayo prevista en la norma del Instituto de Vías INV E 156 y en ocasiones se trabajó con esfuerzos de confinamiento de cero para conocer la respuesta del suelo en un estado crítico. Se realizaron también ensayos para determinar las propiedades físicas y mecánicas estáticas. En estas últimas se verificó lo colapsable del suelo, haciendo un ensayo de compresión simple en estado de humedad natural y otro con la muestra saturada, encontrando que en el suelo limoso en estado saturado, la resistencia a la compresión fue 10 veces menor. En cuanto al módulo resiliente, se observó que el suelo limoso presenta un alto módulo resiliente y el suelo arcilloso un intervalo más amplio de dicho valor, pero en ambos casos se presenta una buena calidad del material como uso de subrasante, sea en estado natural o compactado, con humedad natural o saturado al 100%.

Palabras Clave

Módulo resiliente
Subrasante triaxial cíclico
suelos finogranulares

Resilient behavior of fine grain soils

Abstract

This work determined the resilient modulus for two types of soils (CL and MH), which are useful as sub-grade material. Samples in natural and compact state were tested, in order to determine the variation on the resilient modulus and the deformation under cyclic loads, applied by a servo controlled piston on a cyclic tri-axial chamber with different water contents. The Instituto Nacional de Vías INV E 156 standard was used and sometimes no lateral stress was applied in order to study the response of the soil on a critical state. Tests to determine the physical and static mechanical properties were also performed. With the last ones the collapsibility of the soil was determined, using a simple compression test on a sample with natural water content and another on saturated state, resulting on a 10 times drop of the shear strength on the saturated sample, on a silty soil. The resilient modulus of the silty soil showed high values and a wider range was found on clayey soil, but in both cases the material showed good properties for its use as sub-grade material, in both natural and compact states with natural water content or 100% saturation.

Key words

Resilient modulus

Sub-grade

Cyclic tri-axial

Fine-grain soil

Introducción



El diseño de pavimentos por métodos empírico mecanistas involucra parámetros que de alguna manera afectan el dimensionamiento de las capas capas de la estructura del pavimento, dentro de los cuales cabe destacar: el medio ambiente (temperatura, precipitación y humedad), espectros de carga y propiedades mecánicas de los materiales bajo sollicitaciones dinámicas y cíclicas, tal como se trabaja en la guía de diseño AASHTO 2002 y en el CSIR de Sur África, entre otros.

Relacionar las propiedades mecánicas, tales como el módulo dinámico y la relación de Poisson en un método de diseño, origina un aporte hacia la objetividad del diseño, la economía y la durabilidad. Un efecto que es claro ante este hecho es: un material con mayor módulo dinámico y menor relación de Poisson, representa un menor espesor de capa. Algunos métodos tradicionales han empleado las propiedades mecánicas sólo con

finas de control de calidad, en los que se especifica que un material debe tener un valor mayor o igual, pero dicho valor no se involucra en el algoritmo de diseño.

La determinación de dichas propiedades dinámicas de los materiales, requiere de equipos que logren simular las cargas de los vehículos, lo que los hace muy costosos; más aún, podríamos pensar en realizar ensayos a escala real, para lo cual se utilizan las pistas de pruebas o vehículos simuladores, los cuales tienen un alto costo.

En el presente trabajo se determina el módulo resiliente de suelos finogranulares presentes en el Valle de Aburrá, sobre los cuales se han previsto obras de importancia aún sin ejecutar y se hace un pequeño tratado sobre esta propiedad.

Obedece entonces a la ingeniería acoger las nuevas metodologías de diseño en pro de un beneficio para las obras de infraestructura, como los pavimentos.

1. Conceptualización

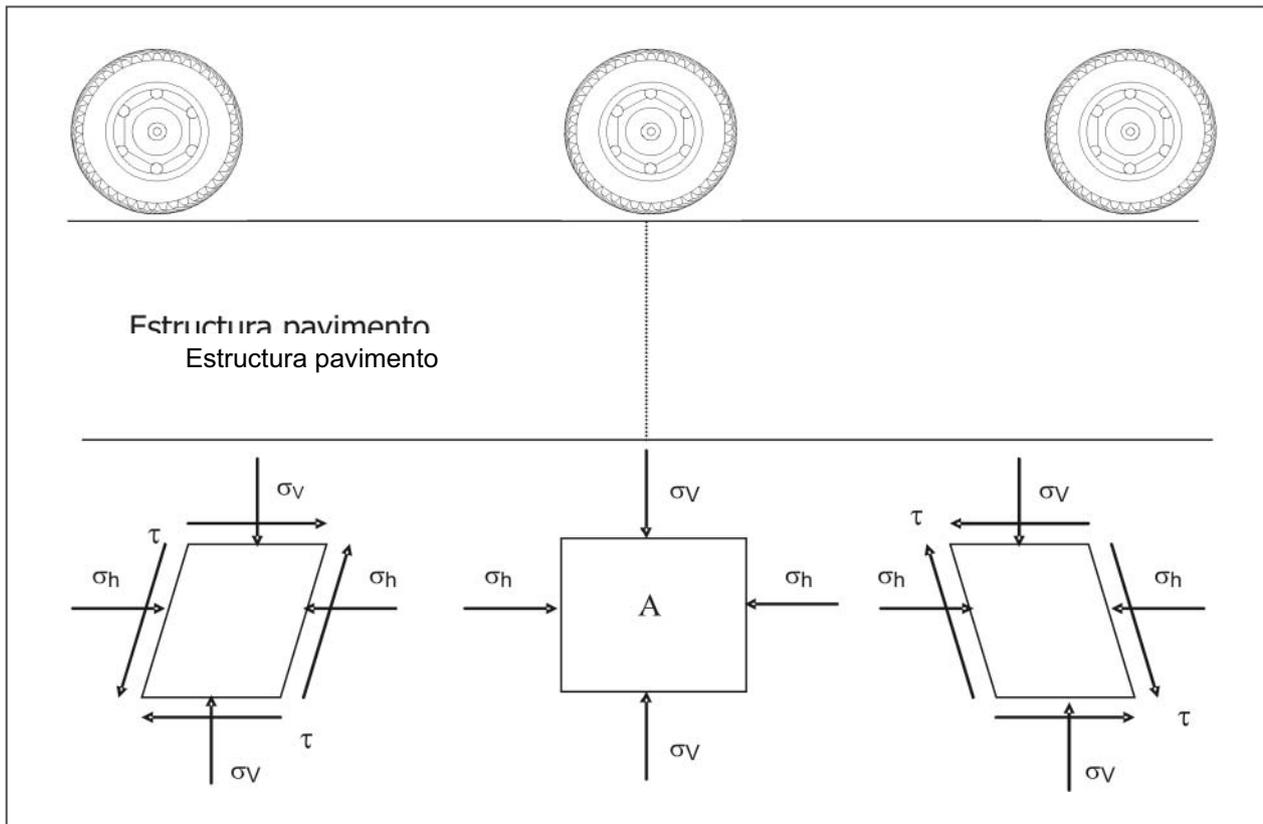
1.1 Las Cargas

Las cargas que imparten los vehículos sobre las estructura de un pavimento, deben llegar a la subrasante, minimizadas de acuerdo con la capacidad estructural que esta tenga.

