

Nelly del Carmen Vieira Faria

Módulo de Deformabilidad de Jabres Graníticos para
Capas de Explanadas de Pavimentos: Sensibilidad a los
Tipos de Premisas y Ensayos

Disertación presentada en la 'Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto' para la obtención del Grado de 'Mestre em
Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica'

MMSEG
Porto, 2005

A Dios,
por estar siempre a mi
lado y darme más de lo
que merezco.

ÍNDICE GENERAL

Índice general	I
Resumen	III
Resumo	V
Abstract.....	VII
Agradecimientos.....	IX
Índice de Texto	XIII
Índice de Figuras	XVIII
Índice de Tablas.....	XXIV
Simbología.....	XXVII
CAPÍTULO 1 Introducción	1
CAPITULO 2 Revisión de Bases Teóricas y Criterios para Proyecto y Ejecución de Explanadas de Pavimentos.....	5
CAPITULO 3 Determinación do Modulo de Deformabilidad in situ y en Laboratorio	25
CAPITULO 4 Programa Experimental.....	47
Anexo 4.1 Proceso de Saturación	79
Anexo 4.2 Instrumentos Internos.....	91
Anexo 4.3 Utilización de Ondas ‘S’ y ‘P’	97
CAPITULO 5 Análisis de Resultados Obtenidos en Campo y Laboratorio.....	107
Conclusiones...	133
ANEXO A	135
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151

RESUMEN

En Portugal, las exigencias mínimas para la construcción de pavimentos rodoviaros es regida principalmente por los cuadernos de encargos del IEP, los cuales son poco pormenorizados en cuanto a las características mecánicas, que los materiales a utilizar deben tener. Por otra parte, la tendencia internacional esta virada hacia la exigencia de valores mínimos de módulos de deformabilidad de los suelos a utilizar en este tipo de obras, además de otras características determinantes para garantizar el buen funcionamiento durante la ejecución y vida útil de la obra rodoviaria.

De lo anterior se puede deducir, que es importante realizar modificaciones y actualizaciones de las normas que actualmente rigen este tipo de obras. Sin embargo, además de ser importante la actualización, es igual de importante ajustar las mismas a las características y condiciones de los materiales existentes en Portugal, a través de la realización de estudios más pormenorizados del comportamiento de los suelos típicamente utilizados para estos fines, garantizándose así, que las exigencias descritas en estas normas sean correspondientes con los materiales existentes y utilizados en el país.

En este trabajo se exponen los resultados de varios tipos de ensayos realizados a jabres graníticos típicos del Norte de Portugal. En un primer momento se realizaron varios ensayos en campo, en la plataforma de compactación de la explanada del pavimento de la ‘Nova Estação de Recolha da Seara dos STCP, em Vila Nova de Gaia’, de donde también se recogieron muestras del suelo utilizado en el terraplén para la realización de ensayos en laboratorio con la finalidad de comparar los resultados obtenidos en campo con los obtenidos en laboratorio, específicamente los módulos de deformabilidad. Finalmente, se exponen los resultados de estos módulos de deformabilidad confrontados con las normativas o exigencias de los cuadernos de encargos del IEP, así como con la normativa francesa (SETRA, LCPC).

RESUMO

Em Portugal, as exigências mínimas para a construção de pavimentos rodoviários são ditadas principalmente pelos cadernos de encargos do IEP, os quais são poucos pormenorizados no que refere as características mecânicas que os materiais a utilizar devem ter. Por outra parte, a tendência internacional evoluiu para a exigência de valores mínimos dos módulos de deformabilidade dos solos a usar neste tipo obras, além de outras características determinantes para garantir o bom funcionamento durante a execução e a vida útil da obra rodoviária.

Desta forma, constata-se, que é importante fazer modificações e actualizações das normas que actualmente regem este tipo de obras. Não obstante, é também importante a adaptação destas normas às características e condições dos materiais existentes em Portugal, a partir da realização de estudos pormenorizados do comportamento dos solos tipicamente utilizados para estes fins. Procurar-se-á assim, garantir que as exigências descritas nestas normas tenham boa correspondência com os materiais existentes e usados no país.

Neste trabalho, são expostos os resultados de diversos ensaios realizados com saibros graníticos típicos do Norte de Portugal. Num primeiro momento foram realizados diversos ensaios de campo, na plataforma de compactação correspondente ao leito de pavimento da 'Nova Estação de Recolha da Seara dos STCP, em Vila Nova de Gaia', e também foram recolhidas amostras do solo utilizado no aterro, para a realização de ensaios de laboratório com a finalidade de comparar os resultados obtidos no campo com os obtidos do laboratório, especificamente os módulos de deformabilidade. Finalmente, os resultados destes módulos de deformabilidade foram confrontados com as normas ou exigências dos cadernos de encargos do IEP, assim como com a norma francesa (SETRA, LCPC).

ABSTRACT

In Portugal, the construction of pavements is mainly prevailed by the technical guidance documents of the IEP which little is detailed, as far as, the mechanical characteristics that the materials used on this kind of works must have. On the other hand, internationally specifications demand for minimum values of modules of deformability of soils to use in this type of works, in addition to other determining characteristics to guarantee the good operation during the execution and life time of the pavements.

In consequence it is possible to deduced, the importance of modifications and updates of the actual specifications of this type of works. Nevertheless, is very important too, to fit the characteristics and conditions of the existing materials in Portugal, through the accomplishment of detailed studies of the behaviour of soils typically used for these works, guaranteeing thus, that the exigencies described in these specifications are corresponding with the existing and used materials in the country.

In this work, the results of several tests made to residual soils of granites of the North of Portugal are exposed. In a first moment, some tests in field were made, in the compaction platform of the sub base of the pavement of the ' Nova Estação de Recolha da Seara dos STCP, em Vila Nova de Gaia', and also were taking some samples of the soil used in the embankment for the accomplishment of tests in laboratory. Finally, the results of these tests, specifically of the modules of deformability were confronted with the exigencies of the technical guidance documents of the IEP, as well as with the French specifications (SETRA, LCPC).

AGRADECIMIENTOS

Para comenzar, quiero dar gracias a quien dediqué esta Tesis. A Dios, por darme la oportunidad de comenzar y terminar esta maravillosa experiencia y por poner en mi camino a las personas correctas durante estos dos años y medio; en los cuales lejos de casa, siempre me sentí como en ella.

En primer lugar, quiero agradecer a la ‘Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto’ FEUP y al LabGEO, por haber facilitado sus instalaciones y personal, de forma a que este trabajo pudiese ser realizado, así como al director del curso de la Maestría el Prof. José Couto Marques por su disponibilidad y colaboración en todo momento.

A continuación, quiero agradecer a aquellas personas que ‘correctamente’ fueron apareciendo en mi camino durante la realización de esta Tesis:

- A mi orientador, el Prof. António Viana da Fonseca, quien al entregarme este tema de Tesis me dio la oportunidad de culminar la Maestría, y también porque a pesar de las muchas frentes a las cuales tiene que atender, siempre tuvo el tiempo, la paciencia y dedicación para orientarme.

- A mi co-orientador el Prof. António Gomes Correia por su importante aporte a este trabajo.

- Al Consejo de Administración de los STCP, dueño de la Obra de la plataforma estudiada, en la persona del Ing. João Marrana, por autorizarme a utilizar los datos de los ensayos del control de compactación de los terraplenes, de la ‘Estação de Recolha de V.N. de Gaia’, así como al

proyectista FASE, en la persona del Ing. Ferreira da Silva, por facilitarme los mismos.

- Al Ing. Eduardo Fortunato (LNEC), por el tiempo y la buena disposición con la que me recibió y compartió sus conocimientos y trabajos realizados acerca de terraplenes.

- A la Mota Engil, SA, en las personas del Ing. Ricardo Andrade y el Ing. Luís Gomes por la amabilidad y los conocimientos prácticos compartidos, a cerca de ensayos de laboratorio.

- Indudablemente y de forma muy especial quiero agradecer al Sr. Pinto del LabGEO (FEUP), sin él cual no podría haber realizado este trabajo. Gracias por la dedicación, la paciencia, el conocimiento técnico y la sabiduría de vida que compartió conmigo.

- A Cláudia, por estar siempre dispuesta a colaborar conmigo y ayudarme en todo lo que necesité, por la compañía, el apoyo y la cordialidad.

- A Luís Miguel, por la buena disposición y por aprovechar tan bien, tan poco material disponible.

- Gracias a Nuno Raposo, (compañero de Maestría y vecino de computador) por su colaboración con algunas ‘herramientas’ del Excel y por su buen humor.

- Gracias a Cristiana, por responder a todas mis preguntas y por estar siempre dispuesta a colaborar con mí trabajo.

- Con mucho cariño quiero agradecer a Elisabete, quien desde el primer día de clases me brindó su amistad y compañerismo, y hasta el último día de

trabajo de esta Tesis ha sido un gran apoyo y ‘descontracção’ en los momentos que eran necesarios.

- Gracias a Eduardo, por su gran apoyo, amor y confianza en mí, por darme fuerzas y hacerme sentir que si podía. Gracias por estar siempre a mi lado!

- Muchísimas gracias a mis Padres: María José y Manuel, por tanto amor y confianza, por creer en mí y darme su apoyo en todos los momentos de mi vida.

Finalmente, quiero agradecer a todas aquellas personas que no están conmigo en este momento pero desde lejos me apoyan, confían en mí y esperan mi pronto regreso. Mi hermano Manolo, mi abuela Conceição da Encarnação, mi tía Celeste, mis primos Lilibeth y Yohny y a todos mis amigos: Marichó y su combo, Isita y Christi, Rosita y Gustavo, y a Judicita. A todos gracias...

ÍNDICE

CAPITULO 1 Introducción

1.1 Justificación del Trabajo	1
1.2 Estructuración de la Disertación	3

CAPITULO 2 Revisión de las Bases Teóricas y Criterios para Proyecto y Ejecución de Explanadas de Pavimentos

2.1 Criterios para la Construcción de Terraplenes Rodoviaros	5
2.1.1 Ensayo de Compactación Proctor	6
2.1.2 Ensayo CBR.....	14
2.2 Normativa Rodoviaria	19
2.2.1 Cuadernos de Encargos del IEP	19
2.2.2 Normas Francesas (SETRA).....	21

CAPITULO 3 Determinación del Módulo de Deformabilidad *in situ* y en Laboratorio

3.1 Definición de Módulo de Deformabilidad.....	25
3.2 Ensayos <i>in situ</i>	30
3.2.1 Ensayos de Carga en Placa PLT	30

3.2.2 Ensayos de Carga en Placa DP	34
3.2.3 Ensayos PDL	35
3.3 Ensayos en Laboratorio	38
3.3.1 Ensayos Triaxiales	38
3.3.2 Ensayos CBR	44

CAPITULO 4 Programa Experimental

4.1 Plataforma Estudiada	47
4.2 Características del Suelo en Estudio	49
4.2.1 Clasificación Física del Material	50
4.2.2 Definición de la Curva de Compactación	52
4.3 Ensayos Realizados in situ.....	54
4.3.1 Control Clásico de Compactación en Obra	55
4.3.1.1 Resultados Obtenidos en el Control de Campo	57
4.3.1.2 Valores de Referencia	58
4.3.2 Ensayos con el Penetrómetro Dinámico Ligero (DPL o PDL).....	58
4.3.2.1 Resultados Obtenidos	60
4.3.3 Ensayos de Carga en Placa (PLT)	61
4.3.3.1 Planos de Cargas	62
4.3.3.2 Resultados Obtenidos	64
4.4 Ensayos Realizados en Laboratorio	67
4.4.1 Ensayos Triaxiales	68

4.4.1.1 Premisas de los Ensayos:	
Condicionales y Opciones Resultantes	68
4.4.1.2 Preparación de las Probetas para los Ensayos:	
Saturación y Consolidación	69
4.4.1.3 Desarrollos Específicos de los Equipos	70
4.4.1.4 Resultados Obtenidos	73
4.4.2 Ensayo CBR.....	74
4.4.2.1 Condiciones en que Fueron Realizados los Ensayos	74
4.4.2.2 Opciones de Cálculos del Valor Representativo.....	75
4.4.2.3 Resultados Obtenidos	75
Anexo 4.1 Proceso de Saturación	79
Anexo 4.2 Instrumentación Interna (LDTs)	91
Anexo 4.3 Utilización de las Ondas ‘s’ y ‘p’	97

CAPITULO 5 Análisis de Resultados Obtenidos en Campo y Laboratorio

5.1 Derivación de los Módulos de Deformabilidad a Partir de los Ensayos en la	
Plataforma (PLT e PDL).....	107
5.2 Determinación de los Módulos de Deformabilidad a partir de los Ensayos	
Triaxiales.....	111
5.2.1 Módulos Elásticos (Dinámicos): Definidos por las ondas S ($E_0 \equiv E_{din}$)	111
5.2.2 Módulos Seudo-elásticos y de descarga-recarga Definidos por los	
Instrumentos Internos	115
5.2.3 Relaciones entre los Módulos obtenidos en ensayos Triaxiales.....	124

5.3 Definición de los Módulos de Referencia (de cálculo) en Función de los Índices de Clasificación (CBR y Clasificación SETRA)	123
5.4 Leyes Sugeridas para la Obtención de los Módulos de Deformabilidad.....	126
5.4.1 E_{v2} vs. CBR.....	129
5.4.2 E_{v2} vs. E_{pc}	130
5.4.3 E_{v2} vs. E_{0TX}	130
5.4.4 E_{v2} vs. $E_{el TX}$	130
5.4.5 E_{v2} vs. E_{rdTX}	131
 Conclusiones	 133
 ANEXO A Gráficos	 135
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 151

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPITULO 2 Revisión de las Bases Teóricas y Criterios para Proyecto y Ejecución de Explanadas de Pavimentos

Figura 2.1 Prueba de Compactación Proctor Modificado

Estándar (Lambe 1951) 7

Figura 2.2 Diferentes Energías de compactación 8

Figura 2.3 Curva de Compactación 10

Figura 2.4 Influencia de la Compactación en la estructura del suelo

(Lambe, 1962).....12

Figura 2.5 Esquema de realización del ensayo CBR 15

Figura 2.6 Corrección de la curva Carga-Penetración (Foncela y Cifuentes) 17

Figura 2.7 Curva de penetración CBR para 12, 25 y 55 golpes 17

Figura 2.8 Curva de penetración CBR vs. d 18

Figura 2.9 Clasificación para suelos ($D_{max} < 50mm$).....22

CAPITULO 3 Determinación del Módulo de Deformabilidad *in situ* y en Laboratorio

Figura 3.1 Parámetros de Deformabilidad 26

Figura 3.2 Influencia del nivel de tensión en k y n en arenas. (Biarez et al, 1999) ...27

Figura 3.3 Valores de k y n . $E_{eqmax}/f(e)$ y $E_{max}/f(e)$ vs. σ'_a para cargas

monótonas (Flora et al. 1994) 28

<i>Figura 3.4 Valores de k y n. Comparación cargas monótonas y ensayos triaxiales (Flora et al. 1994).....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.5 Valores de k y n (Gomes Correia, 2001)</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.6 Valores de k y n para E_{stg} vs σ_v al inicio de los ciclos a partir de ensayos TXC y TXV, (Marques, 2004).....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.7 Esquema del Ensayo de Carga en Placa.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 3.8 Diagrama de influencia de las deformaciones verticales en profundidad para una zapata (Schmertmann et al, 1978).....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 3.9 Módulos obtenidos para diferentes ensayos y técnicas de realización e interpretación, incluyendo simulaciones numéricas (Gambin et al., 2002).....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 3.10 Esquema de la cámara Triaxial.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 3.11 Mediciones Interna y Externa en ensayos triaxiales</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3.12 Mediciones realizadas con dos LDTs e instrumentación externa</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3.13 Problema de verticalidad en la aplicación de la carga detectado gracias a la utilización de instrumentación interna.....</i>	<i>44</i>

CAPITULO 4 Programa Experimental

<i>Figura 4.1 Huso Granulométrico de las varias muestras de suelo.....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4.2 Curva Granulométrico del suelo en estudio.....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4.3 Curva de Compactación del suelo en estudio.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4.4 Familia de Curvas de Compactación Normales (Novais Ferreira, 1989).....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.5 Planta del proyecto donde se realizaron los ensayos.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4.6 Calibración del cono de arena en laboratorio</i>	

<i>y cono de arena en obra</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.7 Densímetro Nuclear.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.8 Ejecución del ensayo PDL.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 4.9 Plano con disposición de los ensayos PDL</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.10 Perfiles Rd vs prof. derivados de los ensayos PDL en los mismos locales de los PLT.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 4.11 Equipos y medios utilizados durante el ensayo (LabGeo, FEUP)</i>	<i>62</i>
<i>Figura 4.12 Disposición de los ensayos PLT en el terraplén.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.13 Curvas carga-asentamiento derivada del PLT 1.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.14 Curva carga-asentamiento derivada del PLT 2</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.15 Curvas carga-asentamiento derivadas del PLT 3</i>	<i>66</i>
<i>Figura 4.16 Curvas carga-asentamiento derivadas del PLT 4</i>	<i>66</i>
<i>Figura 4.17 Curvas carga-asentamiento derivadas del PLT 5</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4.18 Área de trabajo en que se realizaron los ensayos</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4.19 Instrumentación Interna LDT's</i>	<i>70</i>
<i>Figura 4.20 Esquema y Fotografía de la Célula de carga.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 4.21 Curva tensión deformación del segundo ensayo</i>	<i>71</i>
<i>Figura 4.22 a) Esquema de problemas de verticalidad en la aplicación de cargas, b) Esfera utilizada en los ensayos</i>	<i>72</i>
<i>Figura 4.23 Verificación del comportamiento de la probeta durante el ensayo.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 4.24 Curva tensión deformación del ensayo N° 7.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.25 Curva de Carga-penetración.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4.26 Curva CBR (%) vs γ_d.....</i>	<i>77</i>

ANEXO 4.1 Proceso de Saturación

<i>Figura A1.1 Esquema y Fotografías del Sistema de Monitorización de Ondas.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura A1.2 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el primer proceso</i>	<i>81</i>
<i>Figura A1.3 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el segundo proceso.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura A1.4 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el tercer proceso</i>	<i>83</i>
<i>Figura A1.5 Esquema de aplicación de vacuo</i>	<i>84</i>
<i>Figura A1.6 Variación de B y V_p con la contrapresión mediante el cuarto proceso</i>	<i>85</i>
<i>Figura A1.7 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el quinto proceso.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura A1.8 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el sexto proceso.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura A1.9 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el séptimo proceso</i>	<i>87</i>
<i>Figura A1.10 Variación de B y V_p con la contrapresión, para el ensayo N°14</i>	<i>89</i>
<i>Figura A1.11 Variación de B y V_p con la contrapresión, para el ensayo N°15</i>	<i>89</i>

ANEXO 4.2 Instrumentos Internos (LDT’S)

<i>Figura A2.1 LDTs Utilizados en el ‘Laboratório de Geotecnia’ FEUP (LabGeo).....</i>	<i>92</i>
<i>Figura A2.2 Calibrador de deformaciones axiales, Laboratório de Geotecnia da FEUP.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura A2.3 Calibración de un LDT</i>	<i>94</i>

Figura A2.4 Esquema de las anclas de fijación 94

Figura A2.5 Fijación y sellado de las anclas 95

Figura A2.6 Colocación de los LDTs en la probeta.....95

ANEXO 4.3 Utilización de las Ondas ‘S’ y ‘P’

Figura A3.1 Esquema de propagação das ondas S e P.....98

*Figura A3.2 Curvas teóricas de la relación entre la velocidad de la onda
de compresión VP y el parámetro B, para suelos residuales
de granito (Ferreira, 2003) 99*

Figura A3.3 Curvas de V_p vs. B para las muestras compactadas al w_{opm} 100

*Figura A3.4 Curvas de V_p vs. B para las muestras compactadas al w_{opm}
en comparación con las curvas teóricas de Yang (2002).....101*

*Figura A3.5 Curvas de V_p vs. B para las muestras compactadas al w_{opm} en
comparación con las curvas teóricas de Yang (2002).....102*

Figura A3.6 Curvas de V_p vs. B para los ensayos N° 14 y N° 15.....102

CAPITULO 5 Análisis de Resultados Obtenidos en Campo y Laboratorio

Figura 5.1 Módulos de deformabilidad de los ensayos PLT.....108

Figura 5.2 Líneas de tendencia para cada perfil de PDL 109

*Figura 5.3 Módulo de deformabilidad E_0 en función de la tensión
vertical efectiva.....112*

*Figura 5.4 Aproximación lineal de los Módulos E_0 vs. σ'_v para obtención
de valores de k fijando el exponente $n=0,5$ 112*

Figura 5.5 Leyes E_0^* corregidas para el índice de vacíos óptimo $e=0,37$ 115

Figura 5.6 Curva de aplicación de carga durante el ensayo 115

<i>Figura 5.7 Tangente para calcular el E_{el}</i>	117
<i>Figura 5.8 Línea de tendencia de la esterice, E_{rd}</i>	117
<i>Figura 5.9 Módulo de deformabilidad E_{el} en función de la tensión vertical efectiva</i>	118
<i>Figura 5.10 Módulo de deformabilidad E_{rd} en función de la tensión vertical efectiva</i>	118
<i>Figura 5.11 Aproximación lineal de los Módulos E_{el} vs. σ'_v para obtención de valores de k fijando el exponente $n=0,5$</i>	119
<i>Figura 5.12 Aproximación lineal de los Módulos E_{rd} vs. σ'_v para obtención de valores de k fijando el exponente $n=0,5$</i>	119
<i>Figura 5.13 Leyes E_{elTX}^* corregidas para el índice de vacíos óptimo $e=0,37$</i>	122
<i>Figura 5.14 Leyes E_{rdTX}^* corregidas para el índice de vacíos óptimo $e=0,37$</i>	123
<i>Figura 5.15 Líneas de incremento de tensión vertical sobre el eje del área cargada</i>	127

ANEXO A

<i>Figura A.12 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 1º Ensayo</i>	135
<i>Figura A.2 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 1º Ensayo</i>	135
<i>Figura A.3 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 1º Ensayo</i>	136
<i>Figura A.4 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 1º Ensayo</i>	136
<i>Figura A.5 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 3º Ensayo</i>	137
<i>Figura A.6 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 3º Ensayo</i>	137
<i>Figura A.7 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 3º Ensayo</i>	138
<i>Figura A.12 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 8º Ensayo</i>	139
<i>Figura A.1 3 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 8º Ensayo</i>	139

<i>Figura A.14 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 8º Ensayo.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura A. 15 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 8º Ensayo</i>	<i>140</i>
<i>Figura A. 16 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 9º Ensayo.....</i>	<i>141</i>
<i>Figura A. 17 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 9º Ensayo</i>	<i>141</i>
<i>Figura A.18 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 9º Ensayo.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura A.19 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 9º Ensayo</i>	<i>142</i>
<i>Figura A.20 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 10º Ensayo</i>	<i>143</i>
<i>Figura A.21 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 10º Ensayo</i>	<i>143</i>
<i>Figura A.22 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 10º Ensayo</i>	<i>144</i>
<i>Figura A.23 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 10º Ensayo.....</i>	<i>144</i>
<i>Figura A.24 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 11º Ensayo</i>	<i>145</i>
<i>Figura A.25 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 11º Ensayo</i>	<i>145</i>
<i>Figura A.26 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 11º Ensayo</i>	<i>146</i>
<i>Figura A.27 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 11º Ensayo.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura A.28 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 12º Ensayo</i>	<i>147</i>
<i>Figura A.29 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 12º Ensayo</i>	<i>147</i>
<i>Figura A.30 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 12º Ensayo.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura A.31 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 12º Ensayo.....</i>	<i>148</i>
<i>Figura A.32 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 13º Ensayo</i>	<i>149</i>
<i>Figura A.33 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 13º Ensayo</i>	<i>149</i>
<i>Figura A.34 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 13º Ensayo</i>	<i>150</i>
<i>Figura A.35 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 13º Ensayo.....</i>	<i>150</i>

ÍNDICE DE TABLAS

CAPITULO 2 Revisión de las Bases Teóricas y Criterios para Proyecto y Ejecución de Explanadas de Pavimentos

<i>Tabla 2.1 Comparación entre las compactaciones por el lado seco o húmedo del óptimo (Mecánico de suelos, Lambe 1996.....</i>	<i>12</i>
<i>Tabla 2.2 Clasificación de suelos para materiales de terraplenes según los cuadernos de encargos del IEP</i>	<i>20</i>

CAPITULO 3 Determinación del Módulo de Deformabilidad *in situ* y en Laboratorio

<i>Tabla 3.1 Funciones de Índice de Vacíos estudiadas.....</i>	<i>29</i>
<i>Tabla 3.2 Características del Equipo DPL</i>	<i>37</i>

CAPITULO 4 Programa Experimental

<i>Tabla 4.1 Resultados obtenidos para la clasificación del suelo</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4.2 Clasificación del suelo según las diferentes normas.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 4.3 Plan de cargas del PLT</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 4.4 Resultados del ensayo CBR.....</i>	<i>76</i>

ANEXO 4.1 Proceso de saturación

<i>Tabla A1.1 resultados de B y V_p para os ensayos N° 14 y N° 15.....</i>	<i>89</i>
---	-----------

ANEXO 4.3 Utilización de las Ondas ‘S’ Y ‘P’

<i>Tabla A3.1 Valores de B para valores cercanos a $V_p=1500\text{m/s}$</i>	<i>101</i>
--	------------

<i>Tabla A3.2 Valores de V_p para saturación según B</i>	<i>101</i>
---	------------

CAPITULO 5 Análisis de Resultados Obtenidos en Campo y Laboratorio

<i>Tabla 5.1 Módulos obtenidos de los ensayos de carga en placa.....</i>	<i>108</i>
--	------------

<i>Tabla 5.2 R_d Correspondientes a la profundidad de influencia del PLT</i>	<i>110</i>
---	------------

<i>Tabla 5.3 Resultados de α_1, α_2 y α_3 de los ensayos PDL</i>	<i>110</i>
--	------------

<i>Tabla 5.4 Valores de k para E_{el}, para $n= 0,50$ según el grado de compactación</i>	<i>113</i>
--	------------

<i>Tabla 5.5 Valores de k para E_{el}, para $n= 0,50$ según el grado de compactación</i>	<i>116</i>
--	------------

<i>Tabla 5.6 Valores de k para E_{rd}, para $n= 0,50$ según el grado de compactación</i>	<i>120</i>
--	------------

<i>Tabla 5.7 Valores de k para E_{elTX}^*, para $n= 0,50$ con $e= 0,37$, según el grado de compactación</i>	<i>120</i>
--	------------

<i>Tabla 5.8 Valores de k para E_{elTX}^*, para $n= 0,50$ con $e= 0,37$, según el grado de compactación</i>	<i>123</i>
--	------------

<i>Tabla 5.9 Valores de k para E_{rdTX}^*, para $n= 0,50$ con $e= 0,37$, según el grado de compactación</i>	<i>123</i>
--	------------

<i>Tabla 5.10 Resumen de relaciones entre los varios ensayo</i>	<i>131</i>
---	------------

SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

ASTM	– American Society for Testing and Materials
AASHTO	– American Association of State Highway and Transportation Officials
B	– Parámetro de presiones neutras de Skempton
B	– Diámetro circular de una fundación
CBR	– California Bearing Ratio
CPT	– Ensayo de cono de penetración
CU	– Ensayo Triaxial Consolidado no Drenado
CD	– Ensayo Triaxial Consolidado Drenado
D	– Diámetro
$D_{\text{máx}}$	– Diámetro máximo
DP	– Ensayo de carga dinámica (Dynaplac)
DPL	– Penetrómetro dinámico ligero
e	– Índice de vacíos
E	– Módulo de Deformabilidad o Módulo de Young
E_{elTX}	– Módulo de Deformabilidad pseudo-elástico del ensayo triaxial
E_{CBR}	– Módulo de Deformabilidad derivado del ensayo CBR

E_{dr}	– Módulo de Deformabilidad de recarga-descarga del ensayo PLT
$E_{m\acute{a}x}$	– Módulo de Deformabilidad máximo
E_{pc}	– Módulo de Deformabilidad derivado de la primera carga del PLT
E_{PLT}	– Módulo de Deformabilidad derivado del ensayo PLT
E_{rdTX}	– Módulo de Deformabilidad de recarga-descarga del ensayo triaxial
E_s	– Energía específica
E_{sec}	– Módulo de Deformabilidad secante
E_{tan}	– Módulo de Deformabilidad tangente
E_{V2}	– Módulo de Deformabilidad mínimo exigido por SETRA
E^*	– Módulo de Deformabilidad normalizado para $F_{(e)}$
$F_{(e)}$	– Función del índice de vacíos
$F_{(e)PLT}$	– Función del índice de vacíos para las condiciones de realización de PLT
$F_{(e)elTX}$	– Función del índice de vacíos de la probeta para el E_{elTX}
$F_{(e)rdTX}$	– Función del índice de vacíos de la probeta para el E_{rdTX}
$F_{(e)0}$	– Función del índice de vacíos de la probeta para el E_0
G_0	– Módulo de rigidez transversal dinámico
I_s	– Función de la geometría del área cargada de una fundación
IEP	– Instituto de Estradas Portuguesas
IPI	– Índice de capacidad de soporte inmediata
ISSMFE	– International Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering

n	– Exponente hiperbólico
k	– Constante hiperbólica
	– Razón entre E_{v2} y E_{PC}
k_0	– Coeficiente de impulso en reposo
LDT	– Transdutores de Deformaciones Locales
LNEC	– Laboratório Nacional de Engenharia Civil
P	– Onda de compresión
p'	– Tensión media efectiva
p_a	– Presión atmosférica
PLT	– Ensayo de Carga en Placa
PM	– Ensayo Proctor modificado
q	– Tensión de desvío
Q	– Carga aplicada
$q_{máx}$	– Tensión de desvío máxima
R_{CBR}	– Relación E_{0TX} vs. E_{rdTX}
R_{Din}	– Relación E_{v2} vs. E_{0TX}
R_{elTX}	– Relación E_{v2} vs. E_{elTX}
R_{rdTX}	– Relación E_{v2} vs. E_{rdTX}
s	– Asentamiento de una fundación
S	– Onda de corte

SASW	– Ensayo de análisis espectral de ondas de superficie
SETRA	– Entidad reguladora de estradas francesas
SPT	– Ensayo de penetración estándar
SWV	– Ensayo de impacto para evaluación de velocidades ondas de corte
TX	– Ensayo triaxial
UU	– Ensayo no Consolidado no Drenado
V_p	– Velocidad de la onda de Compresión
V_s	– Velocidad de la onda de Corte
w	– Porcentaje de humedad
w_{optm}	– Porcentaje de humedad optima
α_1	– Coeficiente de correlación entre el PDL y E_{pc}
α_2	– Coeficiente de correlación entre PDL y E_{dr}
α_3	– Coeficiente de correlación entre PDL y E_{v2}
$\bar{\alpha}_1$	– Media del coeficiente de correlación entre el PDL y E_{pc}
$\bar{\alpha}_2$	– Media del coeficiente de correlación entre PDL y E_{dr}
$\bar{\alpha}_3$	– Media del coeficiente de correlación entre PDL y E_{v2}
Δu	– Incremento de la presión de poro
$\Delta \sigma$	– Incremento de la presión isotrópica
ε_a	– Extensión axial
ϕ	– Diámetro de la placa del ensayo PLT

γ_d	– Peso específico seco del suelo
$\bar{\gamma}_d$	– Valor medio del peso específico seco del suelo
γ_{dk}	– Peso específico seco característico
γ_{dkmax}	– Peso específico seco característico máximo
γ_{dkmin}	– Peso específico seco característico mínimo
γ_{dopm}	– Peso específico seco del suelo optimo
ν	– Coeficiente de Poisson
$\sigma_{\gamma d}$	– Coeficiente de variación de $\bar{\gamma}_d$
σ'_v	– Tensión vertical efectiva
σ_1	– Tensión principal máxima
σ_2	– Tensión principal intermedia
σ'_3	– Tensión efectiva de consolidación

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN DEL TRABAJO

De las propiedades de los suelos utilizados como materiales de construcción de camadas de explanadas de pavimentos, la deformabilidad es determinante. La compactación de los suelos reduce la deformabilidad, procurándose así, encontrar índices de compacidad y saturación convergentes con las nociones de óptimo y máxima compacidad con vista a la creación de materiales que cumplan, luego de tratamiento, las funciones para las cuales están destinados. Las estructuras de tierra deben ser estables en términos de resistencia y a la acción del agua y poco deformables, pero igualmente dentro de ellas, y porque las condiciones de distribución de tensiones son distintas, las propiedades mecánicas – particularmente las de deformabilidad que son mas sensibles a esa anisotropía y heterogeneidades inducidas en la preparación de los macizos y de las condiciones de cargamento – no tendrán que cumplir todas los mismos patrones. Hay, sin embargo, necesidad de definir con algún rigor las relaciones entre las propiedades mecánicas e índices más simples como lo son los clásicos grados de compactación (y dentro de este, a que nivel energético) o los índices portantes de cariz semi – empírico (como o CBR), para que se pueda conocer con alguna agudeza los reflejos de las exigencias de compactación.