Las cargas de los vehículos son de tipo dinámico y cíclico, además varían en intensidad, frecuencia y duración. La complejidad de éstas generan un

estado de esfuerzos en un punto del suelo de subrasante de gran interés, al estar el vehículo en movimiento, tal como se representa en la Figura 1. Para el caso de la rueda en posición a la derecha, los esfuerzos cortantes son diferentes de cero y, en sentido contrario, al caso de la rueda en posición a la izquierda, los esfuerzos verticales y horizontales en ambos casos son menores en la situación en que la rueda está encima del punto A, donde los esfuerzos verticales y horizontales son máximos y los cortantes son cero.

Figura 1. Estado de esfuerzos en la subrasante originados por una carga en movimiento



Durante este proceso de carga, el suelo presenta una deformación total equivalente a la carga soportada, una deformación permanente y una recuperada; esta última expresada unitariamente (ϵ_r), se utiliza en la determinación del módulo resiliente en pruebas de laboratorio, al relacionarla con el esfuerzo desviador (σ_d), tal como se presenta en la ecuación 1.

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

1.2 Modelos empleados

1.2.1 Modelo Bilineal

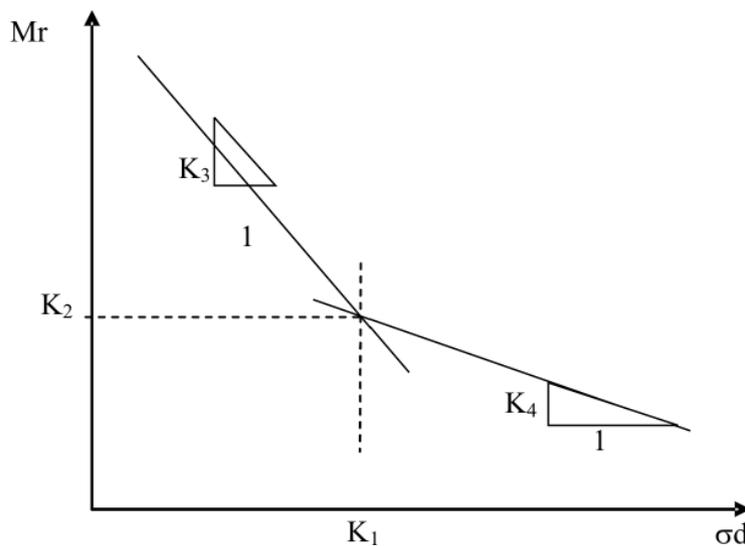
Este modelo fue desarrollado por Thompson y Robnett en 1976, quienes proponen la siguiente relación constitutiva expresada en las ecuaciones 2 y 3.

$$Mr = K_1 + K_2 \sigma_d, \text{ cuando } \sigma_d < \sigma_{dt} \quad (2)$$

$$Mr = K_3 + K_4 \sigma_d, \text{ cuando } \sigma_d > \sigma_{dt} \quad (3)$$

En la Figura 2 se detalla el modelo.

Figura 2. Modelo bilineal propuesto por Thompson y Robnett



K_1 , K_2 , K_3 y K_4 dependen del tipo de suelo y su estado geomecánico. K_1 y K_2 corresponden a la abscisa y la ordenada del punto de intersección de las rectas que configuran el punto de quiebre. K_3 y K_4 corresponden a las pendientes de cada una de las líneas rectas que constituyen el modelo.

En el año 1979, se recomendó emplear el modelo que se expresa en las ecuaciones 4 y 5.

$$Mr = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d), \text{ para } K_1 \geq \sigma_d \quad (4)$$

$$Mr = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1), \text{ para } K_1 < \sigma_d \quad (5)$$

1.2.2 Modelo de Energía (Power Model)

Este modelo se expresa mediante la ecuación 6

$$Mr = K \sigma_d^n \quad (6)$$

En donde K y n son parámetros dependientes del tipo de suelo y del estado físico (n es usualmente negativo).

Moossazadeh y Witczak (1981) adoptaron este modelo y obtuvieron buenos resultados en tres suelos finogranulares de San Diego, Illinois y Maryland; con un rango de $K = 0$ hasta $K = 200$ y $n = -1.0$ hasta $n = 0$, para el módulo resiliente (ksi) y el esfuerzo desviador (psi). Pezo *et al.* (1991) utilizaron este modelo y obtuvieron un rango de $K = 6000$ hasta $K = 55000$ y $n = -0.34$ hasta $n = -0.04$ para suelos de Austin, para el Modulo Resiliente (psi) y el esfuerzo desviador (psi). Además, Brown *et al.* (1975) y Brown (1979) propusieron un modelo similar, pero considerando el esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_3) para suelos saturados sobreconsolidados, tal como se presenta en la ecuación 7:

$$Mr = \frac{K + n \sigma_d}{\sigma_d} \quad (7)$$

2. Método aplicado y equipo empleado

2.1 Método aplicado

El procedimiento para la determinación del módulo resiliente de suelos fino granulares corresponde al especificado en la norma INV E 156, en el que se especifica una secuencia de esfuerzos de confinamiento y de esfuerzos desviadores tal como se presenta en la Tabla 1. Para cada presión de confinamiento existe una serie de valores de esfuerzos desviadores, los cuales se aplican 200 veces mediante una carga senosoidal media, con un tiempo de aplicación de carga de 0.1 s y un periodo de 1 s, por lo que se concluye que el ensayo consta de 3000 ciclos. Antes de iniciar el ensayo se hace necesario aplicar 1000 ciclos con una presión de confinamiento y esfuerzo desviador determinado; generalmente la presión de confinamiento más alta y un esfuerzo desviador medio, con el fin de atacar el fenómeno de tixotropía.

En algunos ensayos se adicionaron presiones de confinamiento (0 kPa y 100 kPa) y se utilizaron los esfuerzos sugeridos por la norma INV E 156. Esto con el fin de evidenciar la variación del módulo resiliente.

2.2 Equipo empleado

Se empleó un triaxial cíclico capaz de aplicar cargas servocontroladas de tipo sinusoidal media, con duración de carga, tiempo de relajación, número de ciclos, presión de confinamiento y esfuerzos desviadores definidos por el usuario o por medio de plantillas predefinidas. Este equipo está dotado de instrumentación eléctrica para deformación, carga y presión de confinamiento. En la Fotografía 1 se presenta una imagen del equipo utilizado, y en la Tabla 1, una de las secuencias utilizadas.

Fotografía 1. Equipo triaxial Cíclico GCTS



Tabla 1. Secuencia INV E 156

Combinación de esfuerzos	Presión de confinamiento (kPa)	Esfuerzo desviador nominal (kPa)				
		13,8	27,6	41,4	55,2	68,9
Primera	41,4	13,8	27,6	41,4	55,2	68,9
Segunda	27,6	13,8	27,6	41,4	55,2	68,9
Tercera	13,8	13,8	27,6	41,4	55,2	68,9

3. Muestras de ensayo

Se eligieron dos puntos para el estudio del Valle de Aburra, donde hay previstas obras de importancia aún sin ejecutar. Se tomaron muestras de tipo inalterado y alterado. Las inalteradas se ensayaron en condiciones de humedad natural y algunas al 100% de saturación. Las muestras alteradas se utilizaron para elaborar curvas de compactación y cada punto útil de la curva se utilizó para realizar el ensayo de módulo resiliente.

En las tablas 2 y 3 se presentan los resultados de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos ensayados.

Tabla 2. Propiedades de los suelos utilizados

Clasificación		CBR		Expansión total (%)	q_u kgf/cm ²	Arena %	Limo %	Arcilla %
USCS	AASHTO	Natural	Saturado					
MH		21	11	0.2				
MH		11	6	1.1				
MH		28	2	0.5				
MH	A-7-5	43	31	0.4	6.7	3.4	63.2	33.4
MH	A-7-5	34	20	1.6	10.5	13.5	48.5	38
CL		5	7	0.3				
CL	A-7-6	8	5	0.3	0.8	23.5	48	28.6

Tabla 3. Propiedades de los suelos utilizados

Muestra	Descripción	Localización	Gs	ω	S	γ	Tipo
				(%)	(%)	(kN/m ³)	Muestra
A14M5	Arcilla gris	Cl30 con 73	2.66	17.7	88.7	17.07	Inalterada
A22M5	Arcilla gris	Cl30 con 69	2.65	22.8	100.0	16.39	Inalterada
A28M4	Arcilla gris	Cl30 con AGA	2.73	26.2	100.0	15.62	Inalterada
A30M6	Arcilla gris	Cl30 con 55	2.66	24.7	88.1	14.96	Inalterada
A33M4	Arcilla gris	Cl30 con 54A	2.65	27.1	97.1	14.94	Inalterada
A39M6	Arcilla gris	Cl30 con 49	2.66	20.6	91.9	16.36	Inalterada
ROM6	Lodo Arcilloso	Centro La Moda	*	*	*	12.55	Inalterada
643 Mr 1	Limo	Loma Bernal	2.69	25.9	97.7	19.37	Inalterada
643 Mr 2	Limo	Loma Bernal	2.69	29.7	100.0	14.90	Inalterada
643 Mr 3	Limo	Loma Bernal	2.69	25.1	88.5	15.30	Inalterada
1	Limo	Loma Bernal	2.69	19.6	76.4	15.63	P. Modificado
2	Limo	Loma Bernal	2.69	23.8	94.6	15.72	P. Modificado
3	Limo	Loma Bernal	2.69	27.4	99.7	15.17	P. Modificado
4	Limo	Loma Bernal	2.69	19.6	73.4	15.37	P. Modificado
5	Limo	Loma Bernal	2.69	26.0	80.0	15.22	P. Modificado
6	Arcilla gris	Centro La Moda	2.56	17.1	75.2	15.86	P. Modificado
7	Arcilla gris	Centro La Moda	2.56	20.2	85.8	15.67	P. Modificado
8	Arcilla gris	Centro La Moda	2.56	24.0	96.0	15.30	P. Modificado
9	Arcilla gris	Centro La Moda	2.56	29.5	100.0	14.38	P. Modificado
10	Limo	Loma Bernal	2.69	18.3	62.7	15.10	Inalterada
11	Limo	Loma Bernal	2.69	16.9	60.4	15.30	Inalterada
12	Limo	Loma Bernal	2.69	27.7	0.0	19.16	Inalterada
13	Limo	Loma Bernal	2.69	27.7	0.0	19.36	Inalterada
14	Limo	Loma Bernal	2.69	27.7	100.0	15.74	Inalterada
15	Limo	Loma Bernal	2.69	27.7	99.9	15.11	Inalterada
16	Limo	Loma Bernal	2.69	23.4	91.5	15.63	Inalterada
17	Limo	Loma Bernal	2.69	24.6	85.1	14.84	Inalterada

4. Resultados

4.1 Factores que afectan el módulo resiliente

Se presentan los factores como una fase de los resultados, pues algunos de estos fueron comprobados en el laboratorio.

4.1.1 Número de repeticiones de carga

En las figuras 3 y 4 se presentan el cambio de la deformación y el módulo resiliente, respecto al número de ciclos de carga.

4.1.2 Esfuerzo desviador

Durante el ensayo, a medida que se incrementa el esfuerzo desviador, el módulo resiliente decrece rápidamente, sin embargo la variación no es muy considerable a valores iguales o mayores a 40 kPa. Para nuestro caso, se evidencia en los ensayos realizados que dicho valor es del orden de los 25 kPa. Se presenta en la Figura 5 un ensayo realizado sobre una muestra inalterada de suelo limoso.

Figura 3. Deformación unitaria con el número de ciclos

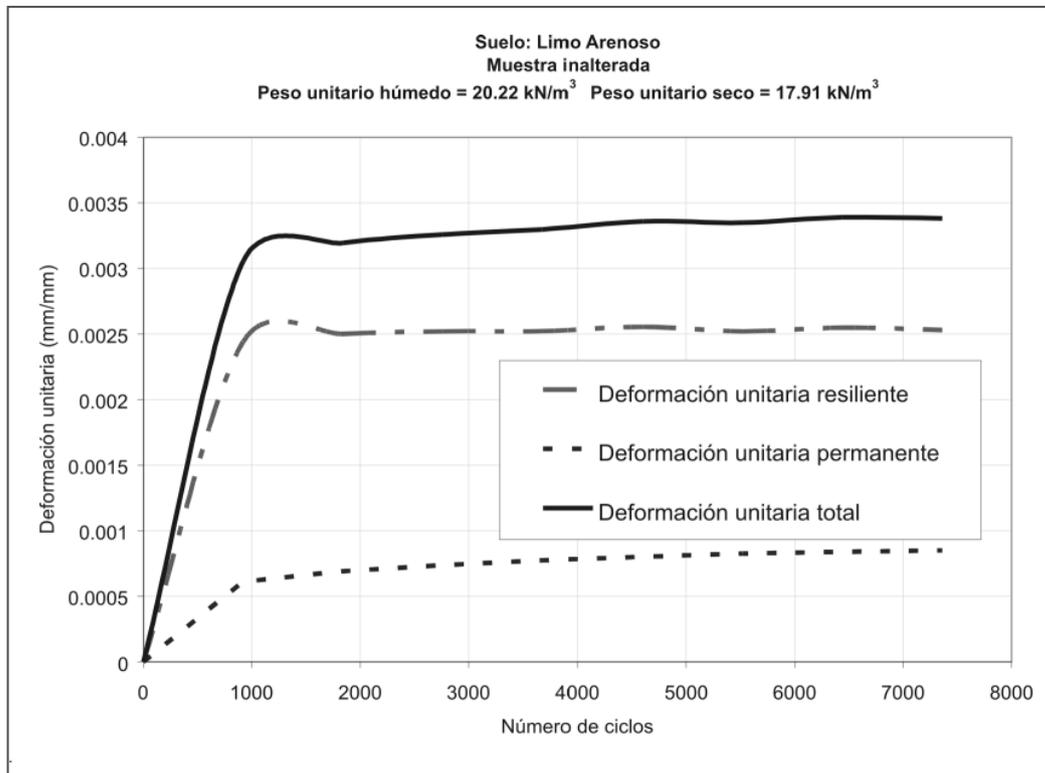


Figura 4. Efecto del número de ciclos en el módulo resiliente (comportamiento típico)