Clasificaciones actuales y más adecuadas a la aplicabilidad de estos macizos para las obras rodoviarias, como las de SETRA-LCPC, generan caminos que llevan a la perspectiva de un valor mínimo de los módulos de deformabilidad. Estos caminos son

resultados de ensayos en condiciones reales, incluyendo un vasto conjunto de materiales que no son, objetivamente correspondientes a los suelos provenientes de alteraciones de rocas graníticas que dominan las regiones Centro y Norte de Portugal y que cuando aplicados en terraplenes son denominados popularmente por “jabres graníticos”, ese trabajo, constituye una de las contribuciones de este trabajo. También para evaluar la dependencia de los parámetros de deformabilidad (por vía de módulos de deformabilidad seudo-elásticos) con las variaciones de los grados de compactación relativamente al Proctor, sobretodo el Modificado, es esencial para evaluar el grado de exigencia del cuaderno de encargos de obras en tierra, en particular en las capas más “nobles” de explanada de pavimento, sabiéndose que pequeñas variaciones de este último índice acarrea grandes variaciones en los primeros. Para que esa indexación sea clara es preciso que se conozca convenientemente la relación entre estos parámetros, que sólo pueden ser obtenidos a partir de la definición de manchas de sensibilidad de cada uno de aquellos conjuntos de parámetros, en el espacio común de peso específico seco *versus* contenido de humedad.

Sabiéndose que los criterios de ejecución de terraplenes se rigen corrientemente por límites al grado de compactación o al contenido de humedad de compactación y que estos no evitan los fenómenos de “colchón” de las zonas húmedas; es indispensable la integración de la tercera variable que controla las características de los terraplenes, o sea, la energía de compactación. Más aun, teniendo en cuenta estudios de sensibilidad, en el espacio peso específico seco *versus* contenido de humedad, la variación de los parámetros de deformabilidad y/o potencial de colapso de los suelos compactados, se constata que sus valores se mantienen aproximadamente constantes a lo largo de las líneas paralelas de saturación. Este estudio debe ser sistematizado e constituye también una contribución de este trabajo.

1.2 ESTRUCTURACIÓN DE LA DISERTACIÓN

El trabajo realizado para esta disertación de maestría, se encuentra descrito en este libro a lo largo de seis capítulos. Esta división consiste en:

CAPÍTULO 1 Introducción: en este primer capítulo se exponen las razones fundamentales por las cuales este trabajo fue realizado, así como la estructuración que el mismo tiene.

CAPÍTULO 2 Revisión de las Bases Teóricas y Criterios para Proyecto y Ejecución de Explanadas de Pavimentos: en este capítulo se describen las bases teóricas que se utilizan en la realización de explanadas de pavimentos, esto incluye desde ensayos que se deben realizar tanto en campo como en laboratorio, hasta la normativa en vigor (cuadernos de encargos IEP, normativa francesa y americana AASHOO) por la cual se rigen los proyectos. También se trata de exponer los errores u omisiones que existen en estas normativas a fin de conseguir una mejor ejecución y una mayor vida útil de los terraplenes rodoviaros.

CAPÍTULO 3 Determinación del Módulo de Deformabilidad *in situ* y en Laboratorio: Aquí se explica brevemente el concepto de módulo de deformabilidad y sus parámetros, además de las bases teóricas y experimentales, tanto en *in situ* como en laboratorio y de los métodos más utilizados para la obtención de este módulo en suelos a utilizar en las explanadas de pavimentos.

CAPÍTULO 4 Programa Experimental: este capítulo describe los pormenores del trabajo laboratorial y *in situ* realizado para esta disertación. En el mismo se incluye desde la descripción del material y todos los ensayos para su caracterización física y mecánica, hasta los ensayos realizados para la obtención del módulo de deformabilidad del mismo. En esta parte, se explica detalladamente los ensayos triaxiales utilizados, así como, las derivaciones de las experiencias realizadas durante los mismos. Además en los anexos de este capítulo se explican pormenores específicos de este trabajo de la siguiente forma: el Anexo 4.1, se describe el proceso de saturación utilizados en los ensayos triaxiales para este estudio en particular; el Anexo 4.2, explica el tipo de

instrumentos que se utilizó para medir las deformaciones de la probeta en los ensayos triaxiales; y finalmente, el Anexo 4.3 describe la utilización de ondas sísmicas para la verificación de la saturación de la probeta, así como la obtención del módulo de rigidez transversal G en la misma.

CAPÍTULO 5 Análisis de Resultados Obtenidos en Campo y Laboratorio: en este capítulo se muestran los resultados obtenidos durante todo el trabajo, su análisis y las comparaciones de los diferentes módulos obtenidos en los diferentes ensayos y con la normativa expuesta en este trabajo.

Finalmente el CAPÍTULO 6 expone las conclusiones derivadas del trabajo realizado.

CAPÍTULO 2

REVISIÓN DE LAS BASES TEÓRICAS Y CRITERIOS PARA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE BASES DE PAVIMENTOS

2.1 CRITERIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES RODOVIARIOS

En la construcción de estructuras para pavimentos obras viarias, así como en todas las áreas de la ingeniería, ha surgido a través de los años la necesidad de idear y controlar procedimientos que regulen la construcción de estas estructuras, así como, de garantizar y prolongar la segura utilización de las mismas.

Existen varios criterios en los cuales se basan los proyectos para la ejecución de pavimentos. En un principio, después de la Segunda Guerra Mundial, cuando se comenzó a tener consciencia de que era necesario controlar los procesos constructivos de las carreteras, el criterio base para esta construcción era el control de compactación en obra, a través de los resultados obtenidos en laboratorio del ensayo Proctor. Sin embargo, a través de los años y de los constantes estudios para mejorar la calidad de las vías de comunicación, se ha encontrado, que además de ser importante un control riguroso de la compactación de los terraplenes, es fundamental controlar la deformabilidad de los materiales a ser utilizados en estos.

Efectivamente, como será explicado más adelante existen normas que estipulan valores mínimos de módulos de deformabilidad para los materiales a utilizar en pavimentos.

También en los puntos que se siguen en este capítulo se describen ensayos y normas que son utilizadas y seguidas en proyecto y ejecución de terraplenes rodoviaros, con énfasis para las explanadas de los pavimentos, de forma a dar una idea general de los puntos más relevantes en los que estas tesis se basará para llegar a las conclusiones pertinentes, surgidas del análisis de los resultados experimentales que serán expuestos más adelante en este trabajo.

2.1.1 Ensayo de Compactación Proctor

Las tierras colocadas en obra sin cualquier compactación, por tanto, con elevado índice de vacíos, son fácilmente susceptibles de sufrir asentamientos, así como se ser atravesadas por agua, pudiendo esta originar el arrastre de las partículas finas del suelo y conduciendo algunas veces al colapso de la obra, y además, la capacidad para soportar las cargas será mucho menor, estos factores llevan a la necesidad de compactar los suelos para conseguir principalmente los siguientes objetivos: evitar futuros asentamientos, mejorar la capacidad del suelo de soportar cargas y garantizar una mayor estabilidad del material en obra, se conseguir también, mediante la disminución del índice de vacíos del suelo una mayor dificultad de escurrimiento del agua, a través del suelo. La necesidad de conseguir estos requisitos llevo al desarrollo de tecnológico de equipos de compactación y el establecimiento de normas sobre la calidad de los materiales a utilizar, ya sea en obra como en la verificación de los resultados conseguidos en la compactación.

Por tanto, la Compactación de un suelo, es el proceso por el cual se mejora la capacidad resistente y su compresibilidad, mediante la aplicación de cargas, las cuales generan tensiones en el suelo, provocando así, la reducción del índice de vacíos y en consecuencia reducción del volumen del mismo.

En laboratorio se intenta reproducir las condiciones en campo que permiten confirmar lo que la experiencia, ya ha revelado, que existe una determinada humedad del suelo, con una determinada energía de compactación en la que se consiguen los mejores resultados en la compactación, es decir, el mayor peso específico. (Gomes Correia, 1980).

Si un suelo suelto es compactado por medio de la aplicación de una carga, entonces el peso seco alcanzado está relacionada al contenido de agua que tiene el suelo. La curva que relaciona estos dos factores (γ_d vs. w), muestra el máximo peso seco (γ_{dopm}) para un contenido de agua particular, generalmente referido como ‘contenido de agua óptimo’ (w_{opm}) para ese método de compactación o esa energía aplicada. Por lo tanto, las variaciones obtenidas en un suelo cuando compactado, dependen del contenido de agua que posee el mismo durante la compactación, así como, de la energía que es aplicada. El máximo peso seco (γ_{dopm}) aumenta y el contenido de agua óptimo (w_{opm}) disminuye con el incremento del esfuerzo de compactación. (Figura 2.1).

Como explican Croney y Croney (1997), con la aplicación de pequeñas cargas el comportamiento del suelo es elástico, por lo que cualquier deformación ocurrida es “completamente” reversible cuando la carga es removida; y en consecuencia no se consigue una buena compactación. Con una carga un poco superior, la compactación tiene lugar y se suceden aumentos de esfuerzos en el suelo a un nivel en que, el mismo, es aún capaz de resistirse a las deformaciones en la aplicación de una carga más, sin colapsar.

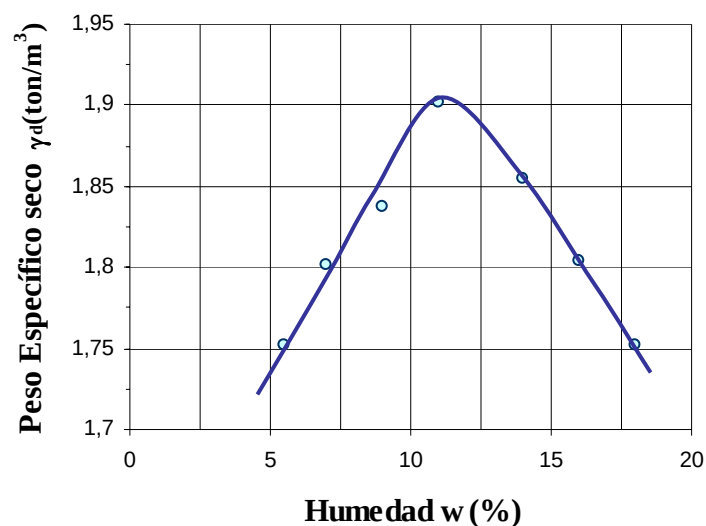


Figura 2.1 Prueba de Compactación Proctor Modificado Estándar (Lambe 1951)

Pero si se coloca una carga aún mayor, el suelo se compacta a un nivel, donde no pueden ser movilizadas más fuerzas y a esto le sigue, el corte del suelo, es decir, colapsa. La relación humedad peso específico para determinado suelo depende del

grado y tipo de energía específica de compactación por unidad de volumen que se aplica durante el proceso; la Figura 2.2 muestra los resultados de 5 pruebas de compactación dinámicas. La energía de compactación disminuyó de las pruebas 1 a la 5. Para un determinado tipo de compactación, cuanto mayor es la energía, mayor es el peso específico alcanzado. Esta energía puede ser fácilmente calculada en laboratorio cuando el suelo es compactado por golpes con un martillo, a través de la siguiente ecuación:

$$E = \frac{p \cdot h \cdot n \cdot N}{V} \quad (2.1)$$

donde ‘ p ’ es el peso del martillo, ‘ h ’ la altura que caída del martillo, ‘ n ’ el número de capas, ‘ N ’ el número de golpes por capa y ‘ V ’ el volumen del molde.

En laboratorio para ensayos donde el suelo es compactado estáticamente, la energía específica puede ser evaluada teóricamente en términos del tamaño del molde, número de capas de suelo, presión aplicada a cada capa y duración de la aplicación. De cualquier forma, la estimación de la energía aplicada no es fácil, en el caso de que la energía sea afectada por la deformabilidad del suelo y el tiempo de aplicación de la carga (Rico, del Castillo, Sowers; 1988)

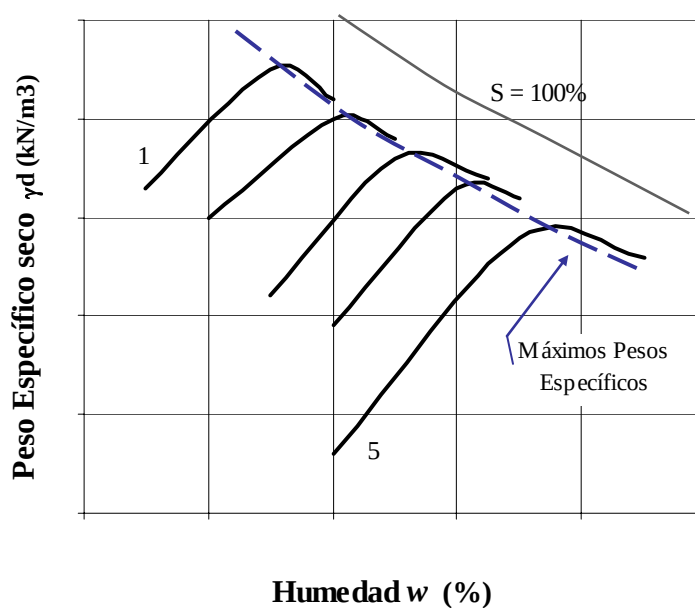


Figura 2.2 Diferentes Energías de compactación

Puede observarse que con la variación de las energías se obtiene una familia de curvas que presentan un cierto paralelismo, donde se consiguen mayores valores del peso específico seco y menores contenidos de agua óptimos, cuanto mayor es la energía aplicada; sin embargo, como Proctor demostró en sus estudios, los efectos obtenidos en la compactación no son función directa de la energía aplicada, es decir, para un tipo de suelo no es posible obtener un valor del peso específico seco siempre mayor a pesar de aumentar la energía aplicada al suelo. O sea, para un tipo de procedimiento de compactación existe un solo valor de contenido de agua óptimo asociado a un peso específico seco máximo. También se puede observar que las curvas tienden a aproximarse del ramo de húmedo con cierto paralelismo a la llamada curva de saturación.

Esta curva de saturación, relaciona el contenido de agua y el peso específico seco de un suelo, para el caso que se haya expulsado todo el aire del suelo. La línea de saturación limita a todas las familias de curvas de un mismo suelo, (Figura 2.2) teniendo como ecuación:

$$\gamma_d = \frac{G \cdot \gamma_w}{1 + G \cdot w} \quad (2.2)$$

siendo G la densidad de partículas sólidas y γ_w el peso específico de agua. Esta curva puede ser obtenida tanto en campo como en laboratorio.

Por otra parte, debido a que la forma de la curva de compactación es del tipo no lineal, (Figura 2.3) se puede deducir que para un mismo valor de peso específico seco se pueden obtener dos valores del contenido de humedad para una misma energía aplicada. Es decir, para un mismo valor de peso específico seco, corresponden dos valores del contenido de humedad, teniéndose uno menor al contenido óptimo y otro mayor al mismo; el primero corresponde a la rama seca de la curva de compactación y el segundo a la rama húmeda. Es de notar que, las características del suelo (como resistencia al corte y deformabilidad) para un mismo peso específico seco son diferentes según la compactación sea realizada por la rama seca o la húmeda.

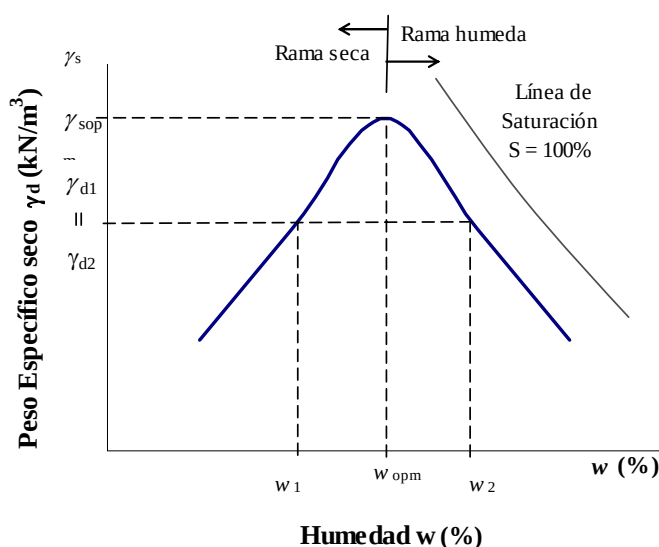


Figura 2.3 Curva de Compactación

Cuando la compactación es realizada del lado seco parte de los vacíos del suelo es llenada por las partículas de suelo y agua, y la mayor parte de estos vacíos es llenado por aire. En términos de resistencia al corte tenemos que esta situación da origen a aumentos de valores de succión y aumento de la tensión efectiva, lo que contribuye con la resistencia al corte del suelo. Por otra parte, cuando la compactación es realizada del lado húmedo de la curva, tenemos que el fenómeno de capilaridad tiende a reducirse y a desaparecer cuando mayor es el contenido de humedad del suelo en compactación. De esta forma, tenemos que del lado húmedo se obtendrá una resistencia al corte menor que con una compactación del lado seco. El mismo fenómeno acarreará consecuencias en la deformabilidad (rigidez) del suelo.

Sin embargo, es importante destacar que cuando se realiza un terraplén, este probablemente estará en contacto con agua y por lo tanto, su contenido de humedad aumentará pudiendo poner, así, en causa la estabilidad el mismo. Por eso, es importante realizar en laboratorio ensayos en que la muestra sea saturada y que permitan determinar las propiedades mecánicas (rigidez e resistencia) de un terraplén en condiciones de servicio (potencialmente y accidentalmente inundado) de forma a evaluar el contenido de agua adecuado para la realización del terraplén.

En relación a la deformabilidad, tenemos que ésta depende en mucho del tipo y naturaleza del suelo, sin embargo, en términos generales, cuando se compacta un suelo

del lado seco se obtiene una deformabilidad menor que cuando compactado del lado húmedo. A medida que el contenido de humedad aumenta, crece también la plasticidad pudiendo soportar deformaciones apreciables sin rotura. En cambio, el comportamiento del lado seco muestra características de materiales frágiles con roturas relativamente bruscas para pequeñas deformaciones, especialmente si el contenido de agua es muy bajo. Así tenemos, que cuando se construyen terraplenes y entran en contacto con agua, cuando son compactados del lado húmedo, son naturalmente menos sensibles, a pesar de tener valores absolutos más bajos, pudiendo exhibir en esa fase de obra, donde hay potencial de inundación, menos deformabilidad que los construidos del lado seco. (Guedes de Melo, Novais Ferreira, 1981). Esta ‘evolución’ se debe en buena medida a fenómenos asociados con la desarrollo de la succión, traducida muchas veces en colapso o en expansión (conforme el tipo de suelo en cuestión).

Como describe Oliveira (2004), Lambe (1958), utilizando los conceptos de la química dos coloides, propuso un tipo de arreglo estructural presentado por las muestras arcillosas moldadas en la curva de compactación. Las partículas del suelo son consideradas como coloide, cuando las fuerzas eléctricas, que actúan entre las mismas, superan las fuerzas de masa. La Figura 2.4 en la muestra compactada en el ramo seco (punto A) no ocurre la formación de una a doble capa, debido a la deficiencia de agua. De esta forma, se reduce la repulsión entre las partículas tendiendo a formar una estructura floculada. En el punto B ocurre una reducción de la concentración electrolítica, disminuyendo el grado de floculación, lo que permite una mayor orientación de las partículas. Al estar las partículas más cerca se produce una estructura más densa. La adición de agua funciona como un lubricante haciendo con que las partículas deslicen entre si. Para porcentajes de agua mayores que la humedad óptima ocurre una mayor expansión de la doble capa y las partículas de los coloides quedan alineadas formando una estructura dispersa. El mayor grado de alineamiento es el completo desarrollo de la doble capa, hace con que las fuerzas de repulsión superen a las fuerzas de atracción, reduciendo la densidad. En la Tabla 2.1 se muestra en términos generales, las diferencias entre las propiedades del suelo, según la compactación sea realizada del lado seco o del lado húmedo de la curva de compactación.

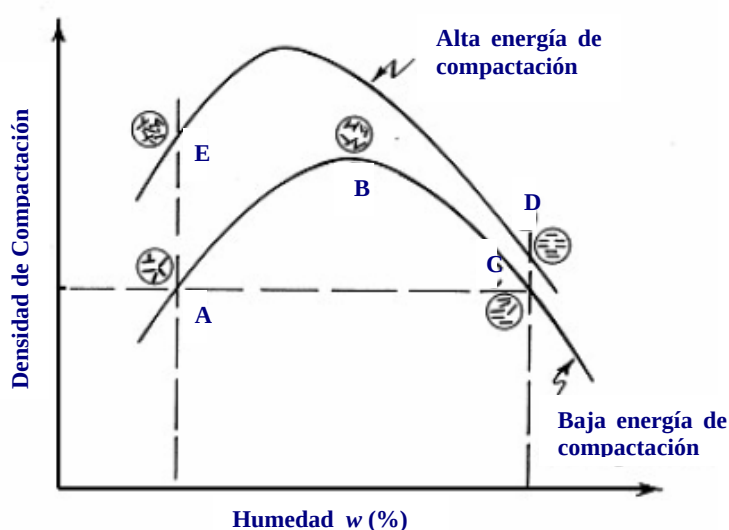


Figura 2.4 Influencia de la Compactación en la estructura del suelo (Lambe, 1962)

Tabla 2.1 Comparación entre las compactaciones por el lado seco o húmedo del óptimo (Mecánica de suelos, Lambe 1996)

Propiedad	Comparación
Estructura Disposición de las partículas Deficiencias de humedad Estabilidad	Del lado seco mas aleatoria Del lado seco, mayor deficiencia por tanto mayor higroscopicidad, mayor expansión y menor presión intersticial La estructura del lado seco es más susceptible de variación
Permeabilidad Magnitud Estabilidad	Del lado seco, más permeable Del lado seco, la permeabilidad se reduce mucho más por el flujo de agua
Compresibilidad Magnitud Velocidad	Del lado húmedo, mayor compresibilidad con bajas presiones y del lado seco con altas presiones Del lado seco, se consolida más rápidamente
Resistencia En el molde Sin drenaje Con drenaje Después de la saturación sin drenaje con drenaje	Del lado seco, mucho mayor Del lado seco, algo mayor Del lado seco, algo mayor si se evita la expansión; del lado húmedo puede ser mas elevada si se permite la expansión Del lado seco, aproximadamente la misma o ligeramente mayor
Presiones intersticiales en la rotura	Del lado húmedo mayor
Módulo de Deformabilidad	Del lado seco, mucho mayor
Sensibilidad	Del lado seco, más probabilidad de sensibilidad

Los ensayos de compactación en laboratorio son realizados con el mismo tipo de suelo y bajo las condiciones que se supone tendrá el terraplén luego de construido. Se determinan los parámetros adecuados para la realización de la compactación del terraplén y se procede a la construcción del mismo. Sin embargo, durante la construcción del terraplén es importante la realización de controles de compactación para verificar que la misma esta a ser realizada según las especificaciones y condiciones proyectadas para la obra. Hoy en día este control es realizado mediante el ensayo de botella de arena y determinación de la humedad en estufa, sobretodo como calibradores de los métodos utilizados más frecuentemente, como lo es el densímetro nuclear, que en términos generales permite determinar el peso específico y contenido de humedad del terraplén ya construido, verificándose así, si las condiciones de construcción son adecuadas.

Debido a la necesidad de uniformizar los procesos y pasos en la realización de ensayos de compactación de suelos en campo, hace más de 60 años fueron desarrollados, por un equipo liderado por Proctor, en los USA, ensayos de laboratorio de compactación estandarizados. Inicialmente estos ensayos de suelos eran compactados en aproximadamente tres capas iguales en un molde cilíndrico de 101.6mm de diámetro y 116mm de altura. Un martillo de 51mm de diámetro de cara plana y con 2,5Kg de peso, es usado para compactar el suelo; el cual se deja caer desde un altura de 305mm, 25 veces sobre cada capa de suelo. De esta manera, se obtiene un volumen moldado uniformemente, dentro de lo que la práctica del ensayo permite. Cuando el nivel superior de la superficie esta nivelado con el tope del molde, se determina el peso del suelo y se calcula el peso específico seco mediante el volumen del molde y la medición del contenido de agua del suelo. Los ensayos son normalmente realizados entre un rango del contenido de agua, para conseguir la relación peso específico seco - contenido de agua (γ_d vs. w) que establezca convenientemente las dos ramas de la curva (con un mínimo de dos puntos definidos por encima y por debajo el valor óptimo máximo de γ_d).

Este ensayo fue originalmente llamado como Ensayo Proctor, luego fue normalizados y así mismo denominado como: Ensayo AASHTO T99-86 o como Ensayo ASTM D689.

Tiempo después fue concebida una modificación en el ensayo antes descrito. La variación del ensayo se debió a la necesidad de un ensayo en el cual se consiguieran mayores pesos, por lo que se llegó a una compactación más pesada. En este ensayo es utilizado el mismo molde pero el suelo es compactado en 5 capas utilizando un martillo de 4,54Kg, dejándolo caer 25 veces sobre la superficie de cada capa desde una altura de 457mm. Este ensayo es designado como: Proctor Modificado o Pesado, AASHTO T180-86, ASTM D1557.

2.1.2 Ensayo CBR

Dos suelos diferentes al ser compactados, no sólo alcanzarán valores de peso seco y humedad óptima diferentes, sino que también tendrán comportamientos diferentes en términos de ingeniería. Por esta razón, es necesario realizar ensayos con los que se obtengan resultados en términos de capacidad resistente que puedan ser comparables para condiciones equivalentes de compactación. En consecuencia han sido desarrollados ensayos de penetración para la evaluación de la capacidad portante, o sea, tanto la resistencia a cargas localizadas como las impuestas por los rodados, el más consagrado es el California Bearing Radio Test (CBR). Según la AASHTO, este método evalúa la resistencia de materiales a utilizar en bases, explanadas y materiales granulares (con diámetros máximos de $\frac{3}{4}$ ”), en la construcción de pavimentos rodoviarios y pistas de aterrizajes. Por otra parte, la ASTM denomina el ensayo simplemente, como un ensayo de relación de soporte. En términos generales, el ensayo CBR mide la resistencia de un suelo bajo condiciones de humedad y peso controladas.

Como explican Croney y Croney (1997), este ensayo data de los años 20 y fue adaptado por U.S Army Corps of Engineers (cuerpo de Ingeniería del Ejército Americano) para la realización de pistas de aterrizaje a principios de los años 40. El CBR parece haber sido utilizado inicialmente por el Departamento de Carreteras del

Estado de California por el Ing. O. J. Porter. Como muchos ensayos desarrollados y modificados a lo largo de varios años, el método de muestreo, preparación y ensayo han variado desde sus inicios. El equipo y procedimiento del ensayo son descritos en detalle en la AASHTO T193-98 (2000) y ASTM D1883-73. La Figura 2.5 muestra el esquema del ensayo CBR. El CBR en laboratorio es realizado para materiales de partículas de tamaño máximo 20mm. Sí, el material a ser ensayado contiene 20% o menos retenido en el tamiz $\frac{3}{4}$ " (20mm), entonces esta fracción puede ser removida sin provocar una mala estimación de la resistencia del suelo y substituirse por la misma cantidad de suelo retenida entre el tamiz $\frac{3}{4}$ " y el n° 4. Por otra parte, si el porcentaje de suelo retenido en el tamiz $\frac{3}{4}$ " es mayor del 20%, no se puede realizar el ensayo. Sin embargo, el CBR puede ser realizado *in situ* sobre cualquier tipo de suelo.

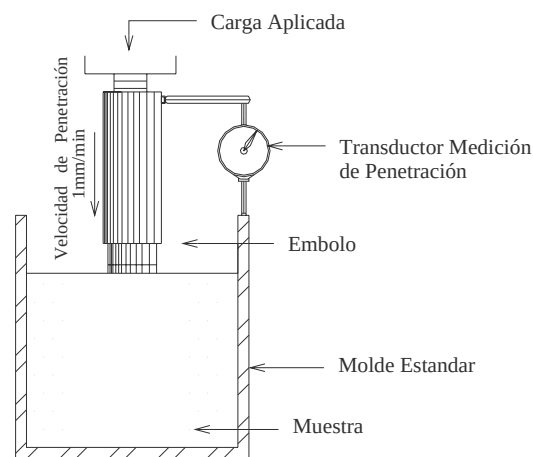


Figura 2.5 Esquema de realización del ensayo CBR

El ensayo se realiza usualmente sobre muestras compactadas al contenido de humedad óptimo utilizando la compactación del Proctor Modificado. A menudo se compactan dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para penetración después de saturar por un periodo de 96 horas, de forma a, simular las condiciones de saturación que se podrían tener el suelo en campo; en este caso es preciso tomar registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente. El ensayo sobre muestra saturada cumple dos propósitos:

1. Dar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura de pavimento cuando el suelo satura.
2. Dar indicación de la pérdida de resistencia debido a la saturación en el campo.

El CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración dentro de la muestra de suelo compactada a un contenido de humedad y peso dados, con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado. En forma de ecuación esto se puede expresar como:

$$\text{CBR} = \frac{\text{carga del ensayo}}{\text{carga patrón}} \cdot 100 (\%) \quad (2.3)$$

Además como mínimo se deben confeccionar tres probetas con distinta energía de compactación, de tal manera, que el peso al cual el CBR se desee determinar quede entre dos probetas, generalmente se utilizan probetas compactadas con 12, 25 y 55 golpes.