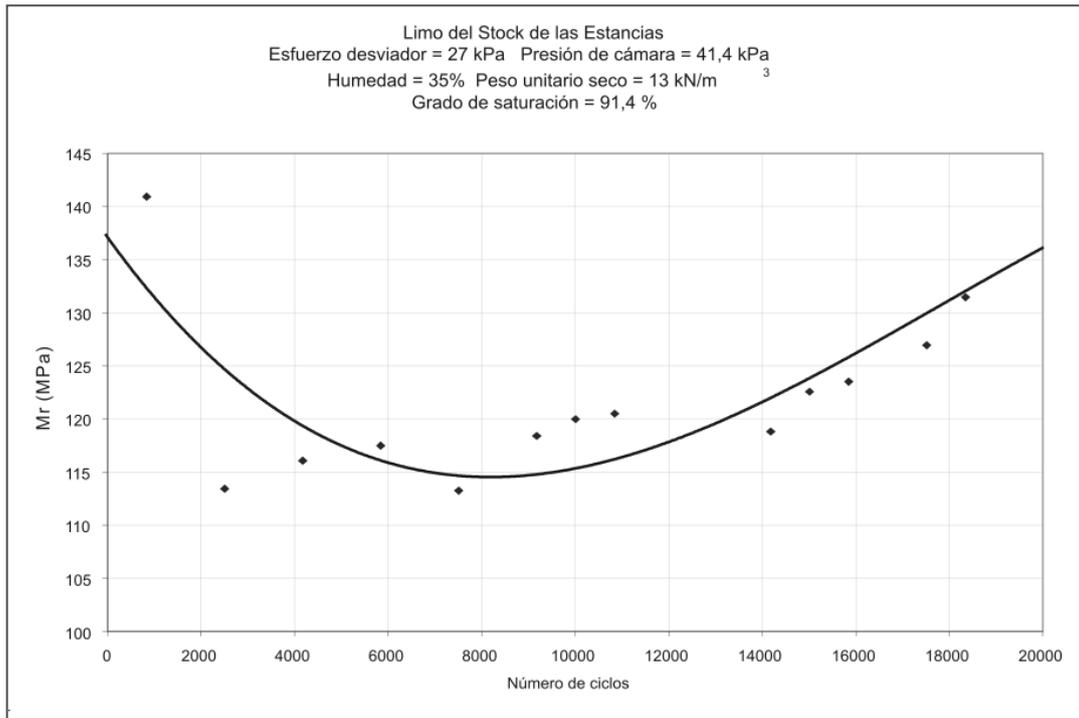
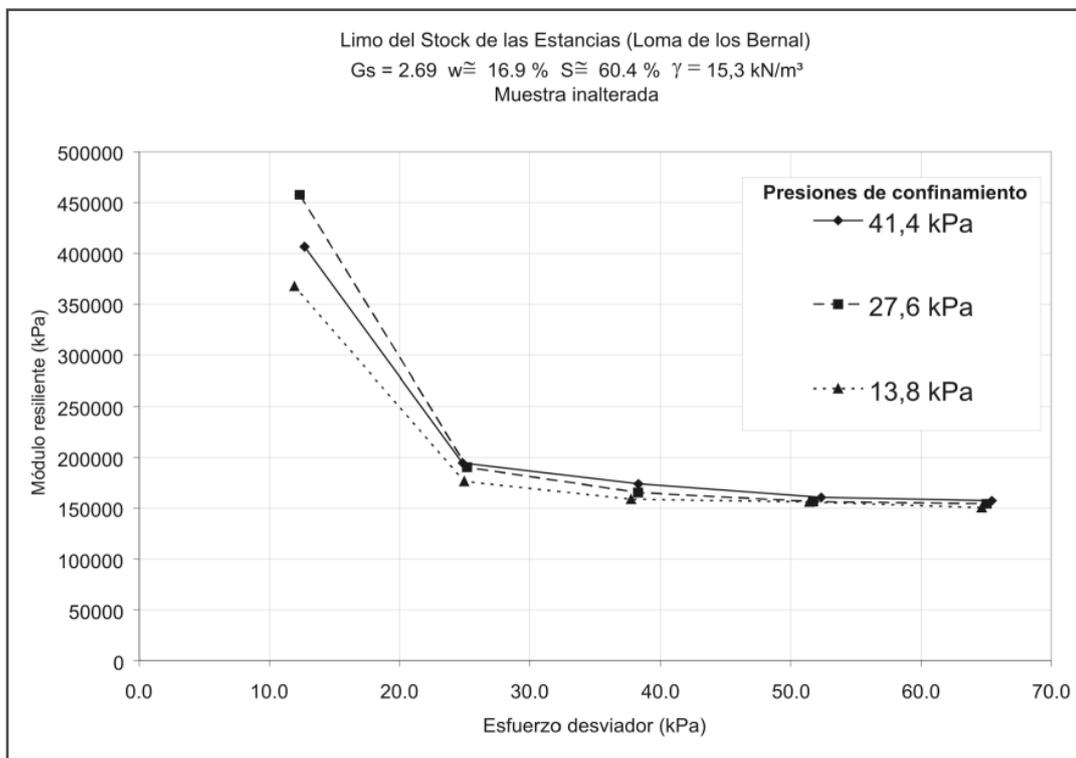


Figura 5. Comportamiento típico del módulo resiliente con el esfuerzo desviador y la presión de confinamiento



4.1.4 Grados de saturación

En la mecánica de suelos se ha demostrado ampliamente que ensayos realizados sobre muestras de suelos inalteradas y compactadas en estado de humedad natural y sometidas a saturación, el valor de la resistencia al corte es mucho menor en las muestras saturadas. En la Figura 6 se presenta la variación del módulo resiliente al aumentar el grado de saturación.

4.1.4 Peso unitario

En la medida que crece el peso unitario de los suelos, el módulo resiliente aumenta, debido a que la compresibilidad disminuye con el crecimiento del peso unitario, y la rigidez aumenta. Lo anterior hace evidente que suelos más rígidos tengan M_r altos, pues en estos la deformación permanente es baja y por ende la deformación resiliente también. Cuando se estudia el efecto del peso unitario seco, se debe tener presente el comportamiento por efecto de la humedad. En la Figura 7 se presentan el resultado sobre una muestra compactada con la energía Proctor Modificado, sobre una arcilla de baja compresibilidad.