Con los datos del ensayo se traza la curva de carga-penetración, para cada una de las muestras, es decir, la de 12, 25 y 55 golpes. En algunos casos esta curva puede tomar, inicialmente, una forma cóncava hacia arriba debido a irregularidades de la superficie o exceso y expansión en las fases mas expuestas al agua y no confinadas pero también otras causas. En dichos casos, como se muestra en la Figura 2.6, el punto cero del gráfico debe corregirse trazando una recta tangente a la mayor pendiente de la curva y trasladando el origen al punto en que esta tangente corta la abscisa. Esta intercepción es adicionada a la penetración estándar de 2,5 y 5mm cuando se analiza la carga de estas penetraciones para los materiales bajo ensayo. El valor más grande correspondiente a 2,5 y 5mm de penetración, es normalmente tomado como el valor del CBR del material, para las condiciones del ensayo.

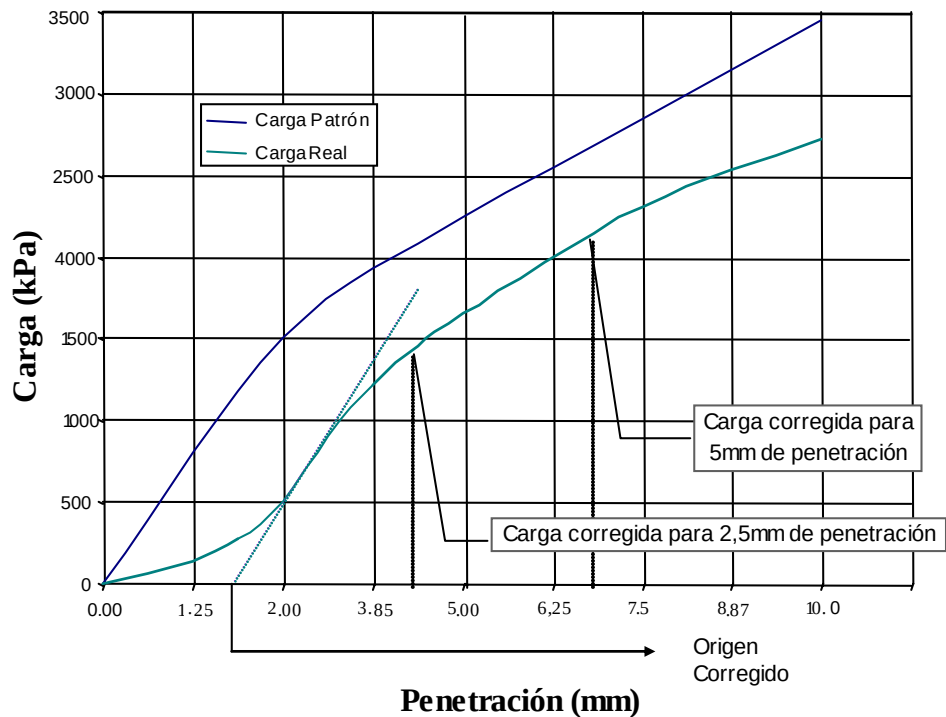


Figura 2.6 Corrección de la curva Carga-Penetración (Foncea y Cifuentes)

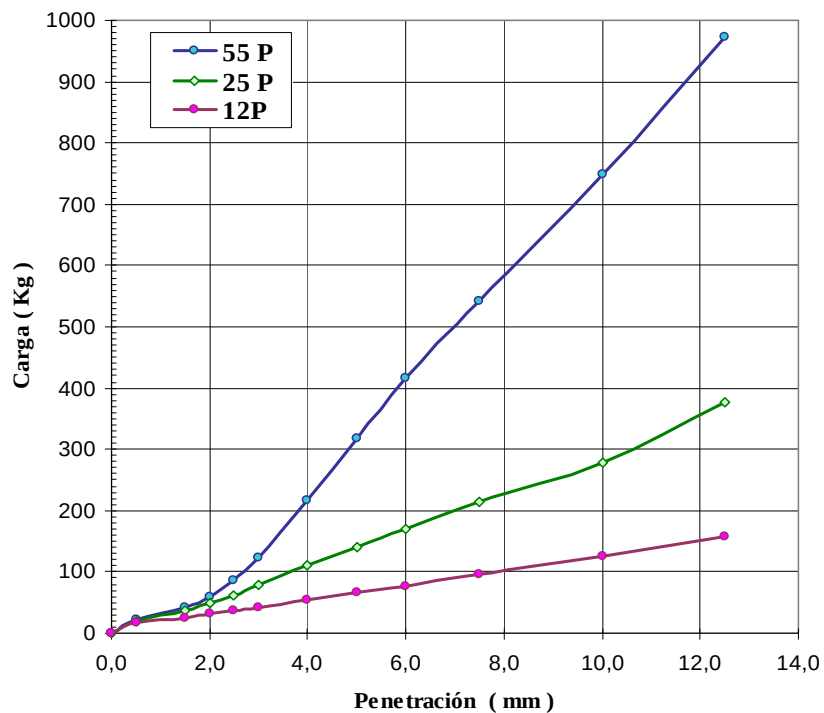


Figura 2.7 Curva de penetración CBR para 12, 25 y 55 golpes

Empleando los valores de carga corregidos tomados de la curva carga-penetración para 2,5mm y 5mm de penetración, se calculan las razones de soporte para cada una de ellas,

dividiendo las cargas corregidas por las cargas de 1035Kgf x 100 y 2033Kgf x 100 de la curva patrón respectivamente. Los resultados se muestran en la Figura 2.8 en que se tiene el peso seco versus el porcentaje de CBR para los tres moldes utilizados (55, 26 y 12 golpes). Con esta curva se puede obtener el valor del CBR para un determinado tipo de suelo según su peso específico seco. Sin embargo, esta es calculada para el 95% del γ_d del suelo, debido a que la compactación que se realiza en campo es realizada para este mismo valor.

Luego de obtener el valor del CBR del suelo, se procede al análisis de éste en función de su aplicación en los proyectos rodoviaros en estudio. Es de resaltar que el valor de ensayo CBR en laboratorio se deriva de la media de los tres valores (12, 25 y 55 golpes), y que en campo la compactación del terraplén se realiza con base en el Proctor Modificado (55 golpes); esto quiere decir que, el valor que se obtiene en laboratorio siempre va a ser menor que el que se obtiene en campo, y por lo tanto el ensayo en laboratorio sólo tiene sentido real si fuese realizado de igual forma que como es ejecutado el terraplén en campo y si la determinación del CBR fuese realizada en el punto de la curva relativo al valor obtenido de la Figura 2.8 de la forma antes explicada.

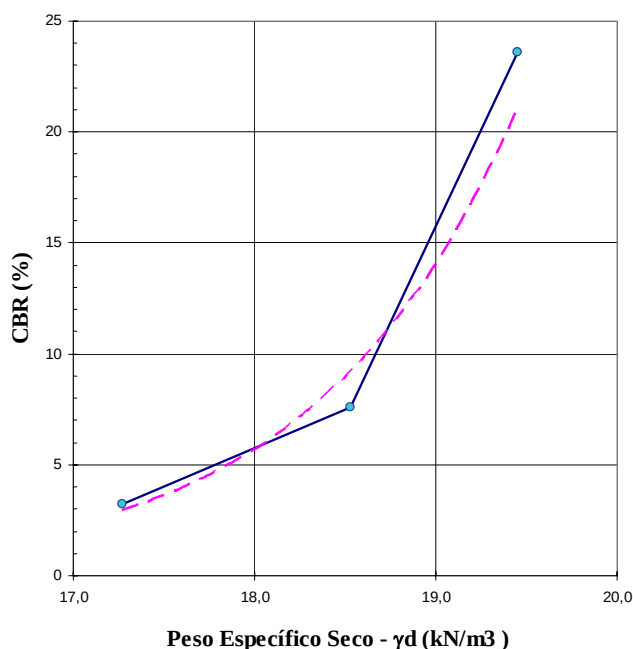


Figura 2.8 Curva de penetración CBR vs. γ_d

2.2 NORMATIVA RODOVIARIA

En general, las normas en ingeniería civil, nacen de la necesidad de uniformizar y controlar los procesos constructivos, de forma a garantizar cada vez más, la calidad y vida útil de las obras en construcción. Con esta base, cada país de forma individual crea sus propias normas de ejecución y control, sean estas, originales o basadas en normas extranjeras o internacionales.

Por otra parte, las compañías y proyectistas realizan los llamados cuadernos de encargos, los cuales son basados en las normas vigentes y con los criterios de calidad que consideren pertinentes (respetando siempre las normas). En los puntos a continuación se describen brevemente las bases y características fundamentales de los cuadernos de encargos de REFER-LENC (a pesar de ser ferroviarias), del ‘Instituto de Estradas de Portugal’ (IEP) y las normas francesas. La presentación de estos, se debe al hecho de la primera poseer fundamentos necesarios para la realización de terraplenes, la segunda por ser la entidad reguladora de las principales infraestructuras rodoviarias en Portugal y la tercera por ser particularmente detallada y metodológica viniendo a ser gradualmente asumida en la práctica de proyecto y construcciones rodoviarias.

2.2.1 Normativa REFER-LNEC e IEP

Los cuadernos de encargos del IEP funcionan esencialmente como guía de requisitos mínimos que el proyectista y constructor de rodovías deben seguir a la hora de realizar la construcción de los terraplenes. Estos cuadernos describen de forma general la clasificación de los materiales utilizados en este tipo de obra y además, las características idóneas que estos deben tener o cumplir, de forma a garantizar una obra de calidad. La clasificación de estos materiales se basa principalmente en la clasificación ASTM D 2487 y los resultados del ensayo CBR. La utilización o no de estos suelos, obedece al cumplimiento o no de estas especificaciones, como puede observarse en la Tabla 2.2. Sin embargo, más adelante, específicamente para materiales para explanadas de pavimentos, se hace referencia a las características más discriminadas que deben ser cumplidas por los posibles materiales a utilizar.

Tabla 2.2 Clasificación de suelos para materiales de terraplenes según los cuadernos de encargos del IEP

Clase	CBR (%)	Tipo de suelo	Utilización		
			PIT	Cuerpo	PST
S0	<3	OL	N	N	N
		OH	N	P	N
		CH	N	P	N
		MH	N	P	N
S1	entre 3y 5	OL	N	S	N
		OH	N	S	N
		CH	N	S	N
		MH	N	S	N
S2	entre 5 y 10	CH	N	S	N
		MH	N	S	N
		CL	S	S	P
		ML	S	S	P
		SC	S	S	P
S3	entre 10 y 20	SC	S	S	S
		SM	S	S	S
		SP	S	S	S
S4	entre 20 y 40	SW	S	S	S
		GC	S	S	S
		GM-u	P	S	P
		GP	S	S	S
S5	>40	GM-d	S	S	S
		GP	S	S	S
		GW	S	S	S

S Si puede ser utilizado
N No puede ser utilizado
P Posiblemente puede ser utilizado
PIT Parte Inferior del Terraplén
Cuerpo Cuerpo del Terraplén
PST Parte Superior del Terraplén

De acuerdo con los cuadernos de encargos del IEP, los materiales para capas de explanadas de pavimentos de suelos, deberán ser constituidos por suelos de buena calidad, libres de detritos, materia orgánica y/o cualquier otra sustancia nociva, debiendo obedecer a las siguientes características:

Dimensión máxima 75mm

Porcentaje de material que pasa el tamiz nº 200 ASTM, máxima..... 20%

Límite liquido, máximo 25%

Índice de plasticidad, máximo 6%

Equivalente de arena, mínimo.....	20%
Valor de azul de metileno (material de dimensión menor a 75mm), máx.....	2,0
CBR a 95% compactación relativa y % humedad óptimo (PM), mín.....	10%
Expansibilidad (ensayo CBR), máxima.....	1.5%
Porcentaje de materia orgánica	0%

Estos cuadernos de encargos del IEP son parecidos en cuanto a su procedimiento al método utilizado por el ‘Asphalt Institute’ de los Estados Unidos, en que la aprobación o no de un material para su utilización en terraplenes rodoviaros se basa principalmente en el valor de CBR que el suelo posee.

No obstante, como expone Fortunato (2003), la tendencia actual (internacional) consiste en el conducir el análisis de la capacidad de carga y control de calidad en la ejecución de los terraplenes, indiciando cada vez más en el establecimiento de valores mínimos de los módulos de deformabilidad para las capas de pavimentos, al contrario de la utilización del valor límite en el ensayo CBR, que es un parámetro meramente indicial, como es el caso de los cuadernos de encargos del IEP.

Sin embargo, en Portugal, ya existe la inquietud de adaptar las especificaciones para las normativas rodoviaras a las expresadas internacionalmente, como es el caso del cuaderno de encargo de la REFER, que en 2001 expresó como requisito indispensable un valor mínimo de módulo de deformabilidad para ejecución de terraplenes ferroviarios, y en los que un estudio más completo de las características del suelo a utilizar en los terraplenes, es implementado.

2.2.2 Normas Francesas (SETRA)

Las normas francesas del LCPC/SETRA de 1997 poseen especificaciones para la utilización de materiales para explanadas de pavimentos (“couches de forme”) muy específicas y bastante detalla en relación a cada una de las características que estos suelos deben. Es de resaltar que estas especificaciones o condiciones mínimas necesarias que los suelos deben poseer son muchos más precisas que el caso de los cuadernos de encargos del IEP.

Las normas SETRA, además de describir condiciones tanto físicas como mecánicas que los materiales para explanadas deben tener, expresa claramente la necesidad de obtener un valor mínimo de módulo de deformabilidad del terraplén rodoviario, que garantice de forma satisfactoria, buenas condiciones de tráfico durante la ejecución y utilización del pavimento.

Estas normas poseen su propia clasificación de suelos con fines rodoviarios, en la cual admiten o no la utilización de ciertos materiales, según sus características y/o los tratamientos que pueden ser aplicados en los materiales de forma a poder ser utilizados. Un ejemplo de la clasificación inicial de los materiales con $D_{\max} < 50\text{mm}$, según el SETRA se muestra en la Figura 2.9.

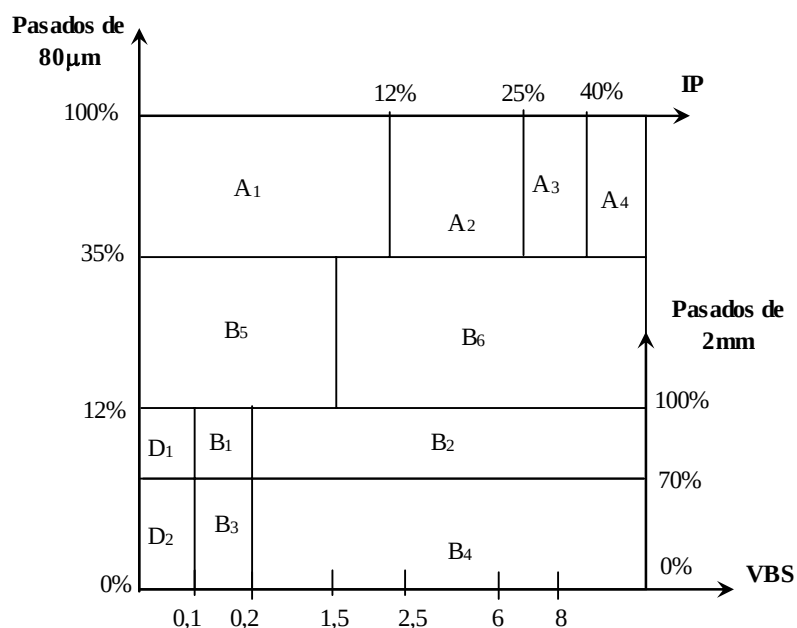


Figura 2.9 Clasificación para suelos ($D_{\max} < 50\text{mm}$)

Según estas normas, para que la explanada de pavimento sea ejecutada de forma satisfactoria, es necesario, que la formación de rodados del terraplén sea limitada, lo que conlleva a buscar a este nivel una capacidad resistente mínima a corto plazo. Como el SETRA explica, la experiencia muestra que un valor de módulo EV2 en la placa (o módulo equivalente de 'dynaplac') de la orden de 35MPa es generalmente necesario para colocar en obra la explanada del pavimento en materiales tratados, en cuanto que

una explanada en materiales granulares puede ser ejecutada sobre un terraplén de apenas 15 a 20MPa.

Además de las exigencias mínimas recomendadas anteriormente, la plataforma en el momento de la colocación del pavimento debe ser tal que, el módulo EV2 determinado por la placa o el módulo equivalente de la ‘dynapla’ sea superior a 50MPa.

Por otra parte, el SETRA resalta que en ciertas condiciones como es el caso de grandes obras en las cuales la circulación en la explanada será importante, o debido a la naturaleza de los materiales de las otras capas del pavimento y a las condiciones de ejecución consideradas (espesura y materiales de compactación), podrá ser útil adoptar principios aún más exigentes.

A pesar de que los cuadernos de encargos del IEP no son tan específicos y detallados como lo son las normas francesas, para el caso de terraplenes rodoviarios, es importante señalar, que la metodología utilizada por REFER-LNEC para la utilización de un suelo, en terraplenes ferroviarios es muy parecida a la normativa francesa para terraplenes rodoviarios.

CAPÍTULO 3

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMABILIDAD *IN SITU* Y EN LABORATORIO

3.1 DEFINICIÓN DE MÓDULO DE DEFORMABILIDAD

De acuerdo con Tatsuka et al. (1992), la deformabilidad de un material elástico es independiente de la carga (tensión-deformación) aplicada y del tipo de esta (monótona o cíclica) incluyendo el número de ciclos de carga. Cuando la deformabilidad es medida con muy pequeñas deformaciones, apúntese, para menos de 0,0001% (10^{-5}), donde los efectos de repetición de carga y la extensión son muy pequeños o despreciables, la deformabilidad puede ser considerada como, deformación elástica. Por lo tanto, la deformabilidad a muy pequeñas extensiones requerida para análisis de problemas de carga estática puede ser evaluada basada en la deformabilidad obtenida en campo mediante la velocidad de ondas de corte elásticas.

Los términos de “propiedades dinámicas” y “propiedades estáticas” son frecuentemente utilizados sin una clara definición. De cualquier forma estos términos son teóricamente incorrectos y prácticamente engañosos. Woods, 1991, (citado Tasuoka et al., 1992) propusieron no utilizar el término de “propiedades dinámicas” desde que ‘dinámico’ represente una condición de carga. Particularmente, es necesario distinguir ‘dinámico’ y ‘cíclico’ porque ‘dinámico’ no debe ser ecuacionado únicamente fenómenos de cargas cíclicas. El término “carga dinámica” es más general y significa “carga monótona o cíclica que es dependiente al tamaño de la tensión donde el efecto de inercia no puede

ser ignorado”. Por otra parte, “ensayos de carga dinámica” refiere condiciones donde, la aceleración es el factor más controlado y la rigidez o deformabilidad de la muestra es determinada por las propiedades dinámicas de la muestra. También el modismo ‘estático’ no debe ser utilizado exclusivamente con “cargas monótonas vírgenes con extensiones relativamente pequeñas”. El término “carga estática” debe ser definido como una “carga monótona o cíclica con aplicación de carga relativamente lenta donde el efecto de inercia puede ser ignorado”.

De acuerdo con Shibuya et al, 1992, la Figura 3.1 muestra la definición de los parámetros de deformabilidad relacionados con la tensión de desvío $q = \sigma_1 - \sigma_3$ y la deformación axial, ε_1 , de los ensayos realizados con σ_3 constante, desde una condición de consolidación isotropita. Las definiciones de son las siguientes:

Módulo de deformabilidad Secante: $E_{\text{sec}} = (q - q_B) / \varepsilon_1$

Módulo de deformabilidad Tangente: $E_{\text{tan}} = (dq) / d\varepsilon_1$

Módulo de deformabilidad de Recarga y Descarga: $E_{\text{rd}} = (q_{\text{SA}}) / (\varepsilon_1)_{\text{SA}}$

Módulo de deformabilidad Máximo: $E_{\text{max}} = E_{\text{sec}} = E_{\text{tan}} = E_{\text{rd}}$ (si es elástico-lineal)

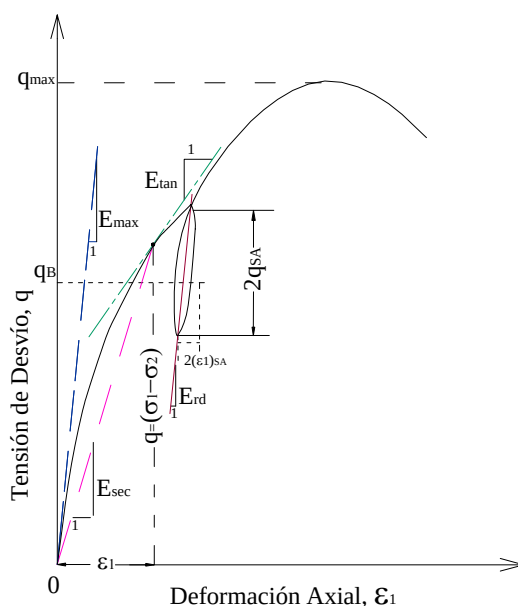


Figura 3.1 Parámetros de Deformabilidad (Shibuya, 1992)

El símbolo de qB denota cualquiera de las formas de la tensión de desvío, con el que el E_{sec} , está definido (p.e, $\varepsilon_1=0$ para qB) o la tensión neutra durante el ciclo de carga. En la vuelta de la esterice de tensión deformación, el valor de E_{rd} es definido en términos de la amplitud simple de q y ε_1 , q_{SA} y $(\varepsilon_1)_{SA}$ para el cual el valor de $(\varepsilon_1)_{SA}$ es la mitad de la amplitud total del ciclo de carga axial en la vuelta de la esterice.

Es importante resaltar que el módulo de deformabilidad del suelo, es influenciado por algunos factores. Hertz demostró que la relación entre el modulo de deformabilidad casi elástico y el nivel del tensión al cual es sometido un suelo, es una relación no lineal del tipo,

$$E(MPa) = k \cdot \sigma_v^n(kPa) \quad (3.1)$$

bien sea para estados de tensión isotrópicos o triaxiales, donde k y n , son constantes que dependen del tipo de suelo, (Charif, (1991) y Mohkam, (1983), citados Biarez et al., 1999), realizaron estudios en arenas que mostraron que el incremento en deformaciones plásticas, conduce a la ecuación (3.1) para una disminución del valor de k y un aumento del valor de n de 0.5 a 1, cuando la deformación aumenta de un nivel elástico lineal $\varepsilon \approx 2 \times 10^{-5}$ hasta 10^{-1} , como se puede observar en la Figura 3.2.

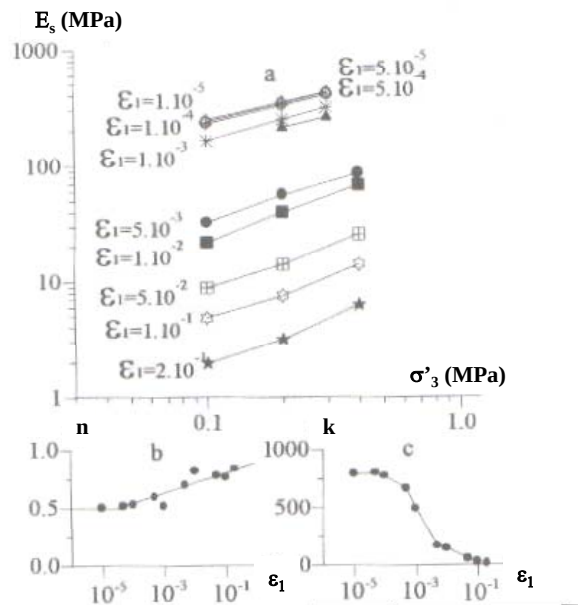


Figura 3.2 Influencia del nivel de tensión en k y n en arenas. (Biarez et al, 1999)

En todo caso en la mayoría de los casos el valor utilizado para este exponente es $n=0,50$; sin embargo, este valor depende de las características del material en estudio como lo demuestran algunos trabajos como lo de Flora et al. (1994) en que el valor de n varió desde $n= 0.31$ a $0,91$ (Figura 3.3 y Figura 3.4), Gomes Correia et. al (2001) (Figura 3.5) los valores encontrados para n fueron de $0,67$ y Marques (2004) encontró el valor $n= 0,74$. (Figura 3.6)

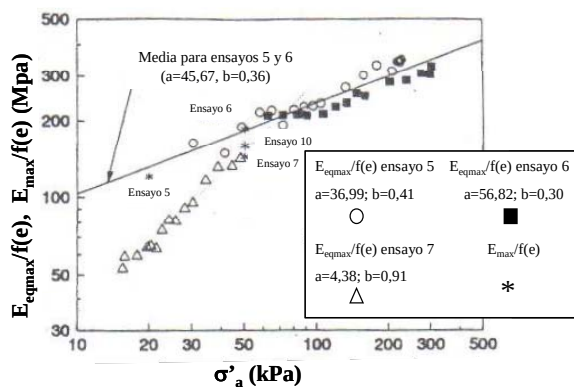


Figura 3.3 Valores de k y n . $E_{eqmax}/f(e)$ y $E_{max}/f(e)$ vs. σ'_a para cargas monótonas (Flora et al. 1994)

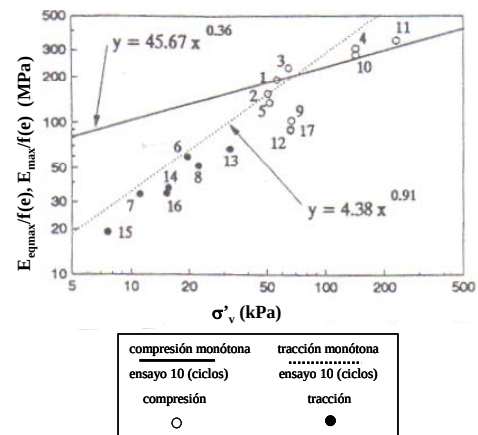


Figura 3.4 Valores de k y n . Comparación cargas monótonas y ensayos triaxiales (Flora et al. 1994)

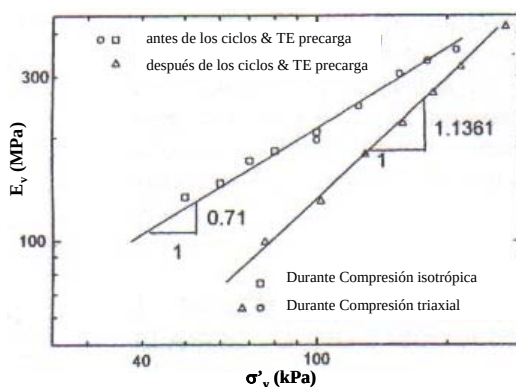


Figura 3.5 Valores de k y n (Gomes Correia, 2001)

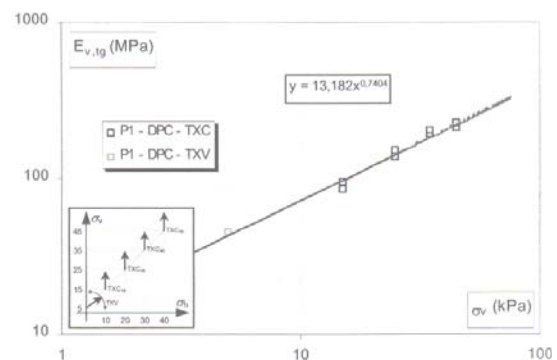


Figura 3.6 Valores de k y n para E_{stg} vs σ_v al inicio de los ciclos a partir de ensayos TXC y TXV, (Marques, 2004)

Por otra parte, el valor de k disminuye desde el valor que corresponde al ajuste del modelo para la determinación del modelo elástico hasta el valor casi residual, para niveles de deformación que llevan a la rotura. La comprensión del comportamiento del material y también, del significado de los parámetros establecidos por Herts, permitió a algunos autores, a través de resultados experimentales explicasen directamente características implícitas en el valor de parámetro k , obtenido del ajuste del modelo a los datos experimentales (Marques, 2004).

Como explica Vinale (2001), otro factor importante que influencia el módulo de deformabilidad casi-elástico de un suelo, es el índice de vacíos del mismo, es decir, su compacidad. Hardin y Richard (1963) demostraron esa influencia para varias arenas, a partir de ensayos de columna resonante, donde encontraron una relación lineal entre el valor de índice de vacíos y la velocidad de ondas de corte, (que son proporcionales a la raíz cuadrada del módulo de rigidez transversal G).

Por lo tanto, es importante realizar la normalización de los módulos de deformabilidad utilizando funciones, de forma a excluir la influencia del índice de vacíos en los resultados (Ver Figura 3.3).

Esta normalización $E/f(e)$ es calculada utilizando funciones empíricas obtenidas de varios estudios y que se presentan en la Tabla 3.1

Tabla 3.1 Funciones de Índice de Vacíos estudiadas

Función	Expresión general	Referencia
$F(e)_1$	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$	Hardin y Richart (1963); Iwasaki et al. (1978)
$F(e)_2$	$\frac{1}{0,3 + 0,7 \cdot e^2}$	Hardin (1978); Chung et al. (1984)
$F(e)_3$	e^{-x}	Jamiolkowski et al. (1991); Lo Presti (1995)

En los puntos siguientes, se exponen los principales ensayos tanto in situ como laboratoriales de los cuales se dispone para la obtención del módulo de deformabilidad de los materiales a ser utilizados en terraplenes.

3.2 ENSAYOS IN SITU

Como es bien sabido, los ensayos realizados en campo, a pesar de sus limitaciones, son los más adecuados en la caracterización de suelos. En el caso de la realización de terraplenes rodoviaros estos ensayos son utilizados para verificar las condiciones y especificaciones derivadas de los ensayos laboratoriales y normativa para la construcción de los mismos, como es el caso de la compactación y deformabilidad de las capas de pavimento. Como es evidente en estos casos, los ensayos *in situ* sólo pueden ser realizados durante (preferiblemente) o luego de la construcción de los terraplenes. Por esta razón, son de gran importancia para el control en la construcción de estas obras y verificar durante la misma que se están cumpliendo las especificaciones y obteniendo los resultados esperados en la construcción. Por eso, es de gran importancia la correcta realización de estos ensayos, ya que son los que evidencian de forma más acertada las condiciones en las cuales se está construyendo o ya se construyó el terraplen.

3.2.1 Ensayos de Carga en Placa PLT

El ensayo de Carga en Placa que se encuentra estandarizado y descrito en la ASTM D-1194 tiene como objetivo la determinación *in situ* de las propiedades de deformabilidad (asentamiento) y de resistencia de macizos terrosos y rocosos. El ensayo de carga en placa, PLT (Plate Loading Test) se basa en la aplicación en el macizo de una sobrecarga que simula la acción de una zapata aislada. La sobrecarga aplicada, es controlada, definiendo el comportamiento de los suelos a diferentes intervalos de sollicitación usando una equipo de reacción que puede, entre otros, ser el propio camión de sondeos. En la Figura 3.7 muestra el esquema del ensayo.