Figura 6. Efecto de la saturación en el valor del módulo resiliente

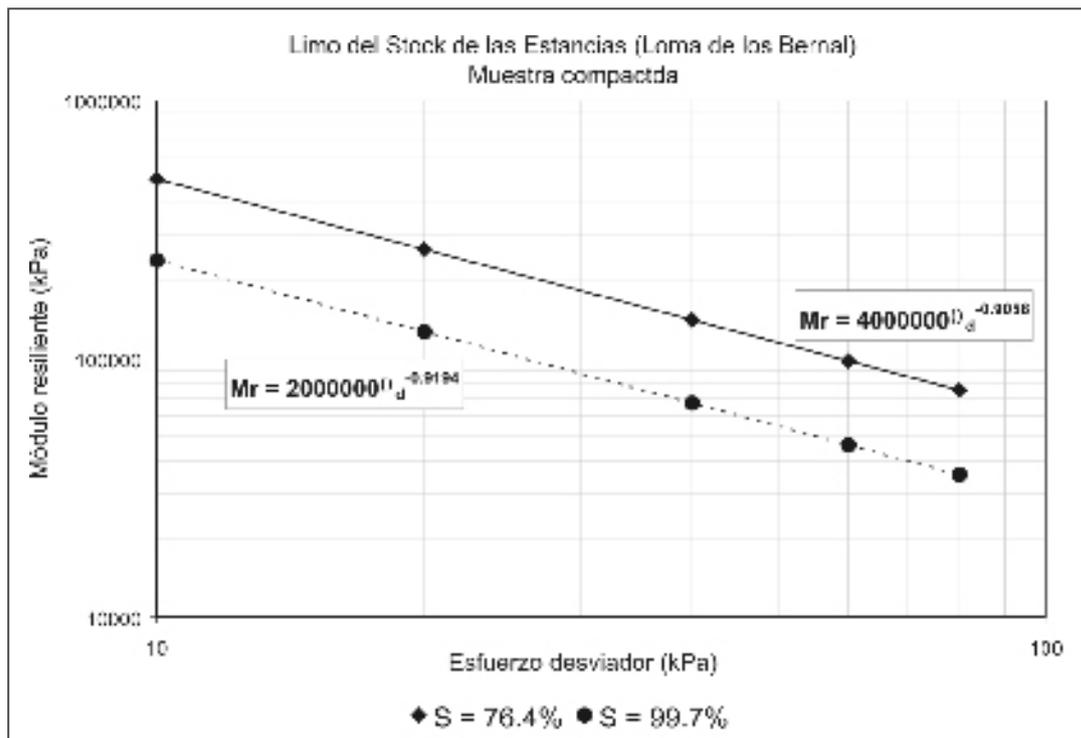
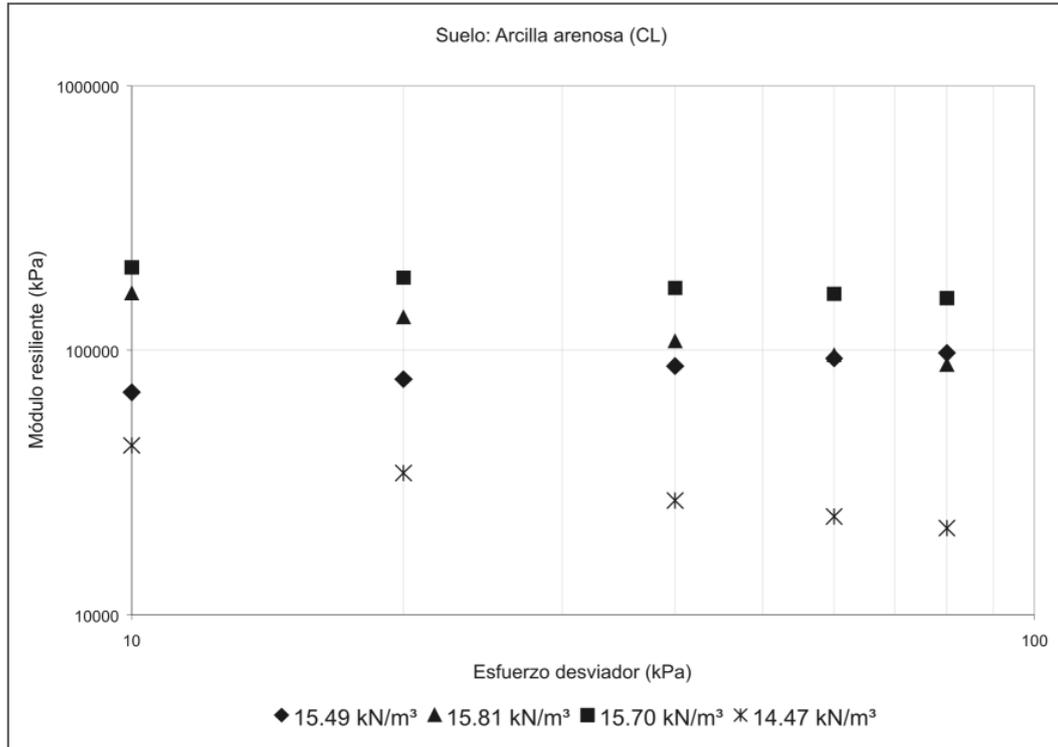
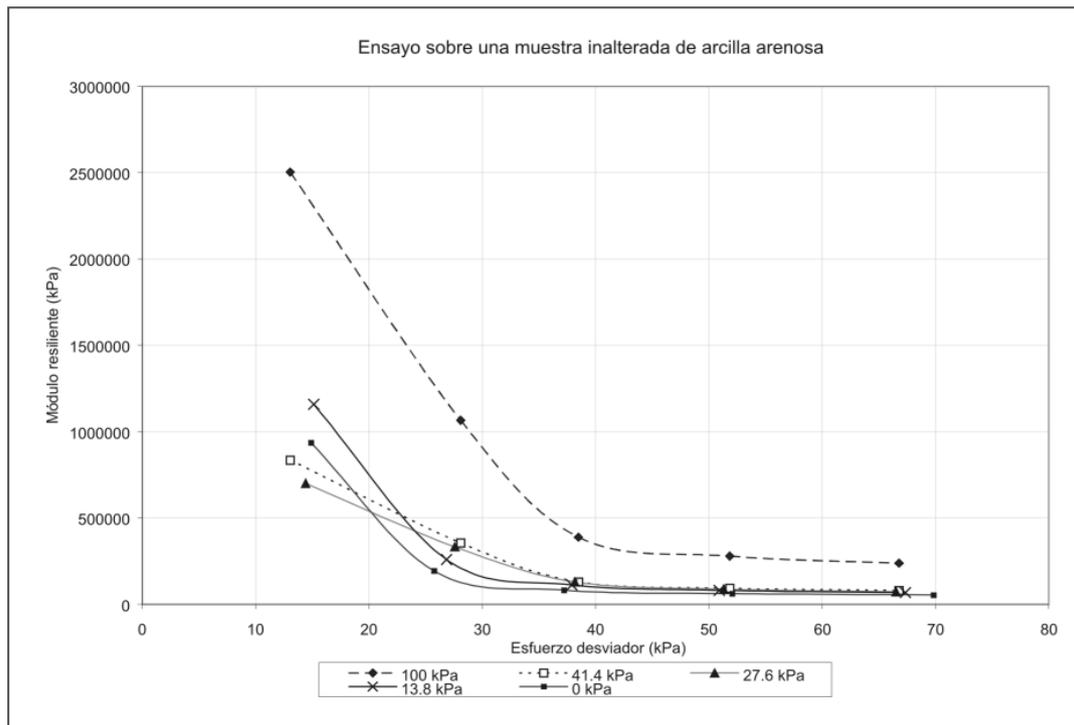


Figura 7. Módulo resiliente en muestra compactada



4.1.5 Presión de confinamiento

Es de esperarse que presiones de confinamiento altas arrojen valores de módulo resiliente altos. En los ensayos de laboratorio ese fenómeno no se presenta de forma evidente para los esfuerzos de confinamiento sugeridos por las normas, más aún en el caso de esfuerzos desviadores altos, donde el Mr tiende a dar muy parecido para los diferentes esfuerzos de confinamiento. En la Figura 8 se presenta un ensayo realizado a un suelo limoso.

Figura 8. Efecto de la presión de confinamiento en el módulo resiliente en un limo

4.2 Módulo resiliente y algunas propiedades importantes

4.2.1 Módulo resiliente de muestras inalteras, compactadas y modelos aplicados

En la Tabla 4 se presentan los resultados obtenidos en los modelos bilineal y Power Model, al igual que en las Tablas 5 y 6, para muestras compactadas. Se incluyó además, en estas tablas, una relación tipo Power Model para el caso de la deformación. Para poder comparar los resultados con el modelo original, se cambió la notación, como se presenta en las ecuaciones 8 y 9.

$$Mr = K_2 + K_1\sigma_d, \text{ cuando } \sigma_d < \sigma_{dt} \quad (8)$$

$$Mr = K_4 + K_3\sigma_d, \text{ cuando } \sigma_d < \sigma_{dt} \quad (9)$$

Tabla 4. Resultados de modelos bilineal y Power Model

Muestra	Mr (kPa)	Mr (kPa)	σ_3 (kPa)	K_1 (kPa)	K_2 (kPa)	K_3	K_4
643MR1	$30000000 * \sigma_d^{-1.4444}$	$975.58 * D^{-0.6066}$		224785	23.55	49619	3120
			41.4	257082	23.50	58569	4029
			27.6	209827	23.66	81874	2766
			13.8	207446	23.50	8413	2564
643MR2	$100000000 * \sigma_d^{-1.8752}$	$517.91 * D^{-0.6867}$		285149	30.89	58145	4310
			0.0	194030	30.59	50115	2724
			13.8	259297	31.55	56665	3834
			27.6	331955	31.04	92151	5217
643MR3	$20000000 * \sigma_d^{-1.0156}$	$3415.2 * D^{-0.5190}$		495123	30.89	42054	5522
			0.0	451055	30.59	55675	4781
			13.8	473115	31.55	31825	5110
			27.6	527382	31.04	34271	6294
1	$4000000 * \sigma_d^{-0.9058}$	$1413 * D^{-0.5623}$		200901	20.68	42431	2389
			13.8	175250	20.43	20180	1498
			27.6	193713	21.04	63456	2384
			41.4	233739	20.57	43656	3284
11	$1000000 * \sigma_d^{-0.5740}$	$6459.6 * D^{-0.3947}$		187029	24.99	17642	799
			13.8	176296	24.96	14659	599
			27.6	190212	25.17	20799	874
11(1)	$1000000 * \sigma_d^{-0.5346}$	$7150.6 * D^{-0.3825}$		183410	25.50	15730	663
			13.8	163710	26.57	9941	189
			27.6	190556	25.22	22870	949
11(3)	$4000000 * \sigma_d^{-0.5346}$	$1787.9 * D^{-0.5482}$		194697	24.75	37423	1064
			13.8	183751	24.95	66936	1094
			27.6	202224	24.22	29602	1106
2	$3000000 * \sigma_d^{-0.8063}$	$2785.2 * D^{-0.4851}$		198859	25.47	20448	2136
			13.8	193975	22.84	17270	1577
			27.6	170175	32.15	4003	1677
2(1)	$877424 * \sigma_d^{-0.3104}$	$8910.9 * D^{-0.3935}$		276970	30.32	21432	724
			13.8	286833	30.99	10543	1026
			27.6	283010	30.49	7050	822
2(2)	$354737 * \sigma_d^{-0.1309}$	$76857 * D^{-0.1216}$		218756	29.78	2631	256
			13.8	215078	30.46	1533	178
			27.6	212710	29.39	2842	181
			41.4	228480	29.49	3517	407

Continúa...

... continuación

Muestra	Mr (kPa)	Mr (kPa)	σ_3 (kPa)	K_1 (kPa)	K_2 (kPa)	K_3	K_4
3	$2000000 * \sigma_d^{-0.6743}$	$1438.5 * D^{-0.5642}$		188454	25.16	17351	1508
			13.8	206917	21.98	34090	1954
			27.6	195336	21.40	13702	1581
			41.4	163109	32.09	4262	991
3(1)	$514612 * \sigma_d^{-0.3020}$	$22427 * D^{-0.2417}$		178621	24.88	6305	662
			13.8	174321	24.57	5795	526
			27.6	166830	24.97	5944	550
			41.4	194713	25.10	7176	910
5(4)	$286137 * \sigma_d^{-0.2588}$	$15333 * D^{-0.2345}$		110260	19.46	4193	631
			13.8	108484	19.20	3906	547
			27.6	102854	20.12	4369	492
			41.4	119441	19.06	4304	854
7	$327629 * \sigma_d^{-0.3009}$	$10047 * D^{-0.2962}$		93875	17.90	15303	472
			13.8	81771	17.87	3629	614
			27.6	90451	18.42	13881	545
			41.4	109404	17.39	28399	259
8	$73244 * \sigma_d^{-0.0585}$	$102014 * D^{-0.0173}$		81732	19.53	584	358
			13.8	75766	19.12	597	458
			27.6	76723	18.49	103	369
			41.4	92707	20.98	2245	247
9	$96682 * \sigma_d^{-0.3454}$	$4970.4 * D^{-0.2594}$		41756	11.10	2299	586
			13.8	45845	11.55	1535	708
			27.6	40743	10.40	2564	545
			41.4	38679	11.36	2797	505
4(1)	$208016 * \sigma_d^{-0.0623}$	$96274 * D^{-0.0649}$		164903	31.34	812	87
			13.8	159223	39.59	421	79
			27.6	161181	26.92	474	54
			41.4	174306	27.51	1543	128
4	$273489 * \sigma_d^{-0.1459}$	$51209 * D^{-0.1370}$		161637	26.20	2574	238
			13.8	155767	25.56	1648	202
			27.6	156504	26.49	2710	200
			41.4	172641	26.55	3366	313
5(5)	$248889 * \sigma_d^{-0.2144}$	$0.2918 * D^{-1.0960}$		123463	21.29	3013	429
			13.8	118064	20.82	3301	328
			27.6	126775	20.88	3705	511
			41.4	125549	22.16	2033	447
5(6)	$162847 * \sigma_d^{-0.0956}$	$55928 * D^{-0.0899}$		119885	23.48	805	236
			13.8	114683	24.01	643	115
			27.6	119231	23.64	1026	265
			41.4	125742	22.79	745	328

Continúa...