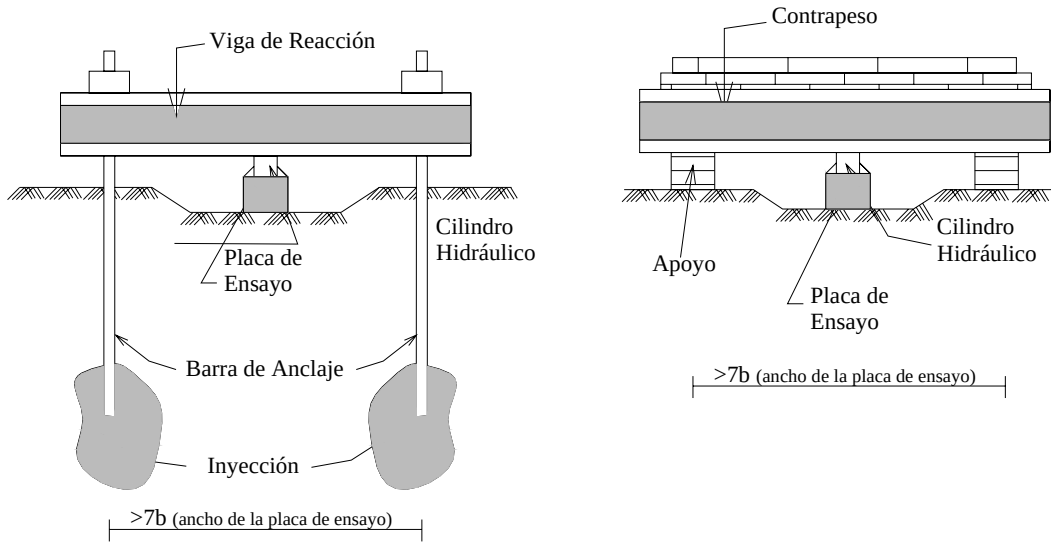


Figura 3.7 Esquema del Ensayo de Carga en Placa

Como es descrito por Matos Fernandes (1994), el asentamiento, s , de una fundación rígida circular de diámetro B , cargada con una fuerza Q sobre un medio elástico lineal de módulo de elasticidad E y coeficiente de Poisson ν , vale:

$$s = \frac{Q}{B} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot I_s \quad (3.1)$$

En que I_s es un número real función de la geometría del área cargada y del punto sobre el cual se pretende obtener el asentamiento, variando con la rigidez de la propia zapata. Esta ecuación permite obtener una estimativa del módulo de deformabilidad del suelo, tomando las coordenadas s y Q de un punto del trozo rectilíneo del diagrama de ensayo y adoptando un valor para ν que, en general, como es sabido no varía en un intervalo muy vasto, particularmente con presupuestos elásticos, teniendo así, reducida influencia en el valor de E obtenido de esta forma. Concluye así, que el ensayo de carga en placa, interpretado a la luz de la teoría de la elasticidad permite estimar el módulo de deformabilidad del suelo. Teniéndose así, que:

$$E = \frac{Q}{B} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{s} \cdot I_s \quad (3.2)$$

Y ya que el ensayo simula la acción de una fundación superficial aislada y de acuerdo con Schmertmann et al. (1978) y Burland y Burbidge (1985), se puede resumir que la profundidad de influencia de este ensayo es igual a (ver Figura 3.8):

$$z = B^{0,75} \quad (3.3)$$

en que B es la base de la placa del ensayo. La deformación máxima es encontrada a una profundidad de:

$$z = 0,5B \quad (3.4)$$

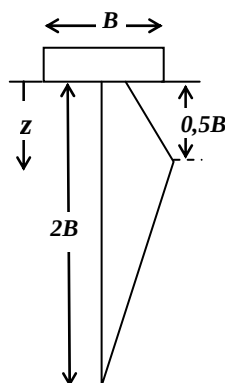


Figura 3.8 Diagrama de influencia de las deformaciones verticales en profundidad para una zapata (Schmertmann et al, 1978)

El objetivo de este ensayo es obtener la capacidad portante y el coeficiente de balasto de los suelos, a pesar de ser un modelo a escala de una fundación superficial y de ser muy utilizado en el diseño de fundaciones, en general, el PLT se utiliza siempre que sea necesario estimar el valor de E .

Por otra parte, Matos Fernandes (1994), resalta también, que para suelos granulares, residuales del granito, terraplenes y terrenos similares en que el PLT pretende estimar el módulo de deformabilidad en condiciones drenadas, se adopta valores para el coeficiente de Poisson entre 0,25 a 0,4. Estudios de Viana da Fonseca (1996), Tatsuoka (1995) y otros han encontrado que el valor del coeficiente de Poisson para suelos residuales esta alrededor de $\nu=0,25$.

Por otra parte, Gomes Correia (2004) explica que es muy común obtener de los ensayos de carga en placa una curva de carga, cuya parte inicial se nota imperfecta, debido generalmente, al mal contacto de toda la superficie de la placa con el terreno y/o la presencia de una capa superficial del terreno perturbada por la excavación. Efectivamente, la curva del ensayo presenta muchas veces una forma de S, mostrando también la influencia de la dependencia de la rigidez del nivel de tensión. Esta perturbación debe ser tomada en consideración en la interpretación de los resultados. De hecho, de la rigidez vertical del terreno deriva el módulo secante asociado a la deformación del terreno bajo la placa.

El ensayo de placa puede proporcionar diferentes tipos de módulos de acuerdo con el procedimiento del ensayo y con el modo de interpretación. Gambin et al (2002), citado por Gomes Correia, (2004), mostraron que los módulos secantes de descarga y recarga del ensayo de placa realizado de acuerdo con el procedimiento normalizado (LCPC, 1973) están asociados a un grado de deformación de la orden de 10^{-3} (0,1%). Sin embargo, cuando se utiliza otro procedimiento de ensayo, también normalizado (ASTM, 1993), el grado de deformación puede ser inferior, pero viene a oscilar entre 10^{-4} (0,01%) y 6×10^{-3} (0,6%).

Obviamente que estos diferentes niveles de deformación corresponden a distintos valores de módulos, como se puede observar en la Figura 3.9, adaptada por Gambin et al, 2002. Esta figura integra resultados sobre el mismo suelo, además de, simulaciones numéricas de esos ensayos y del ensayo triaxial para diferentes trayectorias de tensiones a diferentes profundidades, representadas en términos relativos en relación al diámetro de placa (P/D).

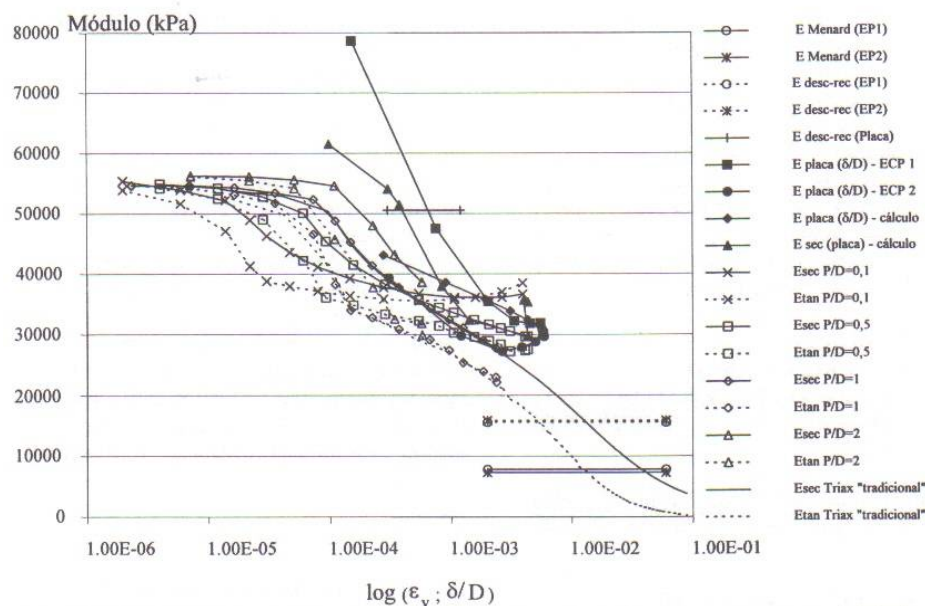


Figura 3.9 Módulos obtenidos para diferentes ensayos y técnicas de realización e interpretación, incluyendo simulaciones numéricas (Gambin et al., 2002)

3.2.2 Ensayos de Dynaplac (DP)

La placa de carga dinámica es un generador de impulsos que aplica en el terreno a estudiar una carga dinámica similar en intensidad y duración a la que provocaría el paso de un eje de 13t a una velocidad de 60Km/h, por medio de un peso que cae sobre un resorte amortiguador situado sobre una placa de carga dinámica de diámetro 600mm.

El equipo se emplea en la determinación de la capacidad de soporte y control de compactación de explanadas y terraplenes, en obras de carreteras, aeropuertos y líneas de ferrocarriles. La utilización en suelos estabilizados in situ con cemento y/o cal se está convirtiendo en uso común, ya que permite controlar rápidamente la eficacia y homogeneidad en la ejecución de este procedimiento. La accesibilidad que permite este vehículo ligero hace también que se extienda su uso al control de compactación en cuñas de desmonte-terraplenes y en estructuras.

El equipo está compuesto de cuatro elementos principales: Generador de impactos, Conjunto de medida de placa y cadena eléctrica asociadas, sistema electrónico de toma

de datos y equipo de control y central hidráulica (instalados en el vehículo de transporte).

Luego de realizado el terraplén, bajo las condiciones especificadas en proyecto, se procede a colocar el equipo sobre el área a ensayar. Al aplicar la carga, dejando caer la masa desde la altura pretendida, se genera un impulso dinámico en suelo, que produce una deflexión que es medida por el geófono. Luego el valor del módulo de deformabilidad es calcula según la siguiente expresión:

$$E = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma}{\delta} \quad (3.5)$$

en que, E es el módulo de deformabilidad (kPa),

r es el radio de la placa,

σ es la tensión aplicada y

δ es la deflexión medida por el geófono.

3.2.3 Ensayos de Penetrómetro Dinámico Ligero (PDL)

Los ensayos de penetración dinámicos, en general, tiene como ventaja frente a otros como el SPT y CPT una mayor maniobrabilidad de equipos, necesitar menos mano de obra y conseguir acceso a más zonas, esto aunado a la obtención de buenos resultados. Este tipo de ensayos son adecuados para la evolución de la posición del firme, así como, obstáculos puntuales o singularidades del macizo natural o creados por el hombre-estructuras enterradas, pozos, minas, etc. (Viana da Fonseca, 1996).

Estos ensayos pueden constituir una base preliminar de estudio geotécnico para definir los locales más apropiados para ejecutar ensayos más sofisticados que permitirían determinar directamente los parámetros de comportamiento mecánico del macizo. En obras de compactación de terraplenes y refuerzo de suelos (particularmente en la compactación dinámica y vibrocompactación) este método puede constituir un buen control de calidad. (Novais Ferreira y Nunes, 1990)

El ensayo consiste en la determinación del número de golpes (N) en caída libre desde una altura (H) sobre un conjunto constituido por el martillo (B), las varas (i. V) y por la punta cónica de área (S), necesarios para que ocurra determinada longitud de penetración. En particular, el este ensayo de penetrómetro dinámico denominado por ligero, se debe al nivel de energía utilizado en la ejecución del mismo. La energía específica por golpe en el ensayo viene dada por:

$$E_s = \frac{M \cdot g \cdot H}{S} \quad (3.6)$$

Siendo M la masa del martillo, H la altura de caída, g la aceleración de gravedad y S el área del cono. Las características generales del equipo utilizado en el ensayo y que vienen a ser objeto de los trabajos experimentales, se muestran en la Tabla 3.2. Para la estimación de los parámetros de deformabilidad y resistencia, se recurre a determinadas metodologías de interpretación, de modo a poder comparar los resultados obtenidos con equipos diversos y permitir la utilización de correlaciones establecida con base en determinado equipo.

Una de las metodologías (Nixon, 1988; citado por Viana da Fonseca, 1996) se basa en la hipótesis de que para dado suelo y longitud de penetración, los resultados sólo dependen de la energía cinética del martillo (E_s) en cada golpe por unidad de área de sección de punta. Resultan así, dos vías para el tratamiento de los resultados de estos ensayos: uso de las referidas relaciones energéticas y/o el uso de la “fórmula holandesa” para la determinación de la resistencia dinámica:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{A \cdot S \cdot (M + B + i \cdot v)} \quad (3.7)$$

cuyos significados fueron identificados anteriormente.

La tendencia más corriente, consiste en el parecido del valor de la resistencia dinámica (R_d) a la resistencia de punta del CPT (q_c). Esta hipótesis, no está bien fundamentada pues, se trata de procedimientos conceptuales diferentes, uno estático y otro dinámico,

siendo que los suelos se comportan en general de forma distinta cuando solicitados de una forma o de otra. (Viana de Fonseca, 1988).

Tabla 3.2 Características del Equipo DPL

Masa del martillo, M (kg)	10 ± 0.1
Altura de caída, H (m)	0.5 ± 0.01
Masa del batiente y guía, B (kg)	6
Longitud de las varas (m)	1 ± 0.1%
Masa máxima de las varas, V (kg/m)	3
Diámetro exterior de la vara (mm)	22 ± 0.2
Diámetro interior da vara (mm)	6 ± 0.2
Ángulo del cono ("apex") (°)	90
Área nominal del cono, S (cm ²)	10
Longitud de penetración, A	10cm; N ₁₀
Nº de golpes	3 – 50
Energía específica por golpe $E_s = M \cdot g \cdot H / S$ (kJ/m ²)	50

Son por eso necesarias correlaciones rigurosas y particularizadas para determinadas clases de suelos. La estimación del valor del módulo de deformabilidad a partir de los ensayos de penetración normalizados, al contrario de lo que ha sido propuesto durante muchos años, no es una relación constante para cada tipo, condición o estado natural de un dado macizo. De hecho, la rigidez de los suelos es altamente dependiente del nivel de tensión-deformación, debiéndose adoptar diferentes valores de los módulos de deformabilidad (secantes) conformes al nivel de deformación (Seed *et al.*, 1986).

Por otra parte, se puede relacionar el valor de R_d con el valor del módulo de deformabilidad derivado del ensayo de carga en placa, a través de la siguiente expresión:

$$E_{PLT} = \alpha \cdot R_d \quad (3.8)$$

en que E_{PLT} es el módulo de deformabilidad obtenido del ensayo de carga en placa, α es el coeficiente de relación entre los ensayos y R_d es el valor de la resistencia del PDL a la profundidad de

3.3 ENSAYOS EN LABORATORIO

La función principal de los ensayos mecánicos en laboratorio para la caracterización mecánica, presupone la simulación, de forma más aproximada posible, de las condiciones originales y futuras que el macizo tendrá en obra. En el caso de muestras de suelo para realización de terraplenes rodoviaros, la función principal de los ensayos en laboratorio es la de obtener bajo las más exigentes condiciones, las posibles reacciones que la estructura puede sufrir durante su ejecución y utilización, de forma a garantizar que en ambas situaciones las condiciones de los terraplenes sea la más adecuada, en términos de seguridad y durabilidad.

3.3.1 Ensayos Triaxiales

A través de los años, gradualmente se observó que las muestras en laboratorio deberían de ser sometidas a condiciones muy próximas a los mismos esfuerzos, deformaciones y cambios que sufren en campo, como consecuencia, equipos y procedimientos han sido desarrollados de forma a aplicar cualquier combinación de cargas tanto verticales como horizontales.

Los ensayos triaxiales fueron originalmente utilizados para determinar los parámetros del esfuerzo de corte cuando la tensión vertical es aumentada mientras la horizontal es mantenida constante. (Lacasse, Berre; 1988). Hoy en día, al igual que muchos otros, los ensayos triaxiales pueden ser realizados para condiciones que se asemejan en mucho a las condiciones que las muestran de los suelos en estudio tenían o futuramente tendrán en campo.

Esta serie de ensayos se encuentran estandarizados por la ASTM D-2850, D-4767.

Los ensayos triaxiales permiten determinar las relaciones de resistencia y/o esfuerzo - deformación de un suelo tratando de reproducir el desarrollo del estado de tensión real de este.

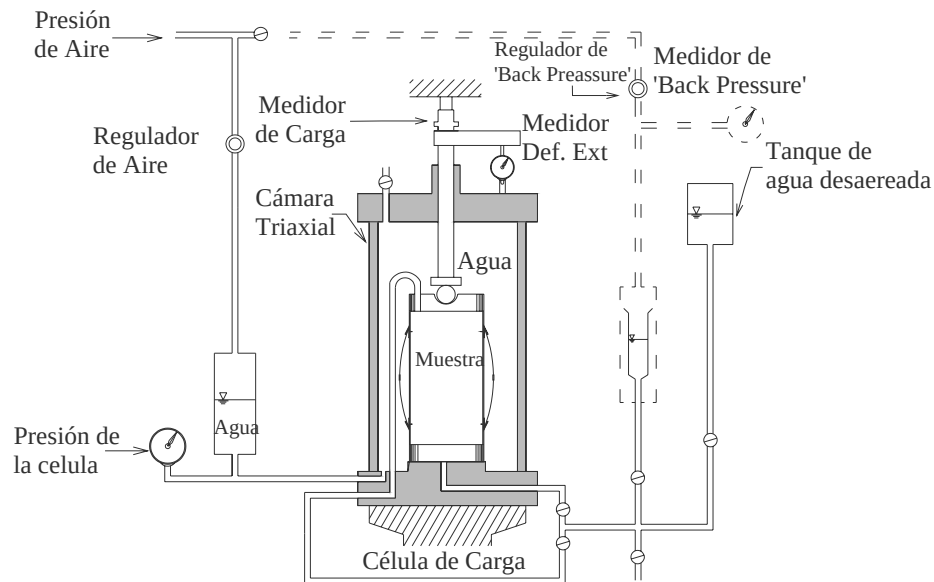


Figura 3.10 Esquema de la cámara Triaxial

La Figura 3.10 muestra un esquema de la cámara triaxial y la célula de carga.

En forma general, existen tres tipos estándar de ensayos triaxiales que pueden ser realizados:

- Ensayo no Consolidado – no Drenado (UU) poco relevante, a no ser para obtener alguna información cualitativa.
- Ensayo Consolidado – no Drenado (CU), relevante en suelos con baja permeabilidad.
- Ensayo Consolidado –Drenado (CD), ideal para suelos granulares.

Para el caso de los ensayos consolidados, estos pueden ser realizados de forma “húmeda” o “seca”; esto quiere decir, que antes de realizar la consolidación de la probeta se procede a la saturación de la misma, o en el segundo caso, la saturación de la muestra es realizada luego de obtenida la consolidación.

Estos procedimientos cubren los ensayos más comunes a realizarse en un banco triaxial.

Entre las técnicas existentes para la ejecución de estos estudios se encuentra la relativa a los ensayos triaxiales cíclicos que solicitan dinámicamente el material. Pudiéndose de esta forma, estudiar los efectos de este tipo de cargas en los suelos.

En esta disertación se realizaron ensayos triaxiales consolidados por el método seco, drenados (CD) y luego cargados cíclicamente, por lo que describimos este proceso en particular.

Primeramente definiremos lo que se entiende por ensayos triaxiales consolidados. En estos tipos de ensayo la muestra se consolida primeramente bajo una presión de confinamiento, así el esfuerzo llega a ser efectivo, es decir, la presión de cámara queda actuando sobre la fase sólida del suelo.

En el ensayo C.D. (consolidado drenado), se permite desalojar el agua contenida en los poros de la muestra de suelo que se esta ensayando, además se cuenta el hecho de que las velocidades de aplicación de la carga son ‘lentas’ de forma a garantizar drenaje total de la muestra, términos especificados en Head, 1985. Durante el ensayo CD en el caso que la muestra este saturada, se pueden medir las variaciones de volumen dentro de la muestra, es decir, las variaciones de volumen que experimenta el índice de vacíos, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reacomodo de las partículas sólidas del suelo.

Saturación

Cuando el estudio a realizar requiere representar la muestra de suelo en condiciones de inundación, es importante saturar la muestra antes de realizar de la aplicación de carga sobre la misma. Es importante realzar que no sólo se debe garantizar la saturación de la muestra sino, también de todo el sistema que involucra el ensayo, como lo son los filtros, discos, tubos, etc.

Para lograr la saturación de la muestra luego de ser consolidada, existen varios métodos. El más común y tradicional consiste en la aplicación de la llamada ‘Back Pressure’ o contrapresión. De forma resumida, este procedimiento consiste en la aplicación de una presión en la cámara triaxial y hacer pasar agua dentro de la probeta con otra presión

menor. Estas presiones son aumentadas gradualmente, de forma a, garantizar que no ocurren deformaciones en la muestra. También se debe mantener la diferencia entre las presiones constante. En cada aumento de contrapresiones se verifica el grado de saturación que tiene la muestra.

Otro de los métodos utilizados para alcanzar más eficazmente la saturación de las muestras en los ensayos triaxiales, como explica Lacasse y Beerre en 1988, consiste en utilizar CO₂. Al dejar pasar por la muestra el CO₂, este substituye el aire en la misma; ya que, es un gas con mayor solubilidad en agua. El volumen de dióxido de carbono pasado a través del material no debe ser menor que dos veces el volumen de vacíos en el material. En muestras sueltas, se debe tener cuidado con este método para no destruir la muestra. La presión del gas no debe exceder los 2kPa y el tubo de drenaje del dióxido de carbono debe ser mantenido bajo agua. Estos requerimientos son generalmente satisfactorios si la corriente de gas es dejada por lo menos por 20min y si son evacuadas tres burbujas por segundo. Si la muestra es muy suelta que pueda variar de volumen en cuanto se satura con agua, la saturación con CO₂ es realizada durante el montaje justo antes de que el molde sea removido. Para muestras imperturbadas de arena fina o muestras de limo la permeabilidad es generalmente muy baja para hacer pasar el CO₂. De cualquier forma, el gas puede ayudar a saturar partes de la muestra si se hace pasar el CO₂ por los filtros.

Comúnmente, el grado de saturación es controlado a través de la revisión del parámetro de presión de Skempton B , luego de estabilizadas las deformaciones, a través de la medición de los valores de presión de confinamiento y de la presión de poro, siendo:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (3.9)$$

en que $\Delta \sigma$ es el Incremento de presión isotrópica (kPa) y

y Δu es el Incremento de la presión de poro, debido a $\Delta \sigma$ (kPa)

Cuando este valor es igual a 1, tenemos 100% de saturación de la muestra. Como Baldi et al (1988), recuerdan, el parámetro relevante para los ensayos triaxiales es el grado de

saturación, el cual relaciona B , la porosidad y compresibilidad de la estructura sólida y fluida. El valor de B puede ser de 0.95 significar 99.99% de saturación en un suelo duro y 96% en un suelo blando. El valor de B no se altera luego de obtener la saturación total.

Sin embargo, algunos tipos de suelos (típicamente en suelo cohesivos muy densos o arcillas duras sobreconsolidadas) pueden tener un porcentaje elevado de saturación, aun cuando el valor de B sea menor que 1. En estos casos, existen otros métodos que pueden ser utilizados para la obtención el grado de saturación, sin ser el valor de B , como lo es por ejemplo, la medición de ondas P, con recurso a la utilización de los *bender/extender elements* (Viana da Fonseca y Ferreira, 2002). El funcionamiento de estos dispositivos y sus implicaciones durante los ensayos de esta disertación son explicados con detalle en el Anexo 4.3.

Instrumentos

De acuerdo con Tatsuoka et al (1995), para obtener resultados precisos y continuos para un rango de deformaciones entre 0,0001% a 1% (y más) a partir de ensayos triaxiales de carga estática (monótona y cíclica), al menos los siguientes requerimientos deben ser seguidos. Ente otros: 1) la célula de carga debe ser suficientemente sensible a medir muy pequeñas cargas las cuales son una fracción muy pequeña de su capacidad de carga (menos de 1%); al mismo tiempo, debe ser instalada dentro de la cámara triaxial, de forma a ser independiente del efecto de fricción del pistón; 2) el transductor de desplazamientos axiales debe ser suficientemente sensible a medir muy pequeñas deformaciones, las cuales son una fracción muy pequeña de su capacidad de carga (menos de 10^{-5}). Al mismo tiempo, la lectura debe ser independiente de los demás sistemas implementados en la cámara, tales como, pistón de carga, célula de carga y sus conexiones, así como de los ‘bedding errors’ (errores de frontera) en ambas bases de la probeta; así, la medición de deformaciones axiales local, en la superficie lateral de la muestra es requerida para la mayoría de los tipos de suelos, excepto para arcillas blandas; 3) el tiempo medido entre la tensión y la deformación debe ser aceptablemente pequeño, particularmente cuando se evalúan muy pequeñas deformaciones con menos del 1%. 4) La evaluación del coeficiente de Poisson y el módulo de corte y deformaciones axiales deben ser medidas precisadas como deformaciones axiales. Sin

embargo, mediciones directas de las variaciones de diámetros de la muestra son necesarias, desde que las deformaciones volumétricas en muestras saturadas obtenidas a partir de la introducción de agua envuelva grandes ‘bedding errors’. El mismo criterio puede ser aplicado al asumir volumen constante para muestras saturadas no-drenadas.

Como ya ha sido estudiado por muchos autores (Dong, Tatsuoka, Lo Presti, Balde, etc.) las deformaciones axiales son mucho más precisas cuando realizadas con Instrumentos internos que con los instrumentos externos, una muestra de esto se puede observar en la Figura 3.11. Como consecuencia de los ensayos instrumentados con sistemas de mediciones internas, se obtienen análisis de módulos de deformabilidad coeficiente de Poisson y coeficientes de amortecimiento mucho más precisos y confiables, ya que estos valores además de ser más precisos son obtenidos de mediciones a muy pequeñas deformaciones.

Otra de las ventajas de la medición interna, particularmente con LDTs es que, además de ser mucho más precisa y tiene también como beneficio el hecho de poder corroborar o confirmar si el ensayo de carga realizado en la probeta fue bien sucedido o por lo menos si existió o no problemas de aplicación de carga o de verticalidad la durante el ensayo. De la Figura 3.12 se puede deducir que el ensayo fue realizado con éxito, ya que como se puede observar las mediciones de las deformaciones axiales, realizadas con dos LDTs, son muy cercanas. En cambio de la Figura 3.13, se puede deducir que la realización del corte en la muestra no fue satisfactorio, en estas curvas se puede observar que existió un problema en la verticalidad en la aplicación de la carga durante el ensayo, ya que la medición de las deformaciones de los LDTs es opuesta, lo que significa una inclinación de la probeta durante el corte. En ambos casos (Figura 3.12 y Figura 3.13) fueron colocados dos LDTs en posiciones opuestas en el centradas verticalmente en la probeta, y adicionalmente se también se realizó la medición externa de las deformaciones. El funcionamiento de estos instrumentos internos se encuentra descrito en el Anexo 4.2.

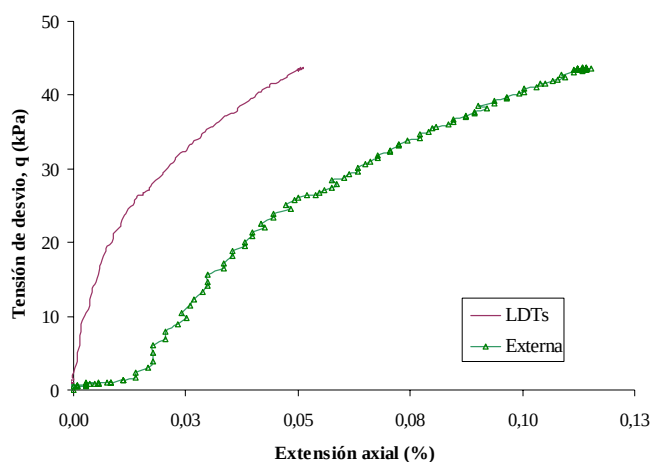


Figura 3.11 Mediciones Interna y Externa en ensayos triaxiales

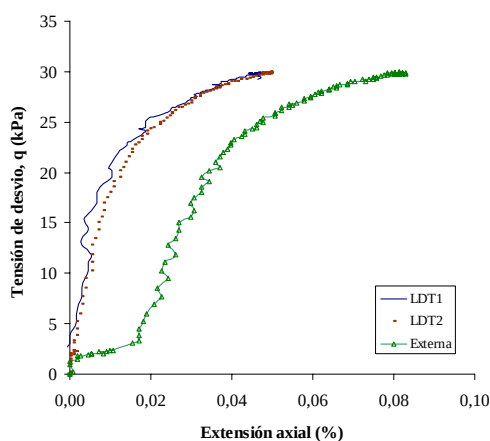


Figura 3.12 Mediciones realizadas con dos LDTs e instrumentos externos

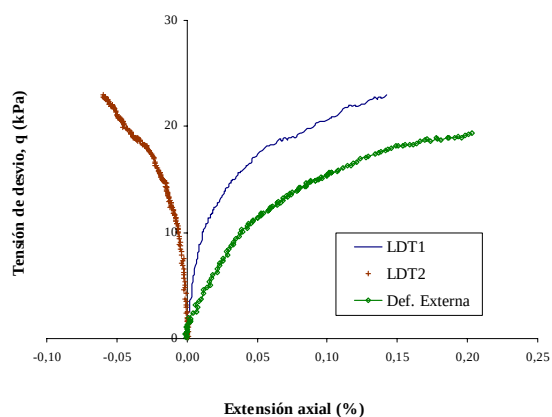


Figura 3.13 Problema de verticalidad en la aplicación de la carga detectado con los instrumentos internos

Finalmente, luego de terminado el ensayo triaxial y de analizar los datos obtenidos de este, se obtienen las curvas de tensión vs. deformación y de allí se realizan los cálculos para obtener los valores de los diferentes módulos de deformabilidad como se expuso en 3.1.

3.3.2 Ensayos CBR

El ensayo CBR como ya fue descrito en 2.1.2 es un ensayo que mide la resistencia de un suelo bajo condiciones de humedad y peso controlados, en el cual no se obtiene directamente un valor del módulo de deformabilidad del suelo. Sin embargo, se pueden

relacionar estos dos, módulo de deformabilidad y ensayo CBR a través de la relación siguiente:

$$E(MPa) = R \cdot CBR(\%) \quad (3.10)$$

De acuerdo con Pereira y Picados Santos, (2002) en la consideración de comportamientos elástico-lineales de materiales no aglutinados para la utilización de métodos empíricos-mecanicistas de los materiales, la expresión más común para estimar su módulo de Deformabilidad, E, es una relación empírica entre este y el CBR del suelo (Shell, 1977), dada la expresión:

$$E(MPa) = 10 \cdot CBR(\%) \quad (3.11)$$

En esta expresión E resulta en MPa y el CBR es introducido en porcentaje.

Por otra parte, Viana da Fonseca (1988), obtiene una relación igual entre el módulo de deformabilidad y el ensayo CBR para suelos residuales de granito del Norte de Portugal, para módulos de deformabilidad de recarga- descarga derivado de ensayos triaxiales. De aquí que, algunas normas o clasificaciones de suelos para fines rodovitarios como los cuadernos de encargos del IEP (Instituto de Estradas de Portugal) y el Asphalt Institute (USA), basen sus metodologías directamente del resultado que se obtiene del ensayo CBR.