... continuación

Muestra	Mr (kPa)	Mr (kPa)	σ_3 (kPa)	K_1 (kPa)	K_2 (kPa)	K_3	K_4
5(7)	$354880 * \sigma_d^{-0.3013}$	$17201 * D^{-0.2397}$		128255	21.66	5318	441
			13.8	120407	21.61	5504	175
			27.6	131658	21.82	4497	550
			41.4	132700	21.56	5954	597
7(1)	$377407 * \sigma_d^{-0.3111}$	$8288.5 * D^{-0.3285}$		92343	18.80	20478	754
			13.8	88575	18.79	10081	799
			27.6	90124	18.75	6976	763
			41.4	98330	18.87	44378	701
8(1)	$172619 * \sigma_d^{-0.0800}$	$57175 * D^{-0.0995}$		110931	23.47	3605	529
			13.8	103862	22.39	3690	604
			27.6	101430	22.31	4840	637
			41.4	127502	25.71	2284	346
8(2)	$146110 * \sigma_d^{-0.0518}$	$68018 * D^{-0.0710}$		102967	23.91	3028	588
			0.0	102967	23.91	3028	588
8(3)	$7000000 * \sigma_d^{-0.9988}$	$2172 * D^{-0.5262}$		200429	23.39	59281	1100
			0.0	200429	23.39	59281	1100
9(1)	$104589 * \sigma_d^{-0.3465}$	$4943.7 * D^{-0.2677}$		42726	12.80	2660	502
			13.8	43045	13.94	2516	431
			27.6	42795	11.23	4354	466
			41.4	42338	13.22	1111	609
9(2)	$506246 * \sigma_d^{-0.5047}$	$6045.4 * D^{-0.3381}$		110412	19.42	5500	1422
			13.8	117971	19.82	4894	1120
			27.6	107589	19.29	7399	1315
			41.4	105677	19.15	4208	1829
9(3)	$196524 * \sigma_d^{-0.6707}$	$1176.1 * D^{-0.4302}$		35617	9.42	10525	612
			13.8	37053	9.28	4912	699
			27.6	37967	8.93	22614	698
			41.4	31830	10.04	4049	438
9(4)	$193370 * \sigma_d^{-0.5091}$	$2804.2 * D^{-0.3534}$		51862	11.41	6191	762
			13.8	50820	12.27	2198	696
			27.6	58900	11.14	5797	1069
			41.4	45867	10.81	10578	519
A22M5	$430772 * \sigma_d^{-0.2675}$	$25788 * D^{-0.2201}$		168766	27.26	3823	496
			13.8	160959	34.34		453
			27.6	173636	23.27	7150	576
			41.4	171702	24.18	4368	458
A28M4	$297991 * \sigma_d^{-0.4308}$	$6328.1 * D^{-0.3083}$		79552	19.25	3907	769
			13.8	80795	19.47	2020	911
			27.6	77311	19.18	5632	711
			41.4	80550	19.11	4069	685
ROM6-2	$26156 * \sigma_d^{-0.1540}$	$9214.6 * D^{-0.0826}$		15091	30.50	168	25
			13.8	15128	30.45	145	29
			27.6	15235	30.39	162	27
			41.4	14909	30.66	197	18

Continúa...

... fin de la Tabla 4: Resultados de modelos bilineal y Power Model

	K_1 (kPa)	K_2 (kPa)	K_3	K_4
Mínimos	14909	8.9	103	18
Máximos	528938	39.6	92151	6294
Promedio	271924	24	46127	3156

Tabla 5. Resultados de muestras compactadas de limo

Limo			σ_3 (kPa)	K_1	K_2	K_3	K_4
1	$4000000 * \sigma_d^{-0.9058}$	$1413 * D^{-0.5623}$		200901	20,68	42431	2389
			13.8	175250	20,43	20180	1498
			27.6	193713	21,04	63456	2384
			41.4	233739	20,57	43656	3284
2	$300000 * \sigma_d^{-0.8063}$	$2785.2 * D^{-0.4851}$		198859	25,47	20448	2136
			13.8	193975	22.84	17270	1577
			27.6	170175	32.15	4003	1677
			41.4	232428	21.40	40070	3155
3	$200000 * \sigma_d^{-0.6743}$	$1438.5 * D^{-0.5642}$		188454	25,16	17351	1508
			13.8	206917	21.98	34090	1954
			27.6	195336	21.40	13702	1581
			41.4	163109	32.09	4262	991
4	$273489 * \sigma_d^{-0.1459}$	$51209 * D^{-0.1370}$		161637	26,20	2574	238
			13.8	155767	25.56	1648	202
			27.6	156504	26.49	2710	200
			41.4	172641	26.55	3366	313
5(4)	$286137 * \sigma_d^{-0.2588}$	$15333 * D^{-0.2345}$		110260	19,46	4193	631
			13.8	108484	19.20	3906	547
			27.6	102854	20.12	4369	492
			41.4	119441	19.06	4304	854
			Mínimos	102854	19.1	1648	200
			Máximos	233739	32.2	63456	3284
			Promedio	168297	25.6	32552	1742

Tabla 6. Resultados de muestras compactadas de arcilla

Arcilla			σ_3 (kPa)	K_1	K_2	K_3	K_4
7	$327629 * \sigma_d^{-0.3009}$	$10047 * D^{-0.2962}$		93875	17.90	15303	-472
			13.8	81771	17.87	3629	-614
			27.6	90451	18.42	13881	-545
			41.4	109404	17.39	28399	-259
8	$73244 * \sigma_d^{-0.0585}$	$102014 * D^{-0.0173}$		81732	19.53	584	-358
			13.8	75766	19.12	597	-458
			27.6	76723	18.49	103	-369
			41.4	92707	20.98	2245	-247
9	$96682 * \sigma_d^{-0.3454}$	$4970.4 * D^{-0.2594}$		41756	11.10	2299	586
			13.8	45845	11.55	1535	708
			27.6	40743	10.40	2564	545
			41.4	38679	11.36	2797	505
			Mínimos	38679	10	103	-614
			Máximos	233739	32	63456	3284
			Promedio	136209	21.3	31780	1335

5. Observaciones

5.1 Se evaluó la repetibilidad del ensayo para los dos tipos de suelos en estudio, desde el punto de vista de que la prueba no es destructiva. En la Tabla 7 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 7. Repetibilidad del ensayo para dos suelos

Prueba	Módulo resiliente (kPa)		
	Arcilla	Limo-1	Limo-2
1	63576	103348	-
2	73297	118435	62697
3	78633	118585	69704
4	-	130598	50312
Promedio	71835	117742	60904
Desviación estándar	7634	11160	9820
Coefficiente de variación	10,6	9,5	16,1

5.2 Se evaluó la incidencia de la repetibilidad del equipo utilizando una muestra sintética de caucho natural. En la Tabla 8 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 8. Repetibilidad con muestra sintética

Prueba	Mr (promedio) kPa	S kPa	CV %	Dispositivo medición deform.	Onda empleada	Observaciones
NEO1-1	22526	619	2.75	Interno	Senosoidal	
NEO1-2	22289	235	1.06	Externo	Senosoidal	
NEO1R1	22690	566	2.49	Interno	Senosoidal	Repetición
NEO1R2	22256	326	1.46	Externo	Senosoidal	Repetición
NEO2-1	22059	201	0.91	Interno	Triangular	
NEO2-2	21953	424	1.93	Externo	Triangular	
NEO3-1	18152	547	3.01	Interno	Senosoidal	Período largo
NEO3-2	18325	233	1.27	Externo	Senosoidal	Período largo
NEOP1-1	22188	110	0.50	Interno	Senosoidal	
NEOP1-2	22231	99	0.45	Externo	Senosoidal	
NEOP1-R1	22197	178	0.80	Interno	Senosoidal	Repetición
NEOP1-R2	22358	137	0.61	Externo	Senosoidal	Repetición
NEOP2-1	21935	160	0.73	Interno	Triangular	
NEOP2-2	22271	100	0.45	Externo	Triangular	
NEOP3-1	18068	163	0.90	Interno	Senosoidal	Período largo
NEOP3-2	18472	108	0.58	Externo	Senosoidal	Período largo

Conclusiones

Para el caso de las muestras compactadas, se evidencia el siguiente comportamiento:

- Al comparar los resultados de las ramas seca y húmeda de la curva de compactación, se evidencia que el módulo resiliente es mayor en la rama seca.
- El suelo en la rama húmeda presenta una mayor deformación permanente.
- Los módulos obtenidos en los suelos ensayados los caracterizan como de buena calidad, pues son bastante altos. Al compararlos con los resultados obtenidos por Thompson y Elliot (ver tabla 9), estos estarían en el grupo de los suelos de consistencia muy rígida.