No obstante, es importante volver a destacar que el valor del CBR que se calcula en laboratorio no es un valor que realmente pueda ser comparado con el CBR que el suelo realmente tiene al ser construido el terraplén, ya que, en obra es aplicada una única energía de compactación, que generalmente es equivalente a la energía utilizada en el ensayo Proctor para determinación de la curva de compactación, como consecuencia de utilizar grados de compactación provenientes del resultado de esta curva y en cambio, en el laboratorio, el CBR es el promedio de la ejecución de tres probetas con 12, 25 y 55 golpes, es decir, con diferentes energías de compactación. De aquí que, el valor del CBR este disminuido en relación al valor real y en consecuencia el valor del módulo de deformabilidad deducido de este, también lo este.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

La ponderación de las ventajas e inconvenientes de cada una de las categorías de los ensayos – de laboratorio y in situ – torna patente el interés de compatibilizar sus virtudes y potencialidades. Existen ventajas en poder aprovechar de los ensayos de laboratorio su versatilidad, buena definición de las condiciones de sollicitación, facilidad de lectura, riqueza informativa sobre los procesos geológicos envueltos, bajo costo y relativa facilidad de ejecución. Los ensayos in situ ofrecen la ventaja de menores perturbaciones estructurales en la proporción del macizo sometido al ensayo. (Folque, 1976). Como sugiere Cardoso (1986), la realización de estudios con ejecución de ensayos de campo y de laboratorio en que se procure profundizar el conocimiento de los suelos residuales y establecer correlaciones empíricas de interés práctico, es de fundamental importancia. A continuación se exponen los diferentes ensayos realizados en este trabajo, y que cuyos resultados serán comparadas y correlacionados en el Capítulo 5.

4.1 PLATAFORMA ESTUDIADA

En este capítulo se describe el material ensayado, indicándose las características físicas y mecánicas necesarias para la realización de su clasificación según la norma ASTM, ASHTOO y norma francesa SETRA, así como la descripción de los ensayos realizados para el mismo fin.

En el programa experimental de la tesis, fue utilizado un ‘jabre granítico’ típico del Norte de Portugal recogido de la plataforma de compactación de la ‘Nova Estação de Recolha da Seara STCP, Vila Nova de Gaia’, en el ámbito de un estudio solicitado por la Fase, al laboratorio de Geotecnia de la FEUP. Esta plataforma fue realizada con la mezcla de varios préstamos con características similares. De cualquier forma, el suelo en estudio es también una mezcla de los varios préstamos.

En la Figura 4.1 se presenta un huso granulométrico de las varias muestras caracterizadas en el laboratorio de geotecnia de la FEUP. Como se ve, la variación granulométrica no es significativa, a pesar de que entre un extremo y otro se pueda estar entre lo aceptable y lo no aceptable.

Esta mezcla de suelos fue objeto de una campaña de ensayos mecánicos, PDL y PLT. Para la realización de este trabajo se contó con los medios laborales, tanto físicos como humanos, suministrados y/o cedidos por el Laboratorio de Geotecnia de la FEUP.

Para la ejecución de los ensayos triaxiales fueron realizadas algunas modificaciones y/o variaciones en el proceso de saturación de las probetas y además, se contó con la utilización adicional de las ondas sísmicas de corte ‘S’ para la medición de módulos de rigidez transversal máximos (dinámicos), $G_0 = G_{din}$, y ondas sísmicas de compresión ‘P’ para la verificación de la saturación de la probeta, ambas ondas medidas con utilización de los bender/extender elements. Estas variaciones están expuestas con detalles en los anexos de este capítulo.

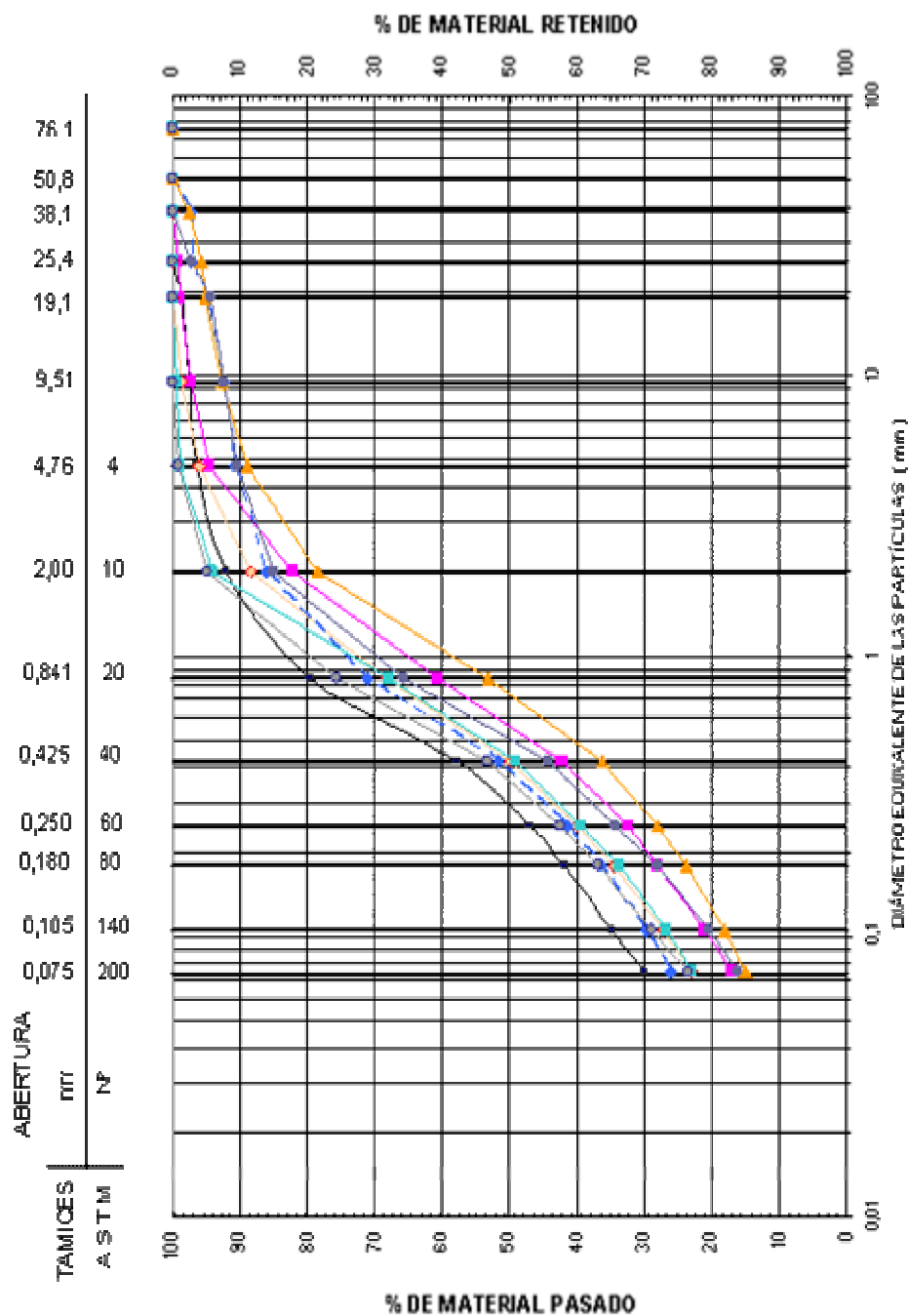


Figura 4.1 Huso Granulométrico de las varias muestras de suelo

4.2 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO EN ESTUDIO

En general y como explica Sousa (2002), las rocas graníticas del Norte de Portugal son rocas ácidas, con un porcentaje de SiO_2 superior a 65% y de colores claros. La alteración de estas rocas se refleja esencialmente en la caolinización de los feldespatos

potásicos. Con esto se tiene que las colinitas son las arcillas más comunes en los suelos residuales del granito, ya que resultan de la descomposición química de los feldespatos presentes en la roca. De forma general, el porcentaje de arcilla en los suelos residuales en análisis es bajo, siendo estos normalmente clasificados como arenas siltosas. El material fino de los suelos residuales graníticos es en general ‘no plástico’, es decir, no se consiguen determinar los límites de Attenberg.

En los puntos 4.2.1 y 4.2.2, se exponen los ensayos realizados para la caracterización tanto física como mecánica del suelo residual granítico que en particular esta en estudio.

4.2.1 Clasificación Física del Material

Para la clasificación del material a estudiar fueron realizados en laboratorio los ensayos de clasificación física y mecánica pertinentes, de acuerdo con las especificaciones de las normas que se tienen en consideración en este trabajo.

De estos ensayos se tiene que el suelo posee una granulometría extensa, teniendo como dimensión máxima el tamiz n° 4 (4,76mm) con un porcentaje de retenidos de aproximadamente 4%, como se puede observar en la curva granulométrica de la Figura 4.2, y un porcentaje de pasados en el tamiz n° 200 de. Por otra parte, los resultados de la realización de los ensayos de rutina de clasificación del suelo en laboratorio están expuestos en la Tabla 4.1.

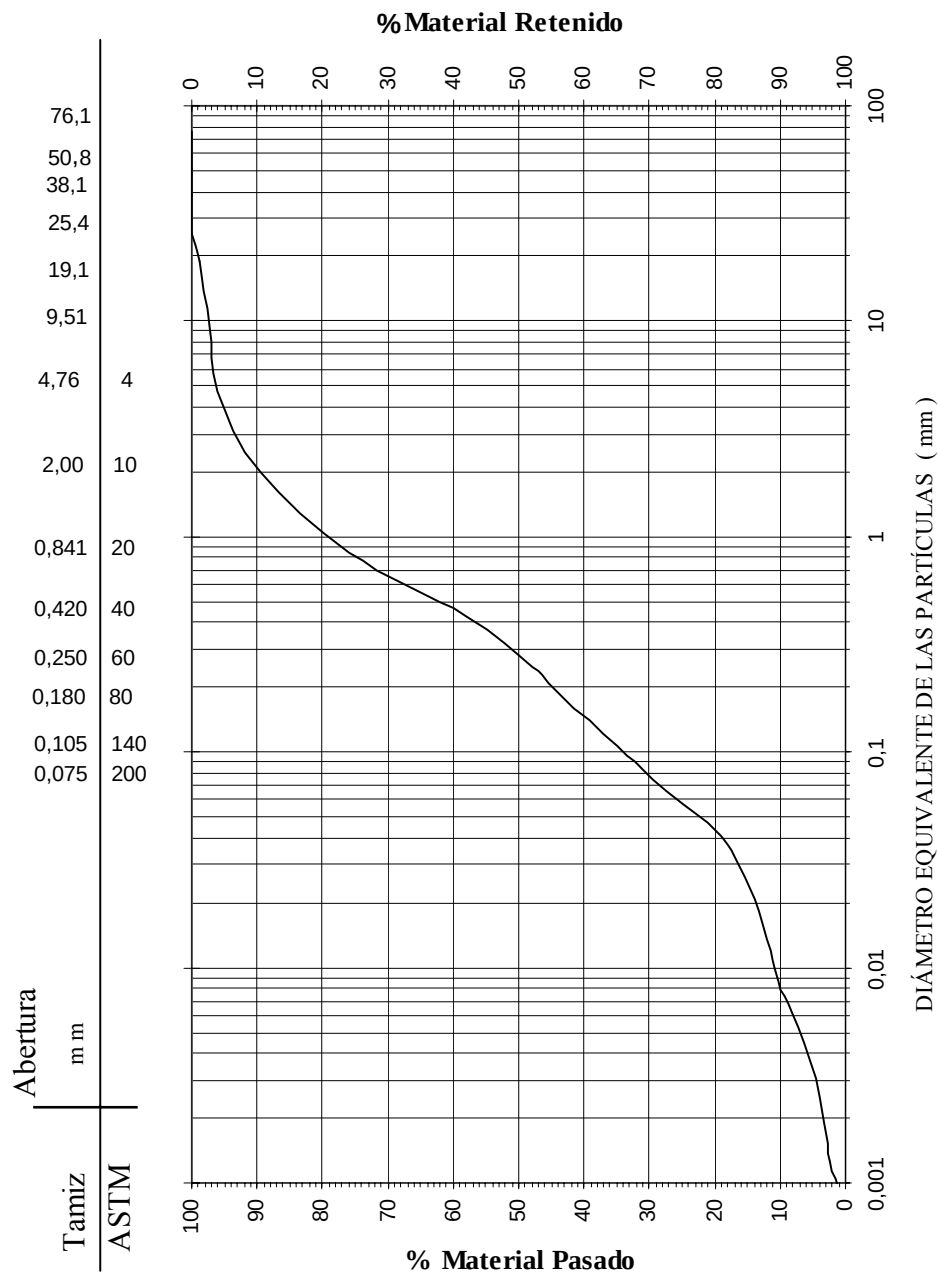


Figura 4.2 Curva Granulométrica del suelo en estudio

Luego de realizar la clasificación física y mecánica en laboratorio de la mezcla de las muestras de jabre granítico, fue realizada la clasificación del suelo para fines rodoviaros, según los cuadernos de encargos del IEP que se rigen según la ASTM, AASHTO, y la norma francesa (SETRA). Los resultados de estas clasificaciones se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.1 Resultados obtenidos en la clasificación del suelo

Característica	Resultado Obtenido
D _{máx}	¾"
Porcentaje de material pasado en el tamiz n° 200 ASTM	29,7%
Límite de liquidez, máximo	NP
Índice de plasticidad	NP
Equivalente de arena	27%
Valor de azul de metileno	0,25
CBR a 95% (PM) y w _{opm}	22%
Porcentaje de materia orgánica	0,1%
Expansibilidad ensayo CBR	0,38%
IPI	28%

Tabla 4.2 Clasificación del suelo según las diferentes normas

Norma	Clasificación
Cuadernos de encargos IEP (ASTM)	SM
Rodoviaria AASHTO	A-2-4 (0)
Francesa	B5

4.2.2 Definición de la Curva de Compactación

De entre otros de los ensayos realizados en laboratorio se encuentra el ensayo de compactación Proctor para obtener el γ_{dopm} y w_{opm} del suelo, el mismo fue realizado como se explica en 2.1.1. Según Day (2000) este tipo de suelos cuando compactados pueden tener un valor de γ_{dopm} entre 22,5 y 16,00 kN/m³ y w_{opm} cerca los 11%. De acuerdo con la curva de compactación resultante del ensayo que se muestra en la Figura 4.3, se obtuvieron los valores de γ_d y w necesarios para la realización de las probetas a ensayar y se puede deducir que los valores de γ_{dopm} y w_{opm} para este suelo, los cuales se encuentran dentro de los valores antes mencionados, los cuales se muestran a seguir:

$$\gamma_{dopm}=19,4 \text{ kN/m}^3 \text{ y } w_{opm}=10,8 \%$$

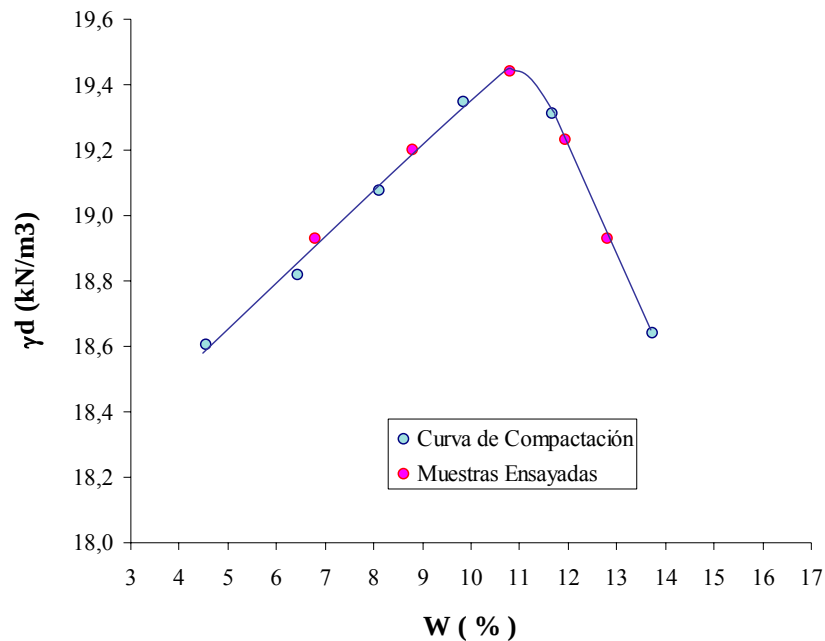


Figura 4.3 Curva de Compactación del suelo en estudio

En esta curva se puede observar que existe una mayor sensibilidad del suelo en la rama húmeda que en la rama seca, esto quiere decir, que del lado húmedo, γ_d es más sensible a las variaciones del porcentaje de agua w , que del lado seco. Con la intención de estudiar la influencia de estos parámetros en la resistencia del suelo, se realizaron diferentes probetas con diferentes γ_d y w , en la Figura 4.3 se indica la distribución en que estas probetas tienen a través de la curva de compactación, teniendo, probetas del lado seco, del lado humedad y para los γ_{dopm} y w_{opm} de la muestra. En 4.4.1.1 se explica con más detalle los parámetros y características de estas probetas. Los puntos de estudio varían entre el 6,8% y el 12,8% de humedad y el 18,9 kN/m³ y 19,4 kN/m³, del peso específico seco.

En la Figura 4.4 se muestra la familia de curvas derivadas de varios estudios de Novais Ferreira, en los que se puede observar además de la recta que une los máximos de cada curva, el γ_{dopm} y w_{opm} del suelo en estudio, verificando que estos valores son coincidentes con la recta.

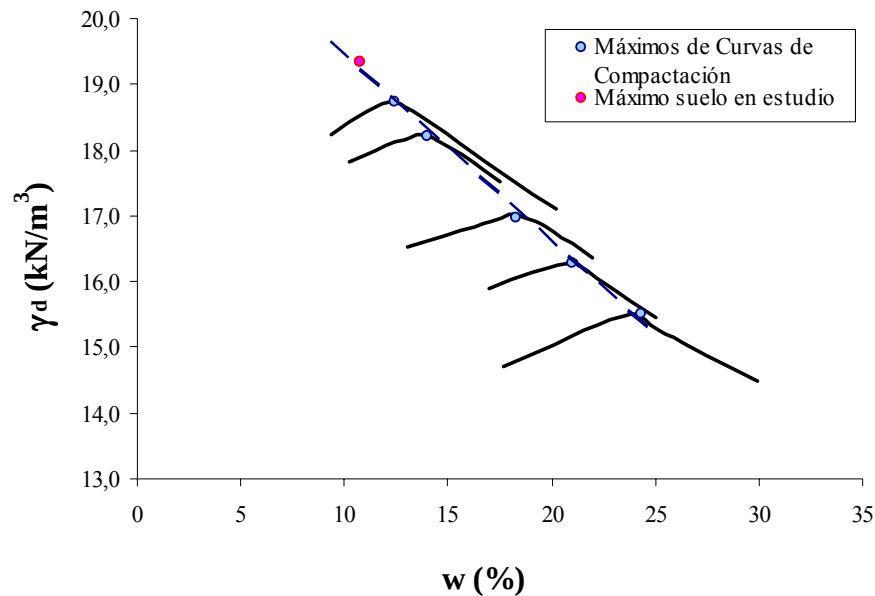


Figura 4.4 Familia de Curvas de Compactación Normales (Novais Ferreira, 1989)

4.3 ENSAYOS REALIZADOS EN CAMPO

El 'Instituto da Construção, IC', a través de un contrato entre Fase, SA y el 'Laboratorio de Geotecnia de la FEUP', realizó a solicitud de Fase, SA, 5 ensayos de carga en placa (PLT) y 23 ensayos de penetración dinámica ligera (PDL) sobre el aterro realizado en la futura 'Estação de Recolha da Seara dos STCP, VNG'. Los resultados de estos ensayos ya estaban disponibles cuando la realización de este trabajo, y la utilización de los mismo fue facilitada por el dueño de obra, 'Serviços de Transportes Colectivos do Porto, SA' (STCP), por lo que no hubo intervención directa en la ejecución de los mismos por parte de la candidata.

Los resultados de estos ensayos estaban también ya procesados, y determinados los valores correspondientes a los módulos de deformabilidad del terraplén. Sin embargo, posteriormente se realizó la reinterpretación de estos resultados verificando el resultado de lo smismos. La Figura 4.5 muestra la planta del terraplén para la 'Estação de Recolha da Seara STCP, VNG'.

La calidad durante un proceso de compactación en campo se mide a partir del parámetro de grado de compactación, el cual representa un cierto porcentaje del γ_{dopm} , obtenido en el ensayo Proctor en laboratorio. Su evaluación incluye la determinación previa del peso específico y de la humedad óptima correspondiente a la capa de material ya compactado. Este método de conocer el grado de compactación es un método localizado y basado en volúmenes de sustitución, ya que se basa en determinar el peso específico seco de campo sobre una capa de material ya compactada. Este método es, probablemente el método destructivo de determinación del peso específico más comúnmente realizado, se encuentra normalizado en la ASTM D 155-96,1998.

El proceso del cono de arena, consiste en excavar un hueco en el suelo, llenarlo de arena (ya calibrada con el equipo del cono de arena) y determinar el volumen del hueco a partir del volumen de arena necesario para llenarlo por completo. La densidad húmeda del suelo puede ser calculada dividiendo la masa húmeda removida del hueco por el volumen del mismo. El contenido de agua del suelo extraído del hueco puede ser determinado y así, se puede obtener el valor de la densidad seca del suelo. (Day, 2000). Esta práctica es muy interesante y la información que nos proporciona es muy cercana a la realidad. La Figura 4.6 muestra la calibración en laboratorio de la arena utilizada en el ensayo.

Por otra parte, hace algunos años que existe un sistema que a pesar de tener algunas desventajas, es muy expedito en este proceso. Este equipo es el densímetro nuclear, que al contrario del cono de arena es un método no destructivo y probablemente el más utilizado en campo. (ASTM 2922-96, 1998). En este método, la densidad húmeda del suelo es determinada a través de la atenuación de radiaciones gamma. El método nuclear puede obtener resultados inexactos (densidades muy altas) partículas muy grandes de suelo, tales como gravas, están presentes en el suelo. Asimismo, si existe un espacio de vacío grande en la trayectoria del detector de la fuente, entonces los valores de la densidad que el equipo registra serán inusualmente bajos. (Day, 2000). En la Figura 4.7 se muestra un densímetro nuclear.



Figura 4.6 Calibración del cono de arena en laboratorio y cono de arena en obra



Figura 4.7 Densímetro Nuclear

4.3.1.1 Resultados Obtenidos en el Control de Campo

La compactación del terraplén fue realizada con equipos de dispersión D6 o niveladoras y para la compactación se utilizaron cilindros. Luego de construidas cada capa, se realizó el control de compactación de las mismas, con la utilización de un densímetro nuclear tipo Troxer 3430.

De los resultados obtenidos de estos ensayos se realizaron los cálculos necesarios, de forma garantizar que se estuviesen cumpliendo las especificaciones del cuaderno de encargos de la obra, caso esto no sucediese, se realizaba una nueva compactación de la zona o la capa que no estaba cumpliendo con las especificaciones y se volvían a realizar los ensayos de control, garantizándose de esta forma, la correcta construcción del terraplén.

Luego de obtener los valores finales del control de compactación se calculó el característico del mismo, a través de la ecuación:

$$\gamma_{dk} = \bar{\gamma}_d \pm 1.645 \cdot \sigma_{\gamma_d} \quad (4.1)$$

Siendo que $\bar{\gamma}_d$ es la media de los valores controlados y σ_{γ_d} es coeficiente de variación de los mismos. Así, se tiene el grado de compactación del terraplén es de $\gamma_{dkmax}=99\%$ y $\gamma_{dkmin}=95\%$, correspondiente al $+1,3\%$ de w_{opm} y $+1\%$ de w_{opm} , respectivamente.

4.3.1.2 Valores de Referencia

Los cuadernos de encargos de la obra tenían como especificaciones para la construcción del terraplén valores del grado de compactación de $\gamma_d \geq 95\% \gamma_{dopm}$ del suelo a colocar en la compactación, así como, una variación del contenido de humedad de $\pm 2\%$ del w_{opm} ; además esta compactación debería ser realizada en capas de $\pm 40\text{cm}$ de altura.

Del control de compactación se obtuvo un valor característico máximo del grado de compactación del terraplén correspondiente al $99\% \gamma_{dopm}$ y $+1,3\%$ de w_{opm} , y mínimo de $95\% \gamma_{dopm}$ y $+1\%$ de w_{opm} , teniéndose de esta forma que el terraplén cumple con las especificaciones mínimas exigidas en el cuaderno de encargos. La importancia del control de compactación y el cálculo de estos valores reside en el hecho de poder más adelante realizar comparaciones entre los valores de módulos de deformabilidad obtenidos en campo, con los valores obtenidos en laboratorio.

4.3.2 Ensayos mecánicos *in situ* PDL

De acuerdo con la memoria descriptiva de los ensayos, en el caso de los PDL fueron seleccionados 23 locales dispuestos con algún criterio para abordar de forma representativa el desarrollo global del emprendimiento. El equipo utilizado para estos ensayos (penetrómetro dinámico ligero) es propiedad del Laboratorio de Geotecnia de la FEUP, con energía normalizada por la ISSMFE- TC16 y el Eurocode 7. El mismo se muestra en la Figura 4.8.



Figura 4.8 Ejecución del ensayo PDL

En comparación con otros métodos más conocidos de penetración (SPT y CPT) los ensayos DP tienen como ventaja su gran maniobrabilidad, ya que los equipos son muchos más ligeros, y se puede acceder a mas locales y exigen menor movilización de mano de obra (en especial los actuales mecanizados), estando de esta forma asociados a grandes rendimientos.

Al contrario del SPT, este ensayo presenta un registro del número de golpes en profundidad de una forma continua, lo que permite detectar pequeñas incidencias litográficas que los métodos discontinuos no permiten. Las razones que fundamentaron la utilización de este método, además de las anteriores mencionadas (ventajas del equipo) son: ya que se trata de un terraplén de ejecución por fases y este ensayo permite la verificación de la homogeneidad de las condiciones del estado el terraplén en profundidad, permitiendo también, por derivación por vía de correlaciones del tipo energético, caracterizar mecánicamente los suelos que lo constituyen. En la Figura 4.9 se muestra la disposición de los ensayos en el terraplén.

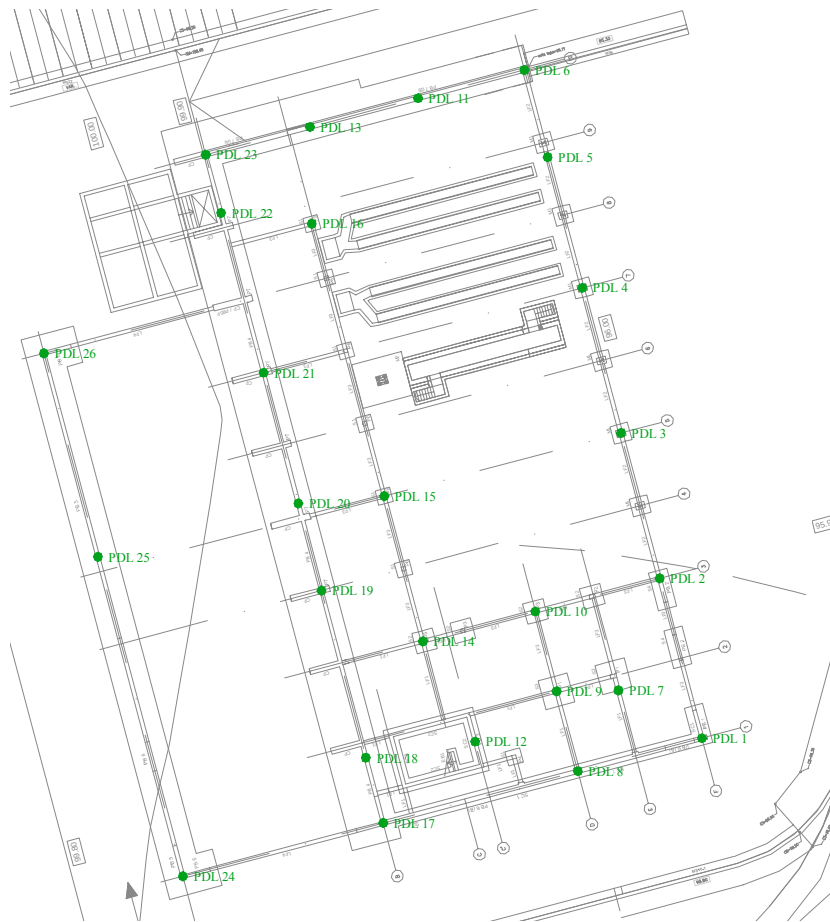


Figura 4.9 Plano con disposición de los ensayos PDL

4.3.2.1 Resultados Obtenidos

De los resultados obtenidos en la realización del PDL se puede concluir que existe una buena homogeneidad de valores del PDL en la zona principal de la plataforma, exceptuando una de las zonas marginales (representada por el PDL n° 23) donde se denota una disminución de las características del terraplén, lo que podría significar una compacidad marginal más baja. En la Figura 4.10 se muestran algunos de los gráficos resultantes del ensayo, específicamente los PDL que fueron realizados en los mismos locales de realización de los ensayos de carga en placa (ver Figuras 4.9 y 4.12).

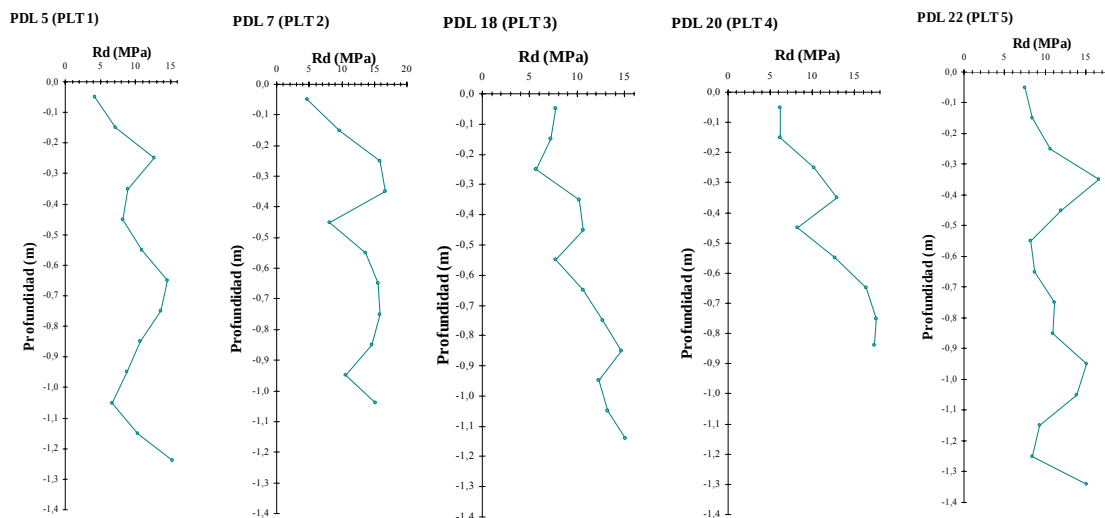


Figura 4.10 Perfiles R_d vs. Prof. derivados de los ensayos PDL en los mismos locales de los PLT

4.3.3 Ensayos mecánicos in situ PLT

La memoria descriptiva de los ensayos realizados, expone que para la evaluación de las características del terraplén en estudio y con el objetivo de determinar el módulo de deformabilidad del mismo se realizaron cinco ensayos de Carga en Placa de 60cm de diámetro los cuales fueron ejecutados de acuerdo a las normativas actuales (Nacional Soviet Standard, Gost, 1990 y ENV7 1997-3, 1999). En la Figura 4.11 se presentan varias fotografías de la realización de este ensayo y los medios utilizados para su ejecución.

Los ensayos fueron realizados en puntos espaciados e implementados estratégicamente para cubrir el área de ejecución de los edificios previstos, pues para ese fin, se decidió realizar estos ensayos cuya práctica en terraplenes viarios y particularmente en explanadas de pavimentos no es del todo corriente.

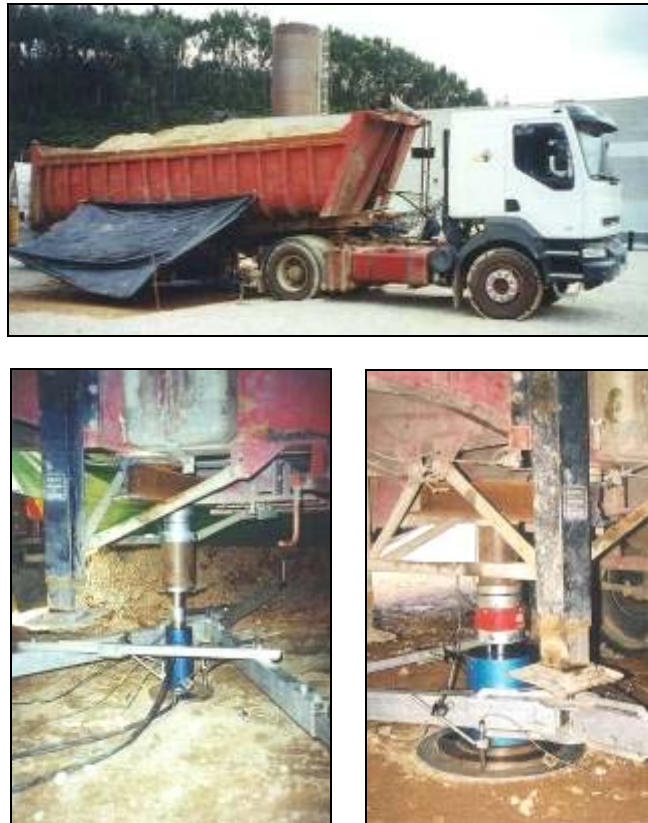


Figura 4.11 Equipos y medios utilizados durante el ensayo (LabGeo, FEUP)

La Figura 4.12 muestra la disposición de estos ensayos en el terraplén.

4.3.3.1 Planes de Cargas

Por defecto queda generalmente establecido que la carga del ensayo deberá oscilar entre una vez y media y dos veces la carga en servicio previsible. No existiendo esa información y sientes del condicionalismo de la reacción, el último escalón de carga fue limitada a la carga de reacción multiplicada por la sección de cada placa. El plan de cargas se muestra en la Tabla 4.3

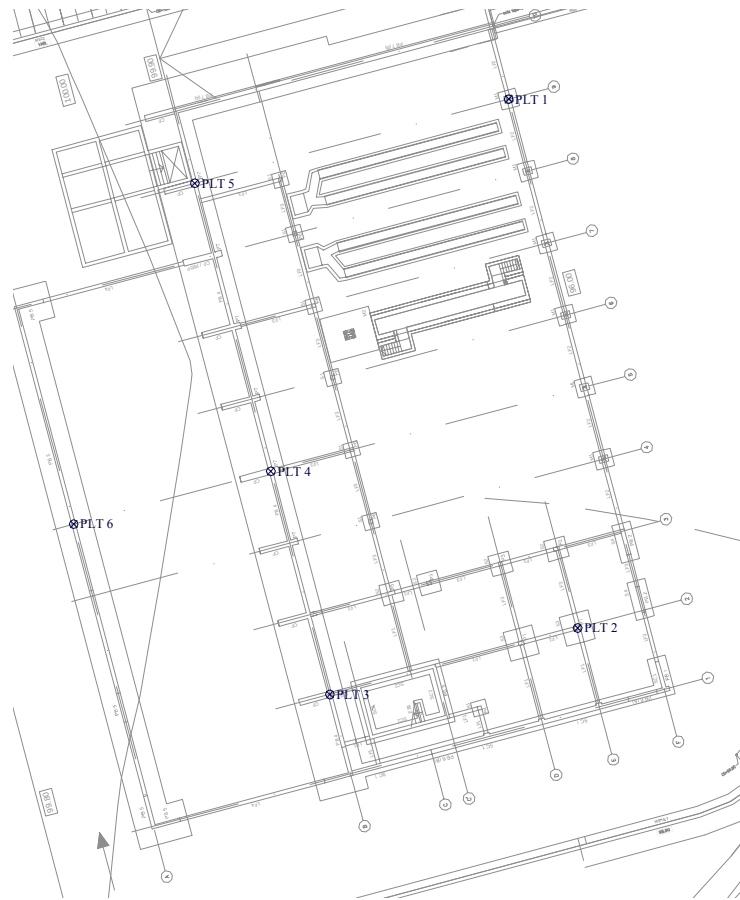


Figura 4.12 Disposición de los ensayos PLT en el terraplén

t (min.)	-	10	10	30	30	30	30	30	30	10	10	10	10	30	30	30	10	10	10	15
Carga (kPa)	0	10	0	25	50	100	150	200	300	200	150	200	300	400	550	700	550	400	200	0

Tabla 4.3 Plan de cargas del PLT

Todas las cargas aplicadas y particularmente la carga máxima activa, fueron aplicadas con un equipo cedido por el Laboratorio de Geotecnia de la FEUP. Ese equipo fue dotado de un aparato que permite saber cual es el valor de la carga aplicada (hidráulicamente y en célula de carga) y controlarla para obtener la cadencia del ensayo estipulado. El mismo fue debidamente calibrado.

Los asentamientos verticales de la placa fueron medidos en relación a las tres vigas de referencia que se disponen a 120° , y están centradas con la placa y se apoyaron en puntos suficientemente alejados de la placa y de todas las unidades de apoyo de la estructura de reacción (vehículo pesado, ver Figura 4.11). Siendo metálicos, los apoyos de las vigas permiten desplazamientos horizontales que resulten de la variación de su longitud motivados por las variaciones de temperatura. Aún así, y como se muestra en la Figura 4.11, los equipos y estas estructuras fueron protegidos. Los asentamientos verticales fueron medidos por lo menos en esos tres puntos, rodados 120° unos en relación a los otros. Los aparatos de medición de las deformaciones, cedidos por el Laboratorio de Geotecnia, tenían un curso mínimo de 50mm y una precisión de 0.01mm. Las superficies donde se apoyaron esos aparatos eran completamente lisas y debidamente solidarizadas con las unidades de carga.

Fueron además tomadas medidas para proteger los instrumentos y el sistema de referencia de las variaciones adversas de temperatura y de cualquier perturbación que perjudicase la calidad de las mediciones. Quedó a cargo del constructor la colocación de la lona para la protección de todos los sistemas involucrados en la medición de las cargas y los asentamientos (incluyendo las vigas de referencia y sus apoyos)

4.3.3.2 Resultados Obtenidos

De los datos obtenidos de los tres medidores utilizados en el ensayo, se realizaron las curvas de carga asentamiento para cada uno, así como la media de estos tres, teniéndose de esta forma los gráficos de carga-asentamientos generales. Con estas curvas se realizaron los cálculos necesarios para obtener los módulos de deformabilidad tanto pseudo-elásticos así como de descarga recarga del terraplén, derivados del ensayo de carga en palca. En las Figuras 4.13 a 4.17 se muestran las curvas resultantes de las medias de las tres lecturas simultáneas realizadas en el ensayo.

Ensayo PLT N° 1

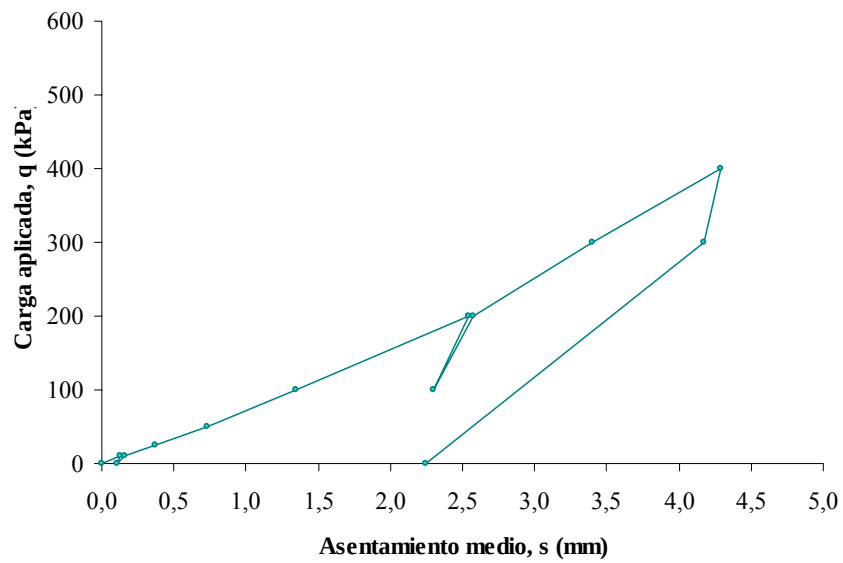


Figura 4.13 Curva carga-aplastamiento derivada del PLT 1

Ensayo PLT N° 2

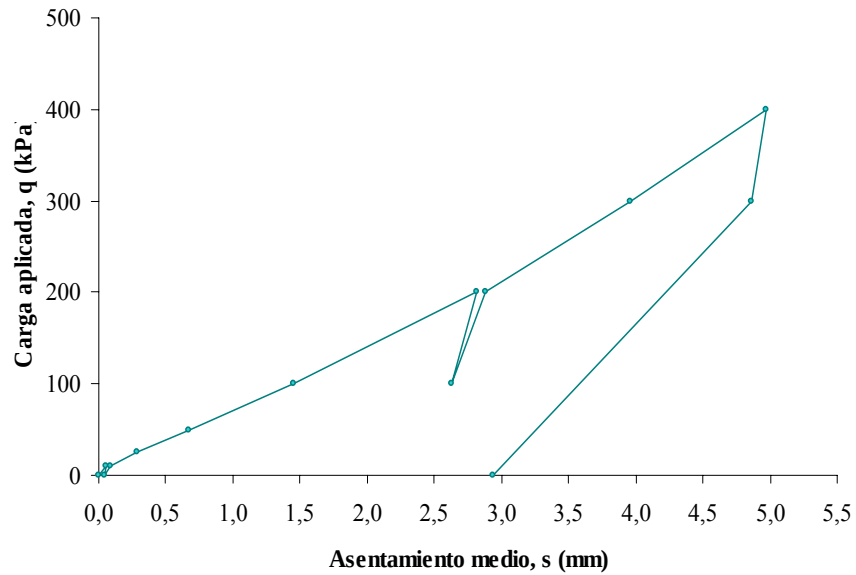


Figura 4.14 Curva carga-aplastamiento derivada del PLT 2

Ensayo PLT N° 3

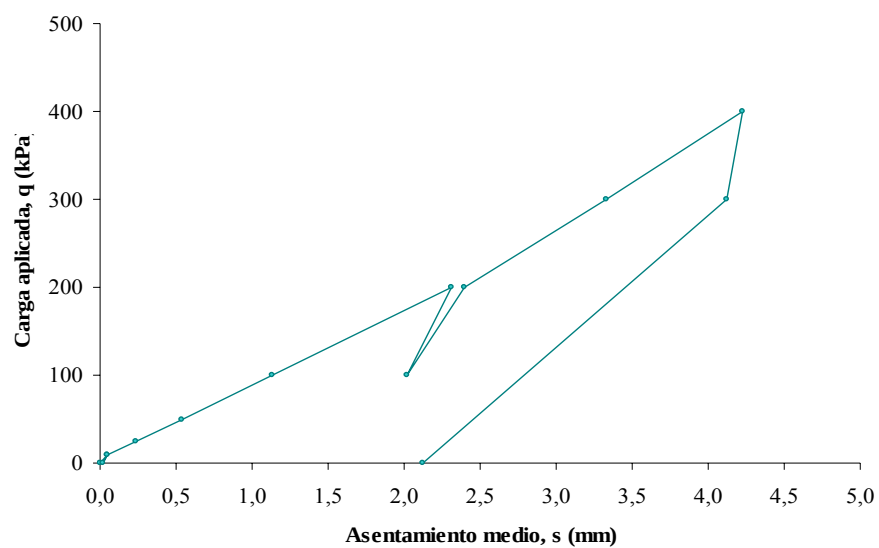


Figura 4.15 Curvas carga-asentamiento derivadas del PLT 3

Ensayo PLT N° 4

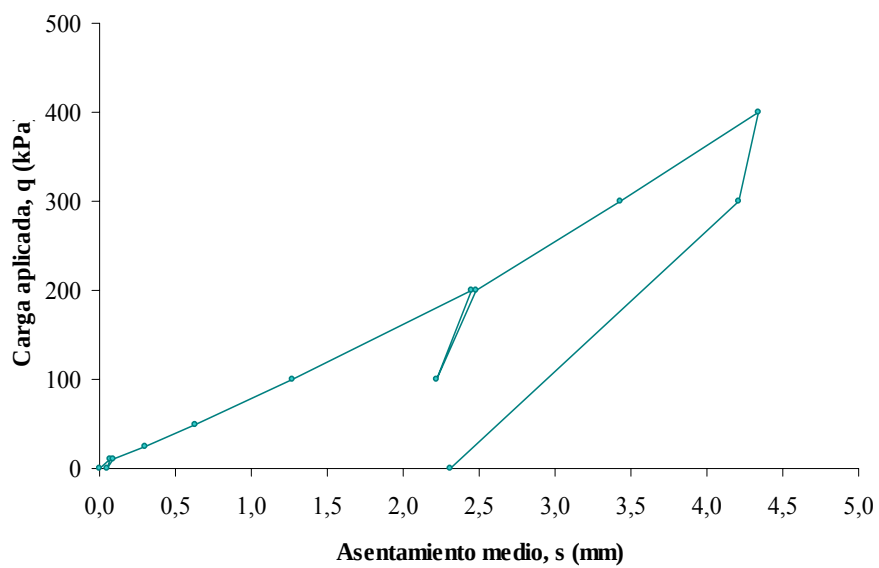


Figura 4.16 Curvas carga-asentamiento derivadas del PLT 4

Ensayo PLT N° 5

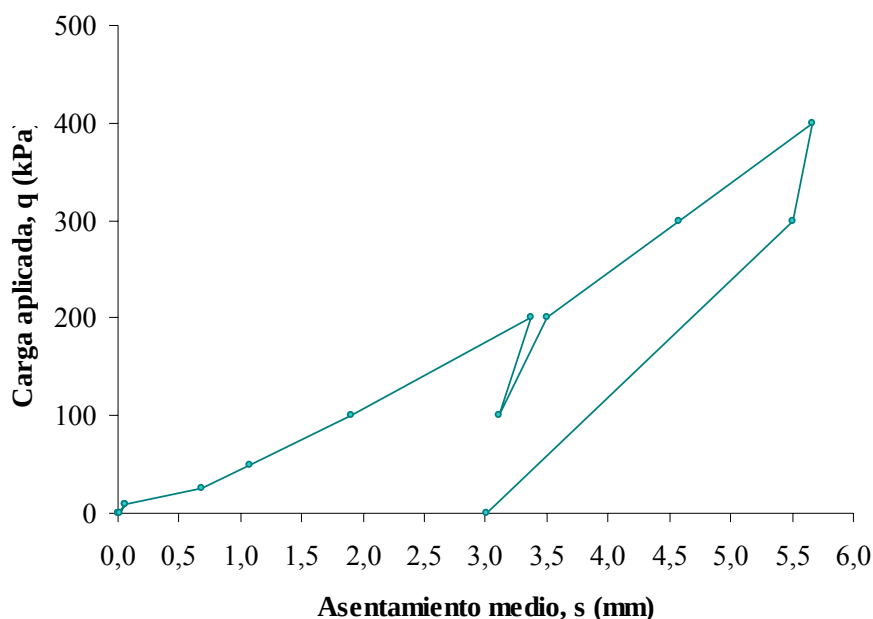


Figura 4.17 Curvas carga-asentamiento derivadas del PLT 5

Del análisis de estas curvas, el cual fue realizado como se explica en 2.3.1, se realizó la determinación de los módulos de deformabilidad E_{pc} , E_{dr} y E_{V2} (para las mismas condiciones de tensión en cada caso), los cuales son explicados con mayor detalle en el Capítulo 5, sección 5.1.

4.4 ENSAYOS REALIZADOS EN LABORATORIO

En laboratorio se realizaron todos los ensayos pertinentes para la clasificación tanto física como mecánica del suelo, tal como se expuso en 4.2.1, además se realizaron ensayos triaxiales y CBR los cuales explican en detalle en los puntos a continuación. En la Figura 4.18 se muestra el área de trabajo en laboratorio (cámara triaxial y equipos de control de presiones, equipos de adquisición del ensayo triaxial y de ondas sísmicas) en donde se realizaron los ensayos realizados con este estudio.



Figura 4.18 Área de trabajo en que se realizaron los ensayos

4.4.1 Ensayos Triaxiales

4.4.1.1 Premisas de los Ensayos: Condicionalismos y Opciones Resultantes

Inicialmente se había decidido ensayar 3 grupos de probetas con diferentes características de compactación normalmente definidos para este tipo de material utilizado en obras viarias, cada grupo tenía como características las siguientes: w_{opm} , $w_{opm} - 2\%$, $w_{opm} + 2\%$, $\gamma_d(95\% \text{ PM})_{\text{lado seco}}$ y $\gamma_d(95\% \text{ PM})_{\text{lado húmedo}}$, valores normalmente utilizados en la construcción de terraplenes rodoviaros. Sin embargo, al realizar la curva de compactación, se encontró que la forma de la misma no permitía la realización de estas probetas por ser estos valores muy coincidentes, No obstante, se consideró la realización de las probetas a $w_{opm} + 2\%$ y $w_{opm} - 4\%$, correspondientes al valor de $\gamma_d(97\% \text{ PM})$ valor también utilizado en la construcción de terraplenes rodoviaros, y $w_{opm} - 2\%$ y $w_{opm} + 1\%$, correspondientes a $\gamma_d(99\% \text{ PM})$, además de las probetas compactadas a w_{opm} .

Por otra parte, debido a lo demorado de los ensayos, sobretodo en la parte de saturación de las probetas y al poco tiempo disponible para la realización de la disertación (en relación con la duración de los ensayos), se decidió realizar 2 probetas para cada grupo de ensayos, verificándose que estos fuesen suficientemente ‘parecidos’, como para

confiar en el resultado de los dos probetas en lugar de tres. En los casos en que existió algún problema se realizó la tercera probeta (w_{opm} y $w_{opm} - 4\%$).

Los ensayos de carga cíclica fue utilizado el mismo método para todas las probetas y todos las consolidaciones (100, 200 y 400kPa).

La carga fue aplicada hasta obtener una deformación axial, controlada por los instrumentos internos (LDTs) de 5×10^{-4} mm. Siendo esta carga la máxima aplicada durante ese corte. Luego de alcanzar esta deformación se realizó una descarga hasta llegar $\frac{3}{4}$ la carga máxima, realizando una recarga hasta alcanzar esta más el 10% de la carga máxima. De seguida se realizó otra descarga hasta $\frac{1}{2}$ de la carga máxima y otra recarga de esta, más el 10% de la carga máxima luego; se volvió a descargar hasta $\frac{1}{4}$ de la carga máxima y otra de la misma más el 10% de la carga máx. Finalmente, se descargó totalmente la probeta y se procedió a realizar la siguiente reconsolidación. En el tercer y último corte de la probeta, el cual era realizado con una reconsolidación de 400kPa, el procedimiento era idéntico, a excepción de que luego de realizar la descarga total de la probeta, se procedió cargar la misma hasta llegar a la rotura.

4.4.1.2 Preparación de las Probetas para los Ensayos: Saturación y Consolidación

Las probetas cilíndricas de 189mm x 250mm fueron preparadas para un programa de ensayos triaxiales, que constó de ensayos consolidados isotrópicamente (para 100, 200 y 400 kPa), saturados y drenados, con recurso a la utilización de instrumentos internos (LDTs) para la medición de las deformaciones axiales (ver Figura 4.19), no dejando sin embargo, de realizar la monitorización de la deformación externa así como también la medición y control de las presiones internas y externas de la cámara. La explicación de los instrumentos internos se encuentra en el Anexo 4.2.

Se optó por realizar la primera consolidación de la probeta a 100kPa debido a que en experiencias anteriores (LabGEO) con este tipo de material, las probetas sometidas a tensiones de consolidación menores tienden a expandirse durante la saturación. De esta forma, se garantizó que la probeta no sufriese deformaciones durante este proceso.

Los ensayos fueron realizados en condición $K_0=1$, ya que de acuerdo con varios estudios realizados, entre ellos los de Gomes Correia, los suelos al ser compactados y debido a la energía que les he aplicada parecen desarrollar un proceso semejante a la sobreconsolidación, tendiendo a quedar con tensiones verticales y horizontales muy parecidas, siendo estas tensiones independientes de las condiciones originales que los suelos tenían en estado natural.



Figura 4.19 Instrumentos Internos LDT's

Como consecuencia de esta situación y ya que los ensayos deben representar las condiciones que se tendrán en obra, los ensayos triaxiales realizados para este estudio son ensayos consolidados isotrópicamente y para asegurar el drenaje total de la muestra durante el ensayo, la velocidad de corte fue de 0,01mm/min, (Head, 1986).

4.4.1.3 Desarrollos Específicos de los Equipos

Fue utilizada una célula de carga interior a la cámara triaxial y como muestra la Figura 4.20, esta célula no posee guía para el pistón de carga, por lo que la probeta no quedaba absolutamente rectificadas en fases perpendiculares a la directriz y a la concavidad del pistón para asegurar la verticalidad de la aplicación de la carga, teniendo como consecuencia en algunos casos la inclinación de la probeta durante el corte. Como ya fue explicado anteriormente, este es uno de los errores más comunes en los ensayos triaxiales discutidos por muchos autores como Tatsuoka (1988), Baldi et al (1988), Kuwano, et al (2001), etc. Este problema tiene como efecto, que las probetas ensayadas y en las cuales ocurrieron este tipo de problema, no puedan ser utilizadas para fines de análisis y cálculos de módulos de deformabilidad.

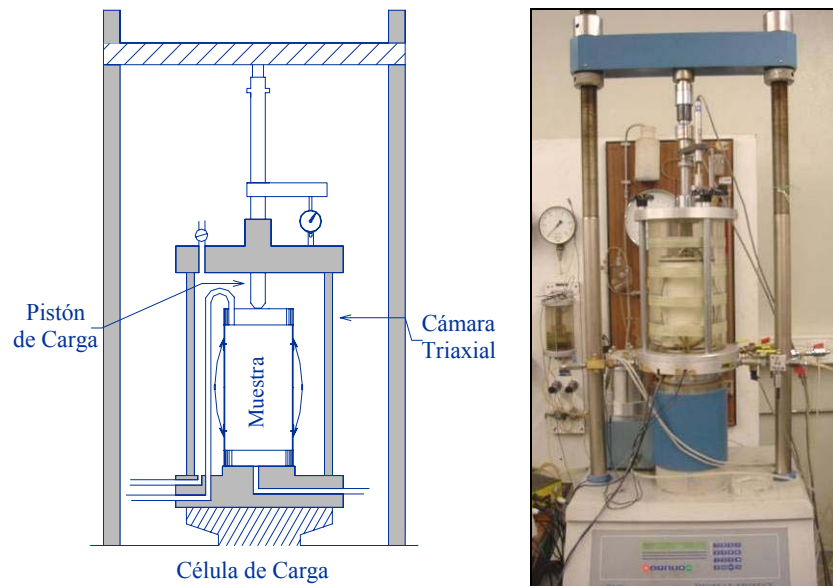


Figura 4.20 Esquema y Fotografía de la Célula de carga

El error de la no verticalidad durante el corte se detectó, en las tres primeras probetas, teniendo que en la primera y la tercera el problema de inclinación no fue tan substancial por lo que estas probetas fueron utilizadas en el análisis de resultados. Sin embargo, la segunda tuvo que ser eliminada del análisis (ver Figura 4.21) por ser totalmente desaprovechable su resultado.

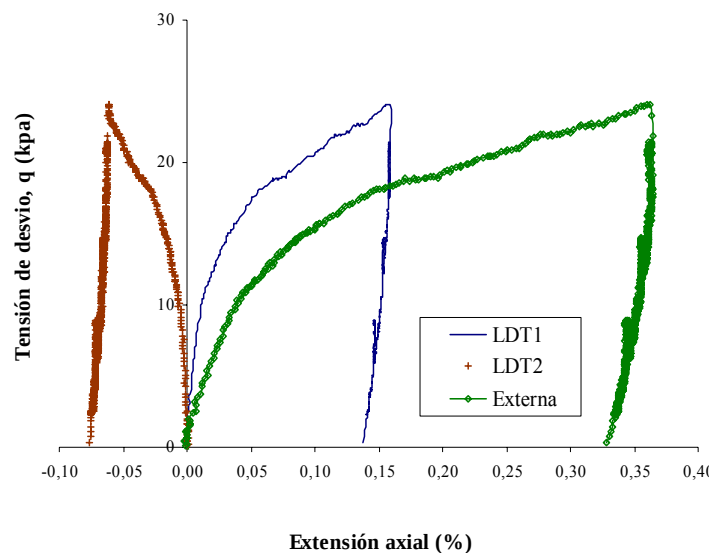


Figura 4.21 Curva tensión deformación del segundo ensayo

Debido a la ocurrencia de este problema en los primeros ensayos y con la finalidad de obtener valores más rigurosos en lo que se refiere a la verticalidad de la aplicación de la carga y la realización de los ciclos de descarga y recarga, para los ensayos siguientes, se realizó como sugiere Baldi et al (1988) la adaptación del pistón y la base superior de la probeta, de forma a poder utilizar una esfera de acero inoxidable entre estos y así, garantizar una aplicación de la carga central en la base de la probeta.

Este sistema se muestra en la Figura 4.22 y se verificó que en los ensayos subsiguientes este problema no se volvió a presentar (ver Figura). Sin embargo, es necesario acotar que el material con que el pistón de carga, la base de la probeta y la esfera, deben ser exactamente iguales y con la misma rigidez, para que no ocurra marcaciones en alguna de las partes y estas afecten la aplicación de la carga nuevamente.

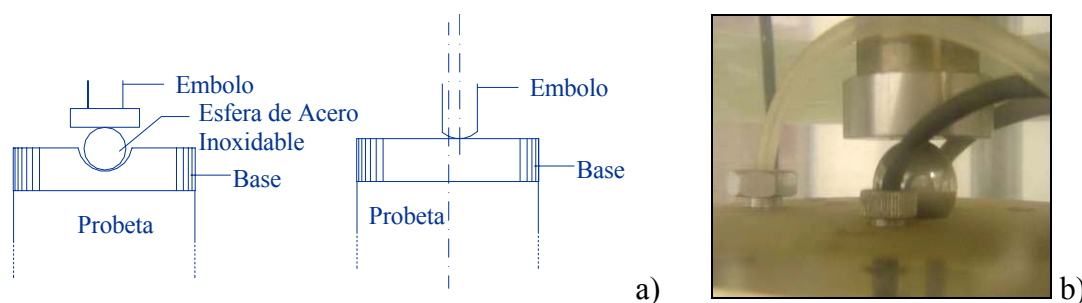


Figura 4.22 a) Esquema de problemas de verticalidad en la aplicación de cargas, b) Esfera utilizada en los ensayos

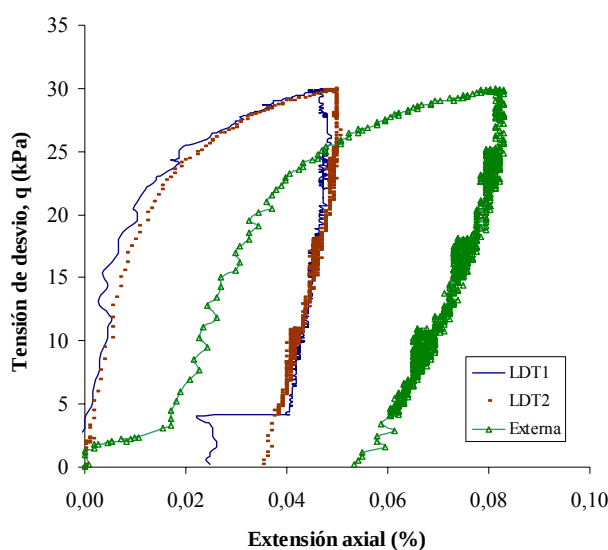


Figura 4.23 Verificación del comportamiento de la probeta durante el ensayo

Por otra parte, durante los ensayo también se obtuvo una importante información derivada de la de lectura de las velocidades de ondas sísmicas de corte ‘S’ y de compresión ‘P’ (Bender/extender Elements), tanto como apoyo durante la saturación de las probetas (ondas ‘P’) en que los valores de V_p complementaron la verificación clásica de saturación, basándose en la medición del valor B de Skempton, como forma más rigurosa de verificación de la evolución de la misma (descripción en Viana da Fonseca y Ferreira, 2002).

Luego, de igual manera, la lectura ondas de corte ‘S’, durante los cortes fue realizada con la intención de verificar los resultados de los módulos de deformabilidad derivados de los ensayos triaxiales, con los módulos de rigidez transversal G_0 derivados de las medición de estas ondas (estos correspondientes a los valores máximos y verdaderamente dinámicos, luego referencia de los otros). En el Anexo 4.3 se expone con más detalle la utilización de este sistema.

4.4.1.4 Resultados Obtenidos

Durante la realización de la parte experimental laboratorial de este trabajo se presentaron algunos problemas que hicieron con que algunas de las probetas realizadas no fueran tomadas en cuenta para la realización de los cálculos. Tal es el caso de la probeta N° 2, en que la durante la aplicación de carga, la probeta sufrió una inclinación, que conllevó a que sus resultados no pudieran ser utilizados. Este tipo de problemas es descrito en 4.4.1.3.

Por otra parte, durante el trabajo laboratorial, debido a problemas técnicos con la caja de adquisición de datos del computador de la cámara triaxial, los resultados de algunas probetas también tuvieron que ser desechados. Este problema significó que los datos adquiridos mostrasen oscilaciones ficticias en los equipos de la cámara triaxial, estos problemas, afectaron probetas de los ensayos N° 5, N° 6 y N° 7. Un ejemplo de problema presentado se muestra en la Figura 4.24.

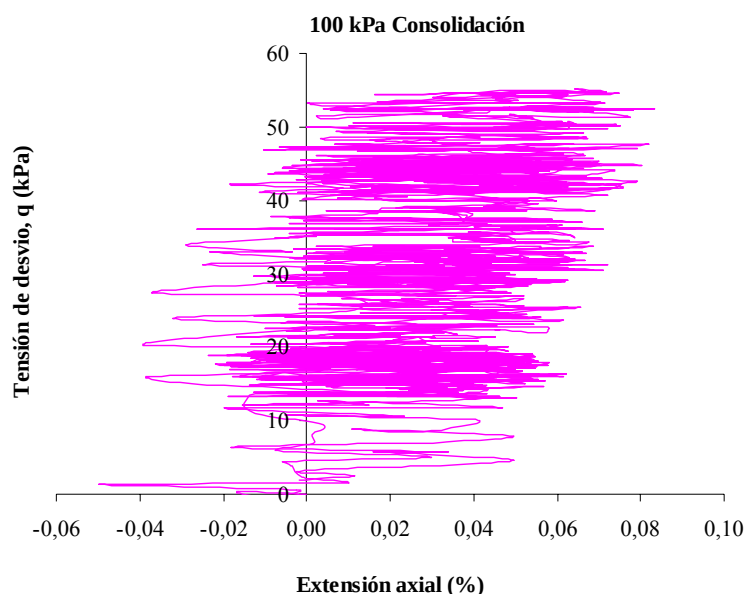


Figura 4.24 Curva tensión deformación del ensayo N° 7

Los gráficos de las curvas tensión deformación, según la tensión de consolidación para cada uno de los cortes de las muestras (100, 200, y 400 kPa) de los ensayos que fueron tomados en cuenta para la realización de los cálculos se muestran en el Anexo A.