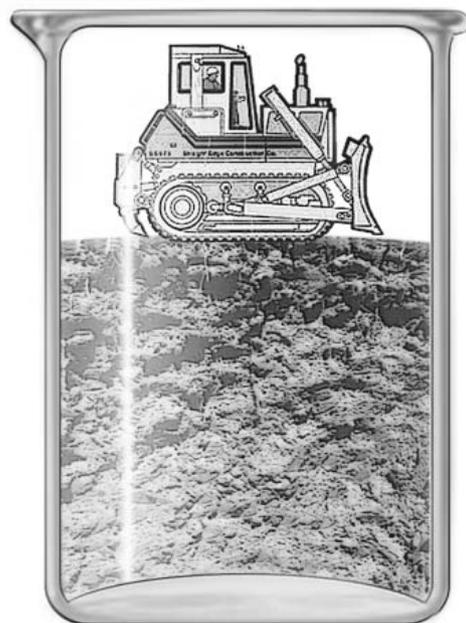


Tabla 9. Resultados obtenidos por Thompson y Elliot

Consistencia	K_1 (kPa)	K_2 (kPa)	K_3	K_4	$Mr_{\text{máximo}}$ (kPa)	$Mr_{\text{mínimo}}$ (kPa)
Muy blanda	6900	43	1110	0	39000	6900
Blanda	21000	43	1110	178	53000	12600
Media	53000	43	1110	178	85000	32500
Rígida	85000	43	1110	178	11700	52500

- De los resultados obtenidos en la Tabla 7 se concluye que la ejecución del ensayo se debe hacer de forma cuidadosa, pues hay muchos parámetros que pueden afectar el resultado. El coeficiente de variación encontrado podría clasificar la repetibilidad como aceptable. Con el fin de disminuir desviaciones producidas por el contacto muestra-cabezal, algunos investigadores recomiendan colocar una capa de mayor rigidez sobre las superficies de carga.
- La repetibilidad dada por el equipo utilizado se cataloga como excelente, pues en el peor de los casos el coeficiente de variación, no supera el 3%.
- El comportamiento del módulo resiliente para suelos fino granulares y grueso granulares, en función del esfuerzo desviador, es típico. Es de esperarse que el Mr disminuya en los suelos fino granulares a medida que aumentamos el esfuerzo desviador y en el caso de los grueso granulares se presenta un mejoramiento del suelo. En el caso de suelos mixtos, como el caso de la arcilla (CL), la cual tiene un gran contenido de arena, se comporta como un híbrido, pues en un principio el módulo disminuye y posteriormente aumenta. La ecuación constitutiva de este suelo se debate entre un comportamiento fino granular y grueso granular.
- La caracterización dinámica de los materiales empleados en la construcción de carreteras, genera su importancia en la reducción de costos, estructuras durables, y acordes con las solicitaciones reales de los proyectos.
- Se evidenció en el trabajo que las deformaciones producidas por esfuerzos bajos, llevan a desviaciones altas debidas a los instrumentos utilizados a nivel mundial en estos equipos, tanto así que el coeficiente de variación para un solo punto de presión de cámara y esfuerzo desviador aplicado 200 veces, llega a ser del orden del 40%, lo que invalida apreciablemente el resultado. Por lo tanto para construir la ecuación constitutiva del suelo, requiere de experiencia por parte de quién utiliza la información.

Bibliografía

- Barreto, Eugenio; Benavides, Carlos Alberto y Valencia Solano; Alfonso. (¿?) "Determinación de Módulos Resilientes en Suelos de Subrasante". En: *12º Simposio Colombiano de Ingeniería de Pavimentos*.
- Drumm, Y.; Boateng - Poku and T.; Johnson, Pierce. (1990). "Estimation of Subgrade Resilient Modulus from Standard Test". En: *E. C. Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 116. May 1990. pp. 774 - 789.
- Drumm, Eric C.; Reeves, Jason S.; Madgett, Mark R. and William, D. (1997). "Trolinger. Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects". En: *Journal of Geotechnical Engineering*. July 1997. pp. 663 – 670.
- Garnica, Paúl; Gómez, José Antonio y Sesma, Jesús Armando. (2002). *Mecánica de Materiales para Pavimentos*. Sanfandila, Qro: Instituto Mexicano del Transporte.
- INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. (1998). Normas de Ensayo de Materiales para Carreteras, Tomo I: Suelos, Norma INV E – 156 "Módulo Resiliente de Suelos de Subrasante".
- Moossazadeh, Jan and Witczak, Matthew W. (¿?) "Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits Nonlinear Behavior". En: *Transportation Research Record*. No. 810.
- Li, Dingqinq and Seling, Ernest T. (1994). "Resilient Modulus for Fine-grained Subgrade Soils". En: *Journal of Geotechnical Engineering*. June 1994, pp. 939 – 957.
- Louay N. M.; Hani H. T. And Ananda H. (1998). "Intrusion technology: an innovate approach to evaluate resilient modulus of subgrade soils". En: *Asce, Geo Institute, Geotechnical Special Publication*. No. 85.
- Marshall R., Thompson; Quentin, Robnett. (1979). "Resilient Properties of Subgrade Soils". En: *Journal of Transportation Engineering*. January 1979.
- Myung S., Jin; Wayne, Lee. (1994). "Seasonal Variation of Resilient Modulus of Subgrade soils". En: *Journal of Transportation Engineering*. Vol. 120. No. 4. July / august, 1994.
- National Cooperative Highway Research Program (2004). "Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Desing" En: *Research Results Digest*. No. 285.
- Thornton, S. I. y Elliott, R. P. (199?). "Resilient Modulus - what is it?". En: *37th Annual Highway Geology Symposium*, Arkansas.
- Vidal, Julián y Osorio, Rodrigo (2002). "Módulo Resiliente de Suelos Fino Granulares". En: *Revista Universidad EAFIT*. No. 125.
- Witczak, M.; Qix and Mirza, M. W. (1995). "Use Nolinerae Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedure." En: *Asce*.
- Woojin, Lee; Bohra, N. C.; Altschaeffl, A. G. and White, T. D. (1997) "Resilient Modulus of Cohesive Soils". En: *Journal of Geotechnical Engineering*. Feb. 1997. pp. 131 – 136.