Por otra parte, en el Capítulo 5 se describe el análisis realizado a estos resultados

4.4.2 Ensayo CBR

4.4.2.1 Condiciones en que Fueron Realizados los Ensayos

El ensayo de CBR realizado en este estudio fue llevado a cabo de acuerdo con el proceso ya explicado en el punto 2.1.2 y con las especificaciones estipuladas en las normas ASTM.

Como ya fue discutido en el capítulo 2, el aspecto más resaltante de este proceso, y quizás uno de los más discutibles, es que el valor resultante del ensayo CBR realizado en laboratorio, el cual deriva de la media de tres valores de tres probetas ensayadas con diferentes energías de compactación (12, 25 y 55 golpes), que luego en contrapuesto una ejecución del terraplén en campo con una energía de compactación única realizada

con base en el Proctor Modificado (55 golpes), con un determinado porcentaje (grado de compactación) para el cual se debe definir el CBR.

4.4.2.2 Opciones de Cálculos del Valor Representativo

Como consecuencia de lo expuesto anteriormente, el valor obtenido de este, no es un valor representativo de la realidad del suelo en estudio y con el cual se ejecuta el terraplén. La razón de esta afirmación deriva del hecho de que el valor que se obtiene en laboratorio siempre va a ser menor que el que se obtiene en campo. Por lo tanto, este ensayo realizado en laboratorio según la norma tiene sentido real cuando se desea comparar con el CBR del terraplén en construcción, y por ese mismo motivo no debería ser utilizado como única regla de comparación cuando se realizan estudios para fines rodoviarios.

No obstante, si este ensayo fuese realizado en laboratorio de igual forma que como es ejecutado el terraplén en campo, a pesar, de no ser suficiente para ‘aceptar’ o no un préstamo, sería más representativo de la realidad de las condiciones del terraplén en construcción y en particular, en fase definitiva de la vida de la obra.

4.4.2.3 Resultados Obtenidos

De los resultados obtenidos de la realización del ensayo CBR y luego de realizados los cálculos necesarios y realizadas las curvas pertinentes al mismo, se tiene que para el 95% del peso específico seco (γ_d) el valor del CBR es de 22%. Este resultado corresponde al cálculo valor del CBR especificado en la norma y que ya fue descrito en 2.1.2

En la Tabla 4.4 se muestran los valores obtenidos, resultantes de la realización de las penetraciones de 2,5mm y 5mm para las probetas realizadas a 12, 25 y 55 golpes por capa y de los cuales se derivan las curvas que se muestran en la Figura 4.25 y luego la curva de la Figura 4.26.

Tabla 4.4 Resultados del ensayo CBR

Número de golpes por capa		55	25	12
CBR (%)	Penetración 2,5mm	36,2	23,3	11,8
	Penetración 5,0mm	38,9	25,1	13,3

Por otra parte, en la Figura 4.25 se muestra la curva carga-penetración de las tres probetas para 12, 25 y 55 golpes y las correcciones correspondientes en el inicio de las curvas, (en aquellas en que era necesario) de forma a obtener los valores para la realización de la curva que se muestra en la Figura 4.26. Esta curva presenta el CBR (%) vs. Peso específico γ_d , donde se puede verificar el valor del CBR para el 95% del γ_d expuesto más arriba. Así como también, cualquier otro valor del CBR para diferentes porcentajes del γ_d

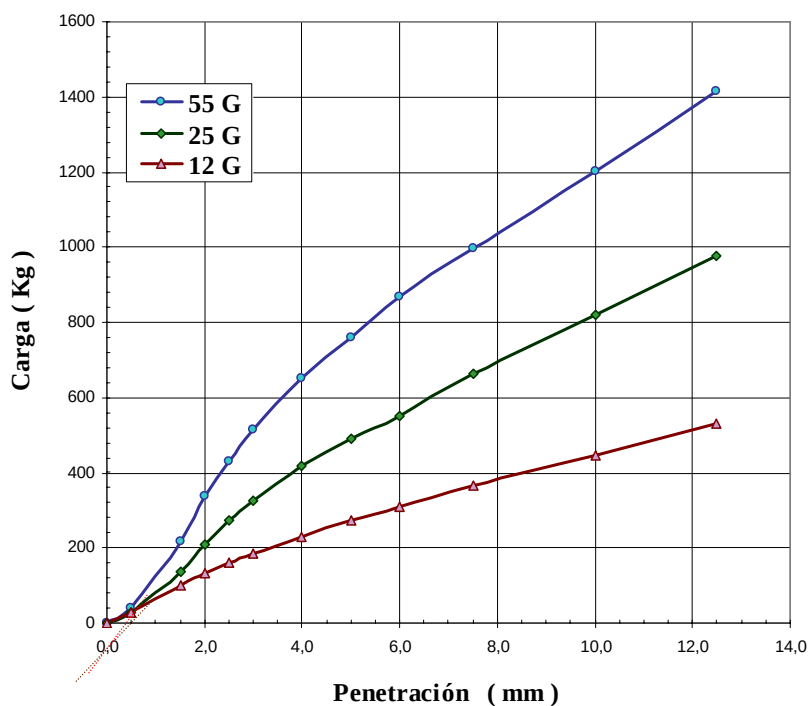


Figura 4.25 Curva de Carga-penetración

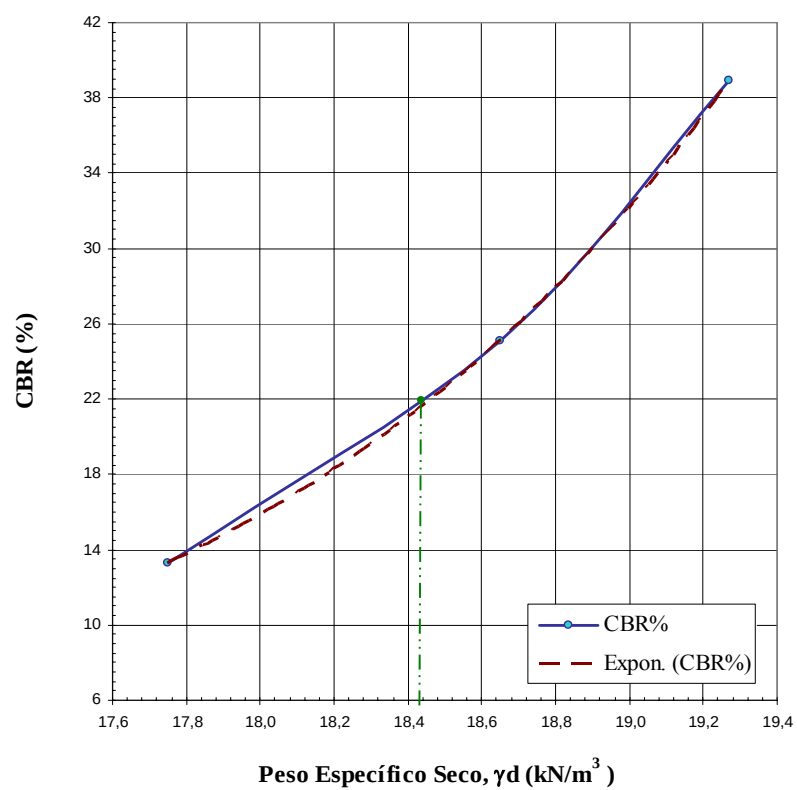


Figura 4.26 Curva CBR (%) vs γ_d

ANEXO 4.1

PROCESO DE SATURACIÓN

Cuando se realizan ensayos triaxiales en muestras compactadas con la finalidad de realizar estudios para terraplenes rodoviaros, es importante realizar una completa saturación de la muestra del suelo antes de la realización de estos ensayos, ya que, deben ser ejecutados de forma a simular las condiciones que el pavimento tendrá durante su vida útil. Una de las posibles condiciones es la saturación del terraplén.

A esto debe sumarse, el importante hecho de querer asegurar que el análisis de las tensiones se realicen garantizando total control de las dos componentes: neutra y efectiva y que la primera, no este condicionada por valores no cuantificables de succión.

Los procesos de saturación de muestras para ensayos triaxiales no son nuevos, sin embargo, existen métodos más resientes de acuerdo con el tipo de suelo y condiciones de ensayo. Comúnmente, el grado de saturación es controlado a través de la revisión del parámetro de presión de Skempton B ; siendo:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (3.5)$$

en que $\Delta \sigma$ es el Incremento de presión isotrópica (kPa) y

Δu el Incremento de la presión de poro, debido a $\Delta \sigma$ (kPa)

Cuando este valor es igual a 1, implica 100% de saturación de la muestra, sin embargo, en la práctica dependiendo del tipo de suelo, el valor de B puede variar entre 0,95-0,99, significando una medida de total saturación. En esta disertación, además de realizar la medición del parámetro B , conjuntamente se utilizó la técnica de lectura de velocidad de ondas P , con recurso a los *bender/extender elements*, durante la saturación. Estos dispositivos descritos detalladamente en Ferreira (2002), fueron desarrollados inicialmente en la Universidad de Bristol e implementados con suceso en el LabGeo de la FEUP, permiten de forma muy práctica y simple, medir casi simultáneamente dos tipos de ondas: Transversales (de corte, ‘S’) y longitudinales (de compresión ‘P’). La Figura A1.1 muestra este sistema.

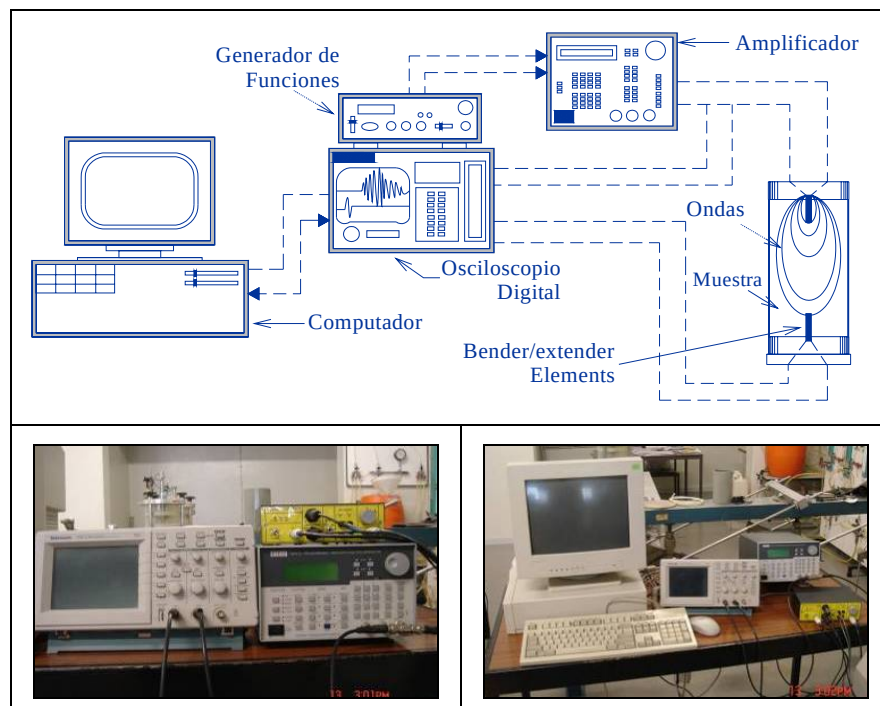


Figura A1.1 Esquema y Fotografías del Sistema de Monitorización de Ondas

En todos los casos se verificó, (teniendo como referencia el trabajo de Ferreira, 2002) que de acuerdo con las ondas P , la saturación era alcanzada mucho antes de alcanzar un valor próximo a $B = 0,95$. La utilización como apoyo de los *bender/extender elements* está descrita en el Anexo 4.3.

Durante la realización de este trabajo, se utilizaron varios procesos para la saturación de las muestras con el propósito de encontrar el más adecuado para este caso en particular. Seguidamente, se describe con detalle este asunto.

Proceso para la Obtención de un Sistema de Saturación Adecuado

En un primer momento (primera probeta ensayada, w_{opm}) se utilizó el método de saturación propuesto por Bishop y Henkel (1962), que consiste en el aumento de la llamada ‘back-pressure’ o contrapresión, manteniendo un cierto confinamiento efectivo de valor moderado. En nuestro caso particular, este proceso mostró ser muy demorado (3 semanas y media), además de, precisar la aplicación de presiones muy altas en la cámara triaxial (700kPa); consecuencias estas, de la utilización de muestras compactadas y de la consolidación seca para la probeta de 100kPa (por el hecho de necesitar que la tensión efectiva no sea muy baja para evitar la expansión de la muestra), lo que agrava el paso de agua por dentro de la probeta y en consecuencia la saturación de la misma. Ver Figura A1.2.

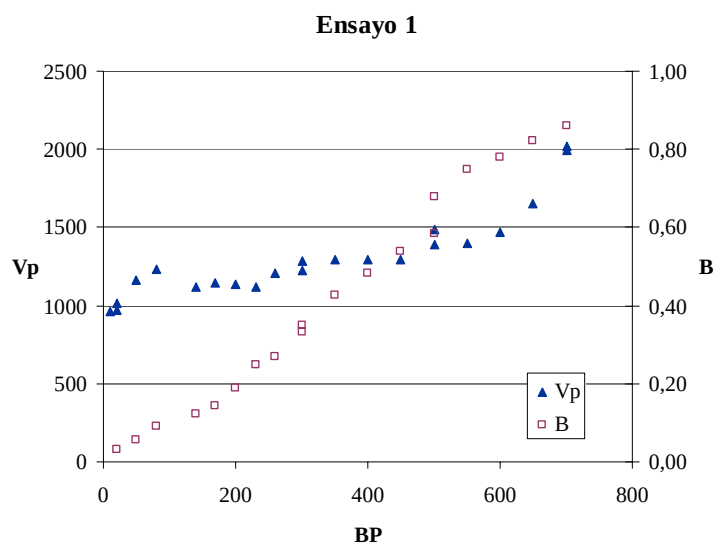


Figura A1.2 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el primer proceso

Así, fueron utilizados y combinados varios métodos de saturación encontrados en la bibliografía, a fin de conseguir el más eficaz y adecuado para este estudio.

De forma a que sea más comprensible el proceso que será descrito, seguidamente son enumerados los métodos, según el orden en que fueron realizados y que son aquí descritos:

1. Método clásico de contrapresión.
2. Método con aplicación de CO_2 por la base inferior de la probeta.
3. Método con aplicación de vacuo por la base seguida de aplicación de CO_2 por la misma base.
4. Método de aplicación de vacuo en ambas bases de la probeta seguido de aplicación de CO_2 por la base inferior
5. Método de aplicación de vacuo en ambas bases sin aplicación de CO_2
6. Método de aplicación de vacuo durante 2hrs.
7. Método de aplicación de vacuo durante 5,5hrs.

En la segunda probeta a ensayada, (la cual fue compactada con el mismo porcentaje de agua de la primera w_{opm} , de forma a poder hacer comparaciones entre los métodos y sus resultados) se introdujo una variación que consistió en dejar pasar Dióxido de Carbono (CO_2), antes de pasar el agua dentro de la probeta. Según la literatura encontrada (Lacasse y Berre, 1988) la utilización del CO_2 en este tipo de suelos puede beneficiar la saturación de probetas. Sin embargo, el CO_2 en este proceso no mejoró en nada de utilización de altas contrapresiones, ni el tiempo del proceso (Figura A1.3).

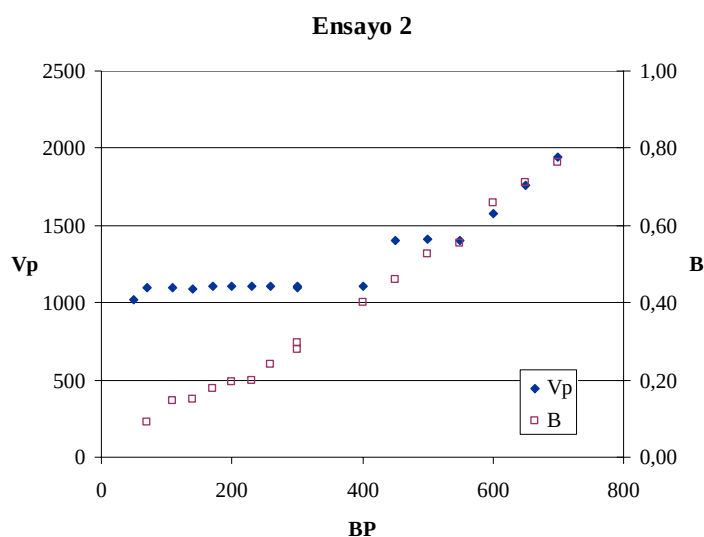


Figura A1.3 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el segundo proceso

Seguidamente, en la tercera probeta con w_{opm} , y con base en los trabajos de Rad y Clough, (1984) citados por Baldi et al, (1988) y la norma japonesa Standards of

Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Test, 1999) se decidió utilizar vacuo en conjunto con el Dióxido de Carbono. Esto quiere decir, que luego de colocar la probeta en consolidación a 100kPa y antes de hacer pasar el CO₂ por la base inferior de la probeta, se aplicó vacuo (presión negativa con relación a la atmósfera) de -90kPa - según recomienda la norma japonesa, por el término de 4 horas (este tiempo no es especificado en la bibliografía, sin embargo, se utilizó por referencia de experiencia en otros estudios) y luego se hizo pasar el CO₂, para finalmente hacer pasar el agua – naturalmente desaireada proveniente de un tanque de vacuo – dentro de la probeta. Este proceso fue realizado de forma gradual y sistemática, teniendo en consideración que al aplicar el vacuo de -90kPa dentro de la probeta se aplicó externamente una presión tal, que garantizase la consolidación de 100KPa. No obstante, la presión negativa dentro de la probeta se disipaba, por lo que la consolidación de la misma a 100kPa fue garantizada, ajustando las presiones exteriores y no permitiendo la variación de volumen de la probeta, la cual fue controlada mediante la verificación de la variación de volumen de la cámara y la variación de los LDTs instrumentados en la probeta (el control no podía ser realizado con la variación de volumen interna de la probeta, por esta no estar saturada). El esquema de aplicación de vacuo se muestra en la Figura A1.5

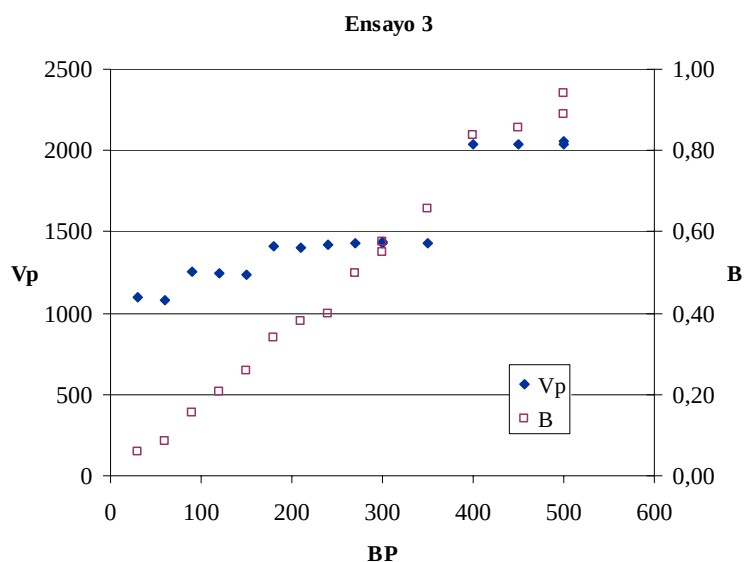


Figura A1.4 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el tercer proceso

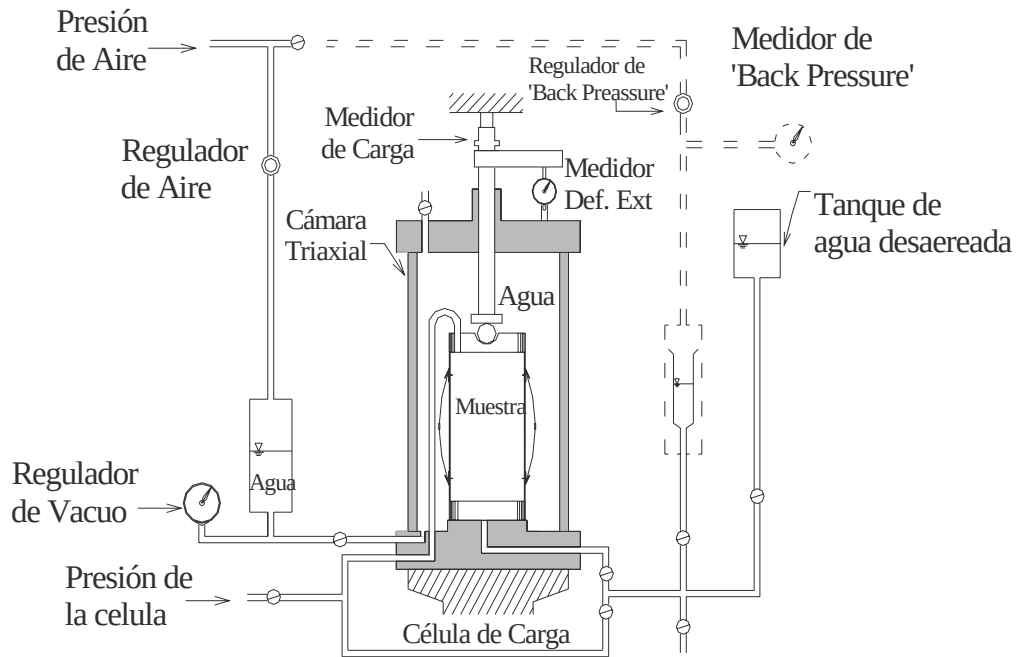


Figura A1.5 Esquema de aplicación de vacuo

Se constató, que efectivamente la combinación de vacuo y CO_2 disminuyó notablemente las presiones necesarias para la saturación y el tiempo necesario para la misma. Esta aplicación de vacuo se realizaba únicamente por la base inferior de la probeta. (Ver Figura A1.4)

Luego, en la siguiente probeta (cuarta probeta con w_{opm}), se experimentó aplicar el vacuo en ambas bases de la probeta (por arriba y por debajo de la probeta), con la intención de que el mismo fuese aplicado más uniformemente en toda la muestra, y de esta forma garantizar que no existiesen ‘deformaciones desiguales’ a lo largo de la probeta, debido a la succión generada por el vacuo. Seguidamente, de igual forma se retiró el vacuo de la parte inferior, se cerró la llave del vacuo de la parte superior y se aplicó, el CO_2 por la parte inferior y luego se pasó el agua. Mientras se dejaba pasar el agua y la llave del vacuo estaba cerrada, la presión interna de la probeta se disipaba y por lo tanto era controlado y asegurada la consolidación constante, mediante la verificación de la variación de volumen de la cámara y la variación de los LDTs colocados en la probeta. El proceso de saturación se agilizó con este proceso. Con todo, se decidió realizar las próximas saturaciones de las probetas (5 y 6, Figuras A1.6 y A1.7) aplicando vacuo por arriba y por debajo de la probeta sin aplicación de CO_2 , de

forma a verificar si la utilización del mismo en conjunto del vacuo traía beneficios relevantes en este nuevo proceso.

Ensayo 4

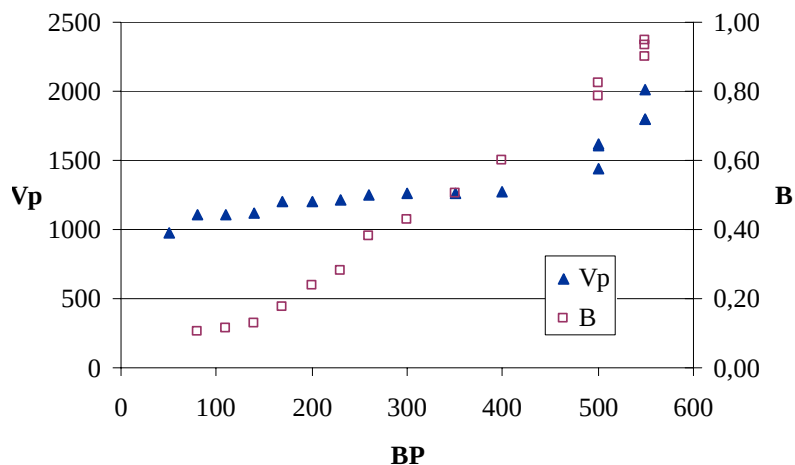


Figura A1.6 Variación de B y V_p con la contrapresión mediante el cuarto proceso

Ensayo 6

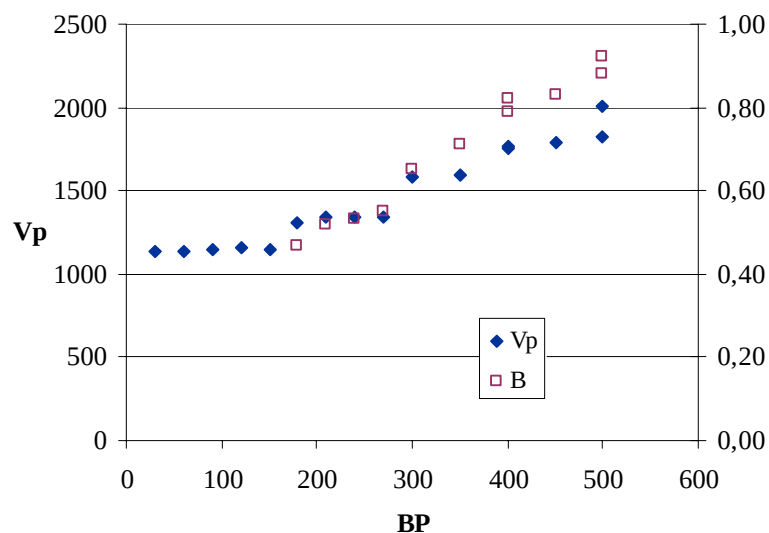


Figura A1.7 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el quinto proceso

Se constató, que la utilización del CO_2 con este último método no es realmente significativo, por lo que se decidió eliminar el mismo para los siguientes ensayos, quedando como método de saturación para las de más muestras del estudio, este último proceso descrito. Es decir, consolidación seca de la probeta, aplicación del vacuo en ambas bases por el término de 4 horas, luego eliminando el vacuo de la parte inferior y

cerrando la llave de la parte superior del vacuo, dejando pasar el agua por la base inferior manteniendo cerrada la llave superior (del vacuo). Simultáneamente, se controló la consolidación constante de la probeta a 100kPa, a través del ajuste de las presiones exteriores de forma a no tener variación de volumen de la cámara ni variación de los LDTs en la probeta. Luego de la estabilización de las presiones dentro de la probeta, se continuó con la contrapresión hasta conseguir la saturación; siendo esta verificada como se explicó anteriormente, mediante el control del parámetro B de Skempton y la Velocidad de ondas 'P'.

Consideraciones Subsecuentes al Proceso de Saturación

En las probetas compactadas con porcentaje de agua superior al óptimo, se encontró que casi inmediatamente después de la aplicación del vacuo, salía agua por la ductería de salida del vacuo, debido a la succión que este generaba. Este hecho, nos llevó a pensar que tal vez, en estos casos no sería conveniente la aplicación de vacuo, ya que se estaba a retirar agua de una probeta que luego debería ser saturada.

Por tanto, en la Octava probeta a ensayar con porcentaje de agua $w_{opm} + 1\%$ (ya se tenía referencia del proceso con la primera probeta de $w_{opm} + 1\%$) se retiró el vacuo en cuanto comenzó a salir agua por la ductería de salida del vacuo. El resultado fue un proceso de saturación mucho más lento y con necesidad de utilizar presiones más altas (650kPa) como en la primera probeta ensayada sin vacuo. Como consecuencia, para todos los porcentajes de compactación se utilizó el vacuo de igual forma, quedando así, relevada la importancia de este factor en el proceso de saturación.

Por otra parte, se decidió experimentar la influencia del tiempo de aplicación del vacuo en el proceso de saturación. Teniendo como referencia que el porcentaje de agua de compactación no influía substancialmente en el tiempo y presiones necesarias para la saturación, en el ensayo N° 10 ($w_{opm} + 2\%$) se decidió aplicar el vacuo por tan solo 2 horas y en el N° 11 ($w_{opm} - 2\%$) el vacuo se mantuvo por 5,5 horas. Se encontró, que la probeta N° 10 necesitó de más tiempo (3 semanas) y mayores presiones (500kPa) para alcanzar la saturación que los ensayos anteriores (Figura A1.8) . Sin embargo, el ensayo N° 11 (Figura A1.9) necesito de menor tiempo (una semana) y menores presiones

(300kPa) que los ensayos en que se aplicó el vacuo durante 4 horas. Así, también se reconoce que el tiempo de aplicación del vacuo es relevante para este fin.

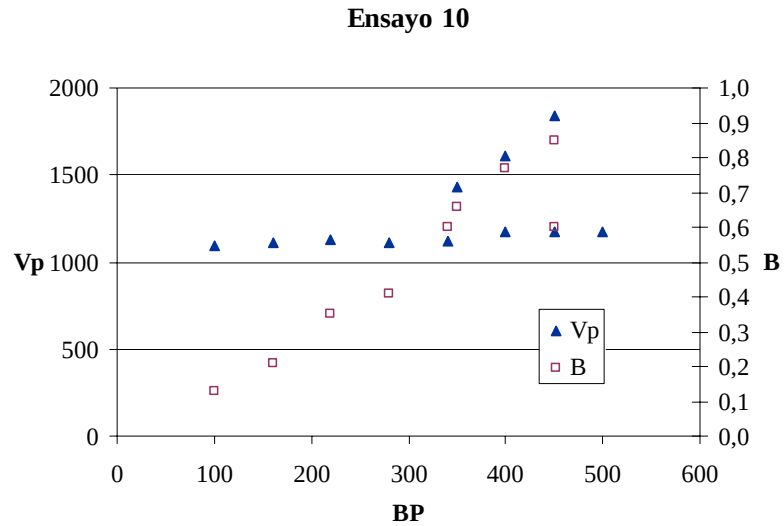


Figura A1.8 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el sexto proceso

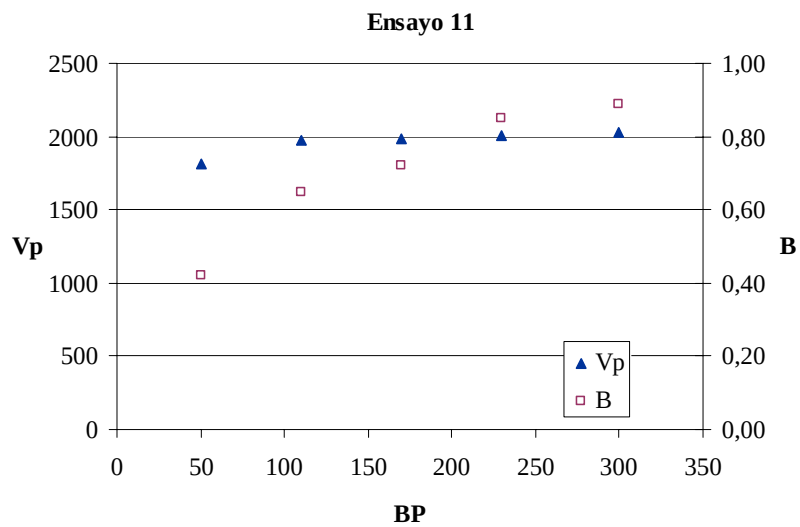


Figura A1.9 Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el séptimo proceso

Ensayos Realizados Adicionalmente

Debido a la falta de coherencia entre los resultados obtenidos durante la saturación de las probetas entre el valor B y el valor de la velocidad de ondas P , al finalizar los ensayos estipulados para la realización de esta disertación, se realizaron de algunos ensayos adicionales, como forma de complemento, para obtener algunos valores comparables entre estos dos parámetros.

Los ensayos realizados consistieron en realizar dos probetas compactadas al óptimo del Proctor, realizando el proceso de saturación descrito anteriormente. La primera probeta (ensayo N° 14) fue saturada siendo controlada la saturación a través del valor de B (de 0,95), es decir, se realizó la saturación teniendo como parámetro de control el valor de B y de igual forma, realizando la lectura de las ondas V_p . Seguidamente se realizaron los cálculos necesarios para conocer su grado de saturación.

Con la segunda probeta (ensayo N° 15) se realizó el mismo proceso pero siendo controlada la saturación, esta vez, de acuerdo con la velocidad de ondas P e igualmente, realizando en conjunto la lectura del valor B . Luego, de igual forma, se calculó el valor del grado de saturación, obteniéndose de esta forma valores comparables y así, conseguir de manera preliminar un valor de velocidad de ondas P para el tipo de suelos en estudio.

Como era de esperarse, la probeta N° 14 para valores de $B=0,95$ se obtuvieron valores de V_p mucho mayores a 1500m/s, como se puede observar en la Figura A1.10. En la probeta N° 15, cuando el valor de V_p llegó a 1500m/s el valor de B fue mucho menor a 0,95 (ver Figura A1.11). El resultado de estos dos últimos ensayos, se muestran en la Tabla A1.1. Además de los resultados de las lecturas, se realizaron los cálculos para obtener el valor de la saturación de cada probeta, los cuales se muestran en también en la Tabla A1.1.

Tabla A1.1 resultados de B y V_p para os ensayos N° 14 y N° 15

Ensayo	V_p (m/s)	B	S (%)
14	2018	0,95	100
15	1431	0,76	100

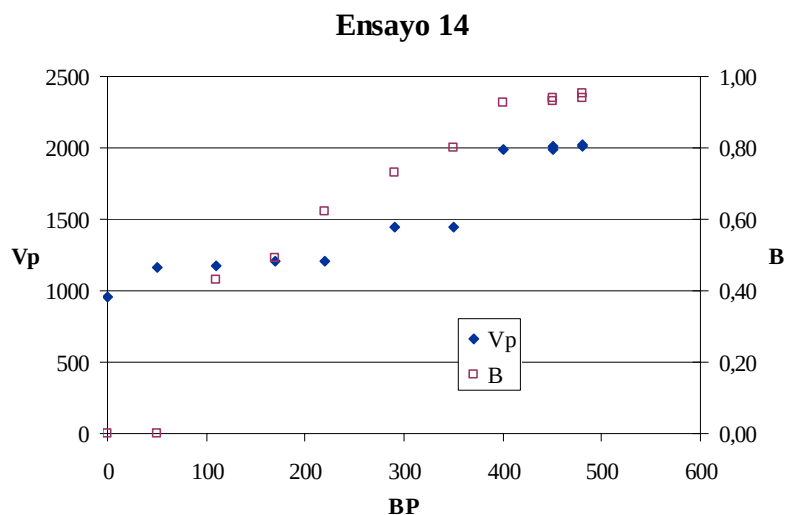


Figura A1.10 Variación de B y V_p con la contrapresión, para el ensayo N°14

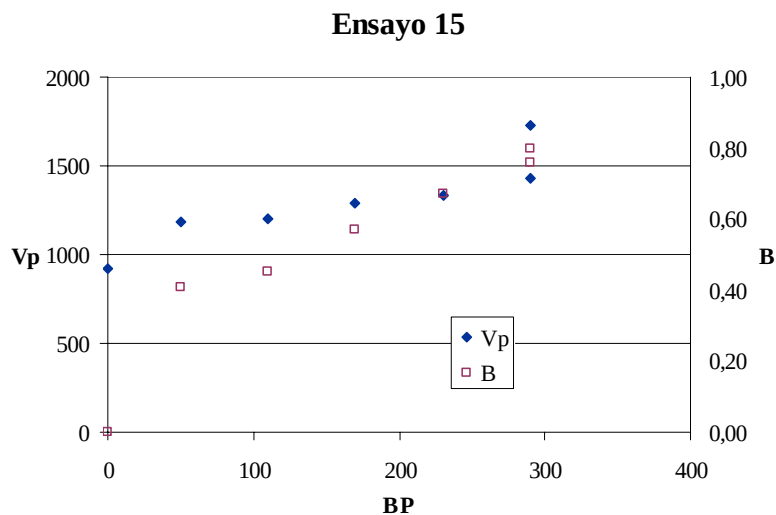


Figura A1.11 Variación de B y V_p con la contrapresión, para el ensayo N° 15

Como se puede observar en la Tabla A.1.1, al contrario de lo que se esperaba, los resultados de los porcentajes de saturación para ambas probetas es de 100%. Para el caso de la primera probeta, era de esperarse que este porcentaje de S fuese menor al de la segunda, ya que ambos parámetros, tanto B como V_p , luego de llegar al valor de

$V_p=1500\text{m/s}$ (valor en que se supone que la muestra esta saturada), continúan a aumentar hasta que B alcanza valores de 0,95, y V_p valores de cercanos a los 2000m/s.

Como consecuencia de estos resultados deben ser realizados otros estudios más rigurosos a este respecto de forma a, conseguir encontrar los razones para estos resultados, así como, encontrar tal vez otros factores que puedan influenciar la saturación de muestras compactadas de este tipo de suelos.

ANEXO 4.2

INSTRUMENTOS INTERNA LDT_s

Los ensayos triaxiales, son ensayos de los cuales se puede obtener excelente información, siempre que se tenga instrumentos adecuados que ayude a disminuir los problemas tales como, los errores de frontera (“bedding errors”) durante la medición de las deformaciones y, además, consiga realizar mediciones a muy pequeñas deformaciones. Este tipo de instrumentos, la cual es interna, o sea, es colocada dentro de la cámara triaxial, directamente sobre la muestra a ensayar, ayuda a superar los problemas de subestimación de la rigidez de los suelos, que generalmente se verifica cuando se realizan mediciones de deformaciones axiales externas.

Un transductor de deformaciones locales o LDT, es un instrumento bastante simple. Es constituido por una tira delgada de bronce fosfórico, integrando un Puente de Wheatstone, debido al uso de cuatro extensómetros, que permite tener lecturas de señales eléctricas en un sistema registro de datos (Bezerra, 2002).

En un ensayo triaxial se utiliza como mínimo un conjunto de dos LDTs, ligados a la muestra de suelo por las extremidades y por medio de un par de “anclas” metálicas. Durante el ensayo, los LDTs se encorvan o estiran, correspondiendo la respectiva señal eléctrica a una determinada deformación o a una distancia, conforme tamaño a medir adoptado en la calibración.

La Figura A2.1 muestra una fotografía del conjunto de LDTs utilizados en el LabGeo de la FEUP. Las dimensiones de los LDTs disponibles en el Laboratorio de Geotecnia de la

FEUP son de $160 \times 3 \times 0.3\text{mm}$ y de $110 \times 3 \times 0.3\text{mm}$. El tamaño a utilizar del LDT es escogido en función del tamaño de la muestra.

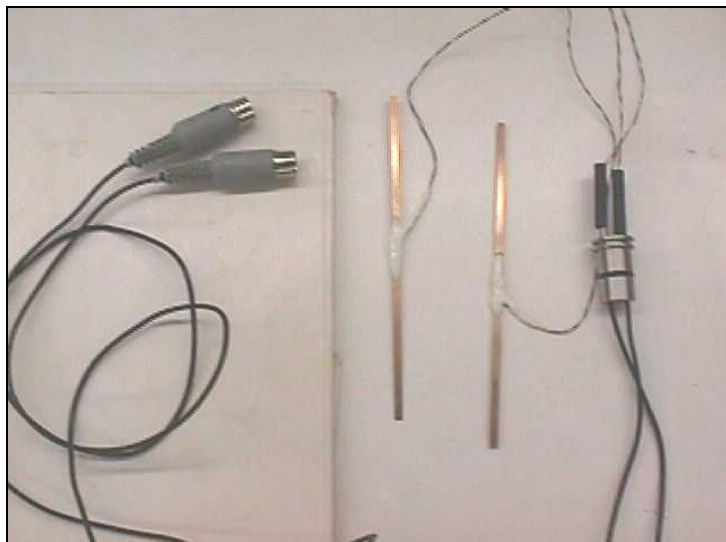


Figura A2.1 LDTs Utilizados en el ‘Laboratório de Geotecnia’ FEUP (LabGeo)

Calibración

Antes de ligar los LDTs a la probeta y de realizar el ensayo triaxial, es necesario realizar la calibración de los mismo, esta calibración visa determinar la relación entre la señal eléctrica de salida (“*output*”) del transductor y el tamaño de deformación a medir.

Durante la calibración de los *LDTs*, el tamaño relacionado con las señales del aparato puede ser la deformación propiamente dicha o, entonces, la distancia entre las puntas de la tira. La relación entre ambos no es lineal. El valor de la señal eléctrica crece a medida que la deformación aumenta. La grandezza adoptada para la calibración de los *LDTs* es la distancia entre los centros geométricos de las anclas, por el hecho de facilitar mucho la colocación de estos en la probeta.

La Figura A2.2 muestra el calibrador de deformaciones axiales desenvuelto en el Laboratório de Geotecnia de la FEUP. El calibrador permite fijar las anclas propias para la calibración. La distancia entre estas es controlada por el micrómetro, conectado en la parte superior.

El LDT es posicionado en el medio de las anclas, simulando su funcionamiento durante un ensayo triaxial. La encorvadura del LDT deberá ser la mínima indispensable. El valor de deformación, ΔL_0 , que induce el encorvamiento mínimo necesario, es cerca de 1,5mm, tanto para los LDTs con un tamaño de 160mm, como para los de 110mm.

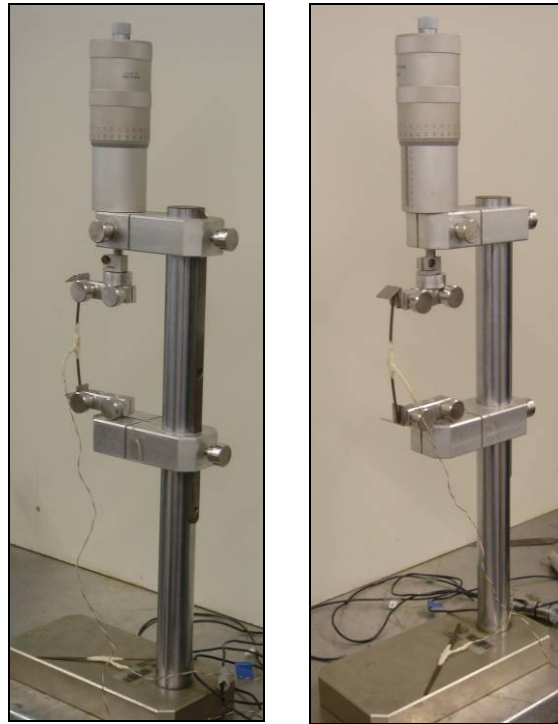


Figura A2.2 Calibrador de deformaciones axiales, Laboratório de Geotecnia da FEUP

La deformación máxima a la que se puede llevar los LDTs, tanto durante la calibración como durante los ensayos, no deberá exceder el 5% del largo total del mismo. Sin embargo, en la medición de muy pequeñas deformaciones, para que no haya pérdida de precisión de la señal, la extensión máxima recomendada es del orden del 2% del largo total del LDT.

Las señales de salida quedan registradas juntamente con la distancia correspondiente en el sistema de adquisición de datos. En la Figura A2.3 se muestra una curva de calibración obtenida en Laboratorio de uno de los LDT utilizados en los ensayos realizados en esta disertación.

Se trata de una parábola de 4º, cuyo grado de correlación con los resultados reales es igual a 1.

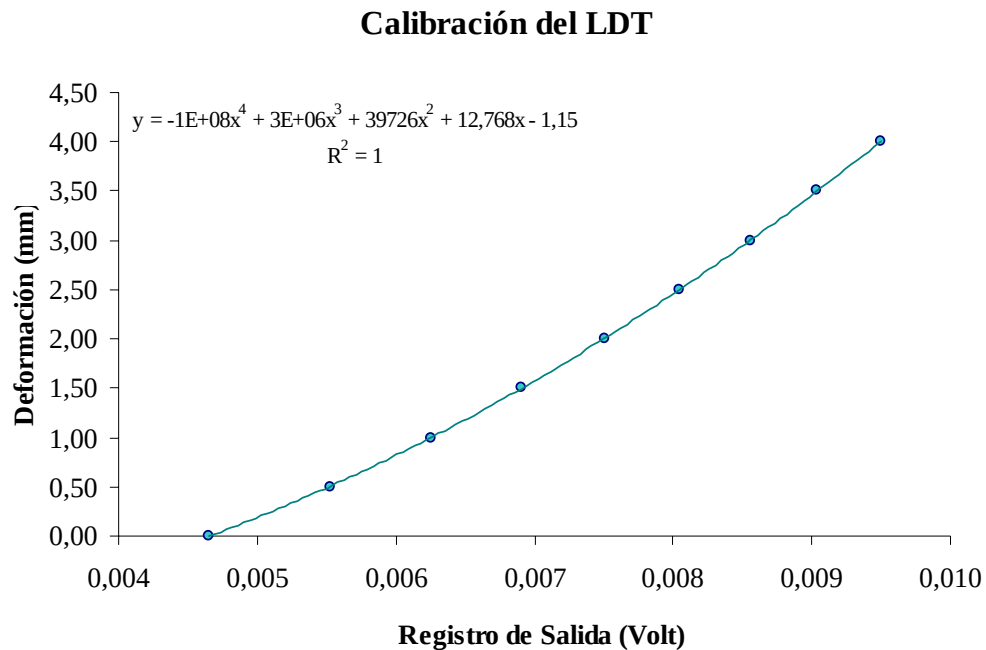


Figura A2.3 Calibración de un LDT

Fijación de LDTs

Para la realización de las mediciones con los LDTs en el ensayo triaxial, es necesario que estos estén fuertemente fijados a la probeta. La fijación de estos, es realizada por medio de las anclas; las cuales son pequeñas piezas constituidas por dos placas de acero inox, con un ángulo entre ellas igual a 60°, para garantizar la rotación libre del LDT. (Bezerra, 2002). La Figura A2.4 muestra el esquema de las mismas.

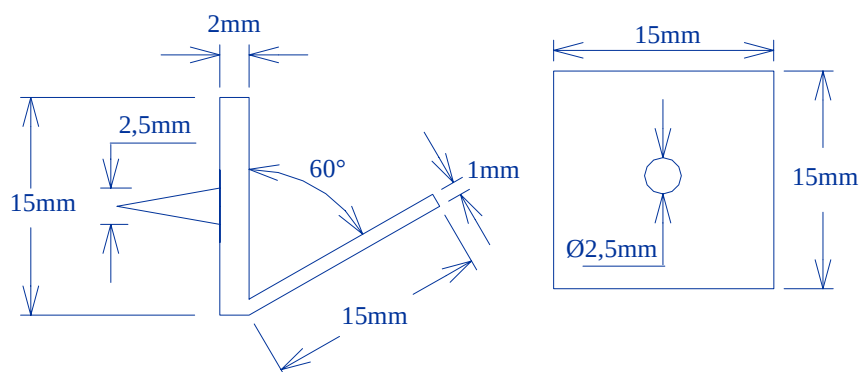


Figura A2.4 Esquema de las anclas de fijación

Las anclas de ligación no deben ser muy pesadas, para no provocar fluencia de la membrana de goma que protege la probeta. Por esta razón, las anclas poseen un perno, para asegurar que mismas queden fijas a la muestra. Sin embargo, se debe colocar pega entre el ancla y la probeta y después silicón alrededor de la misma, de forma a garantizar la fijación y además, de sellar el orificio provocado por el perno para evitar la entrada de agua en la muestra (ver Figura A2.5)



Figura A2.5 Fijación y sellado de las anclas

En la colocación de los LDTs en la muestra, basta marcar en la membrana de goma que protege la probeta, la distancia inicial y colar las anclas en esas marcas, después de colocados los LDTs ganan automáticamente la encorvadura mínima necesaria para la realización del ensayo. La Figura A2.5 muestra este proceso.

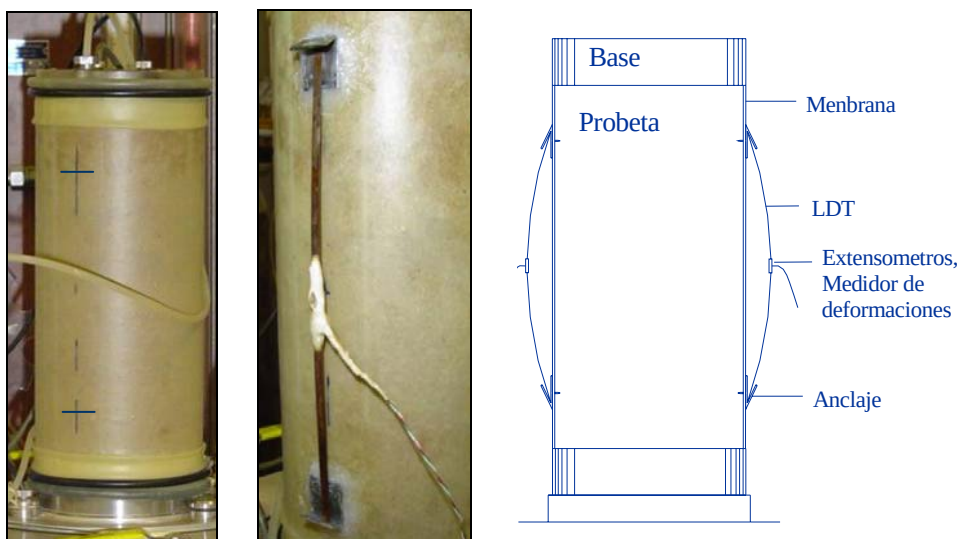


Figura A2.6 Colocación de los LDTs en la probeta

La aplicación de los instrumentos internos en los ensayos triaxiales tienen múltiples ventajas en comparación con los instrumentos externos, ya que además, de poderse realizar lecturas a niveles de muy pequeñas deformaciones, permite minimizar los errores de frontera. (Ver Viana da Fonseca, 1996)

ANEXO 4.3

UTILIZACIÓN DE ONDAS ‘S’ Y ‘P’

Como explican Viana da Fonseca y Ferreira (2002) y Dano et al (2003), desde la aparición de los *bender elements* a finales de los años 70s, estos se han convertido en un dispositivo muy utilizado en los ensayos geotécnicos. Los *bender elements* son transductores piezo-cerámicos que se pueden encajar en diversos aparatos laboratoriales, tal como en las células triaxiales (Jamiolowski, Lacellotta y Lo Presti, 1999), estos transmiten y reciben ondas de corte (también conocidas ondas S). La propagación de este tipo de ondas causa tensiones muy pequeñas ($\varepsilon \leq 0,001 \%$) y permiten la determinación del módulo de rigidez transversal, $G_{\max}$ en el dominio de las pequeñas deformaciones (Viggiani y Atkinson, 1995; Dano Y Hicher, 2002, citados por Dano et al, 2003). Otras ondas de compresión independientes (ondas P), son algunas veces asociadas a los *bender elements* para identificar otro parámetro de la ley de Hooke, el módulo de Young $E_{\max}$ o el cociente de Poisson ν (Brignoli et al., 1996).

Sin embargo, el uso simultáneo de los transductores de la onda de la compresión y de los transductores de la onda de corte no se ha desarrollado extensivamente hasta este momento. Para remediar esta inconveniencia, Lings & Greening (2001) describieron un transductor nuevo llamado *bender/extender elements*. Un par único de tales *bender/extender elements* puede transmitir y recibir ondas-P y ondas-S: esta característica resulta de una modificación leve de los *bender elements*. Por lo tanto, estos transductores se pueden utilizar para identificar fácilmente el módulo Young, $E_{\max}$ y el módulo de rigidez transversal, $G_{\max}$ en el dominio de las pequeñas deformaciones.

El dispositivo requiere un ordenador personal y una caja de control según lo demostrado en Figura A3.1



a)



b)

Figura A3.1 a) Transductores instalados en placa de la cámara triaxial (Ferreira, 2003),
b) Sistema de adquisición

Asimismo, la preparación de la muestra es cambiada apenas por la introducción de los *bender/extender elements* encajados en las bases superiores e inferiores de la célula triaxial convencional. El principio de los *bender/extender elements* es directo. El transmisor es excitado por una señal eléctrica: el nuevo sistema de uso fácil permite que el experimentador elegir entre una señal cuadrada, una señal sinusoidal o una señal definida por el usuario. La señal de entrada induce las vibraciones longitudinales (para ondas-P) o tangenciales (para ondas-S) que se propagan a través de la muestra. El receptor, entonces se somete a las dislocaciones longitudinales o tangenciales que son convertidos inversamente en una señal eléctrica de la salida.

Las señales eléctricas de la entrada y de la salida se registran en la PC para un análisis subsiguiente. Tiene que ser observado que la amplitud de la dislocación en la extensión es cerca del orden de la magnitud más pequeña que la dislocación de flexión (Lings & Greening, 2001). Esto puede explicar el hecho de que las señales de ondas-P de salida son a veces más difíciles de interpretar que señales de salida de las ondas-S, ver Figura A3.2. (Viana da Fonseca y Ferreira, 2002).

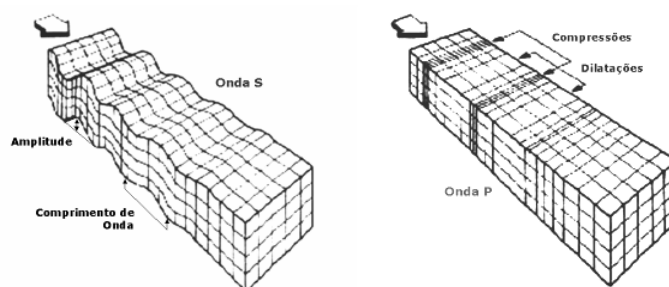


Figura A3.2 Esquema de propagação das ondas S e P

Además de, obtenerse datos importantes acerca de las propiedades dinámicas de los suelos ensayados, la medición de las velocidades V_s y V_p en el decorrer de un ensayo de laboratorio (por ejemplo, en un triaxial en cualquier trayectoria) fornece indicaciones complementarias útiles para el análisis e interpretación de los resultados. Por ejemplo, la medición de V_p puede ser considerada un método alternativo en la verificación de la saturación de la muestra de suelo.

Utilización de Velocidades de Ondas

En este estudio se realizó la lectura de velocidad de ondas S y P como recurso o apoyo al proceso de saturación, en el caso de las ondas P y para la obtención del módulo de rigidez transversal G_0 en el caso de las ondas P. A continuación se explica la aplicación de este método, así como, los resultados derivados del mismo.

Ondas p

El proceso de saturación es descrito en el Anexo 4.1 por lo tanto en este espacio, con algún detalle explicaremos el funcionamiento y resultados de la utilización de lectura de las ondas.

Como explica Ferreira (2003), las ondas de compresión un medio de verificación de saturación, y en particular, la distinción entre un estado de saturación parcial y total. De hecho, en cuanto el parámetro B va creciendo lentamente a medida que las tensiones totales aumentan, los valores de las velocidades de ondas de ondas P se mantienen prácticamente constantes hasta los últimos valores de tensiones, donde sufren un

crecimiento acentuado, aproximándole rápidamente de los valores de la velocidad de propagación del sonido en el agua, es cual es aproximadamente 1500m/s.

Ferreira (2003) explica también, que la relación teórica entre los valores de las velocidades de las ondas P y los parámetros de saturación fue deducida por Ishihara *et al.* (2001) y Yang (2002), teniendo como resultado la expresión siguiente:

$$V_p = \left[\frac{\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)}}{\rho} \right]^{1/2} \quad (A3.1)$$

en que G es el módulo de rigidez transversal del suelo; B es el parámetro de presión de agua de poro de Skempton; ρ traduce a masa volumétrica de suelo; y, K_b representa o módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo, definido por:

$$K_b = \frac{2 \cdot G \cdot (1 + \nu)}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (A3.2)$$

en que ν es el coeficiente de Poisson (nuevamente, del esqueleto sólido del suelo).

Este parámetro no puede ser determinado directamente, por lo tanto, son estimados de forma fundamentada alguno de los valores.

Las curvas teóricas de la relación $V_p - B$ fueron determinadas, para valores de coeficiente de Poisson, presentados en la Figura A3.3

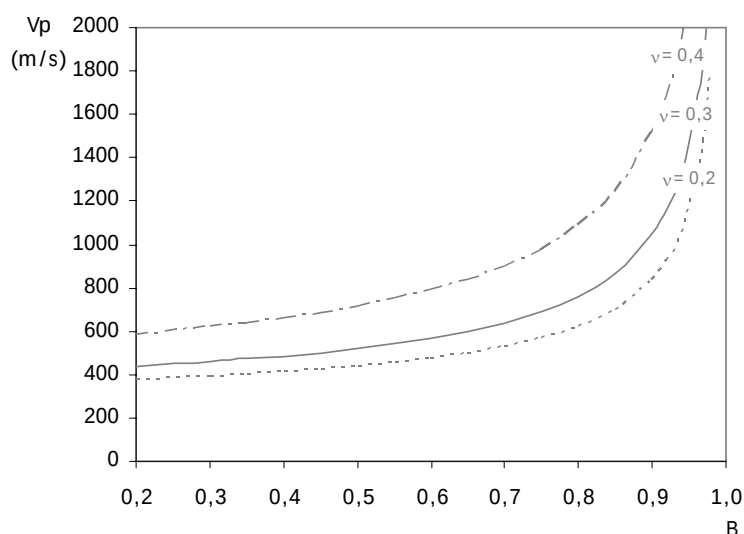


Figura A3.3 Curvas teóricas de la relación entre la velocidad de la onda de compresión V_p y el parámetro B , para suelos residuales de granito (Yang, 2002))

Sin embargo, en nuestro caso los valores máximos de velocidades de ondas encontrados durante este estudio son superiores a estos 1500m/s llegando a alcanzar valores próximos a los 2100m/s; constatándose además, que cuando la velocidad de onda P alcanzó los 1500m/s el valor de B que se obtuvo no sobrepasa los 0,80.

En la Tabla A3.1 se muestran algunos de los valores de B cuando el valor de V_p alcanza los valores de referencia (1500m/s). En la Tabla A3.2 se muestran algunos de los valores finales de V_p cuando alcanzada la saturación según B .

Tabla A3.1 Valores de B para valores cercanos a $V_p=1500\text{m/s}$

Muestra	V_p (m/s)	B
1	1465	0,78
2	1573	0,66
3	1437	0,55
4	1612	0,42

Tabla A3.2 Valores de V_p para saturación según B

Muestra	V_p (m/s)	B
1	2021	0,93
2	2007	0,96
3	2054	0,94
4	1797	0,93

La Figura A3.4 muestra el gráfico V_p vs. B para las muestras compactadas al óptimo donde claramente se puede observar que para valores de B cercanos a 1 los valores de las velocidades de ondas p son mucho mayores de los 1500m/s que en teoría deberían ser obtenidos.

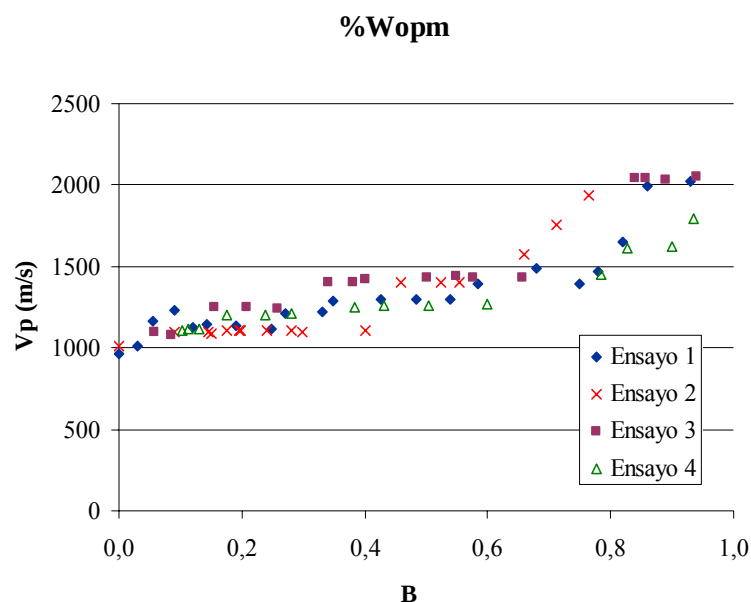


Figura A3.4 Curvas de V_p vs. B para las muestras compactadas al w_{opt}

La Figura A3.5 muestra las curvas de V_p vs. B para las muestras compactadas al w_{opt} en comparación con las curvas teóricas de Yang (2002) para valores del coeficiente de Poisson que se muestra en la figura y un valor de $G = 100\text{MPa}$.

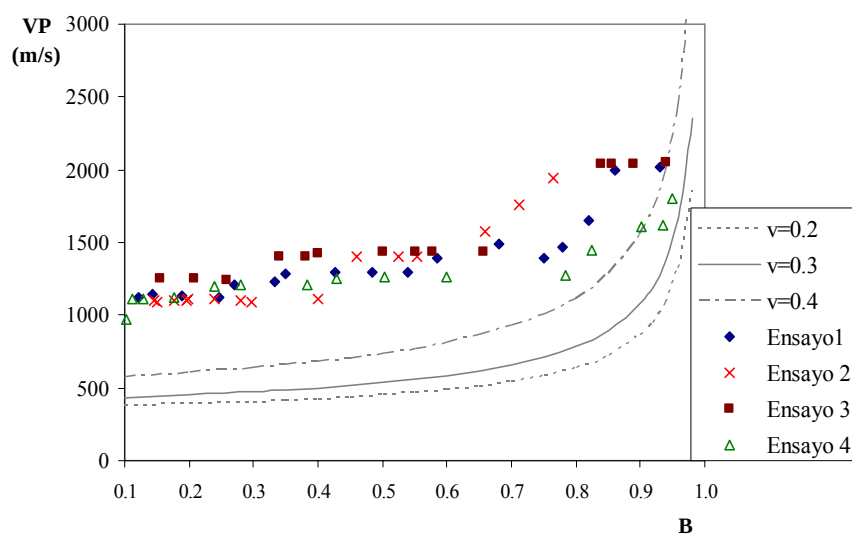


Figura A3.5 Curvas de V_p vs. B para las muestras compactadas al w_{opt} en comparación con las curvas teóricas de Yang (2002)

La Figura A3.6 los resultados de las dos últimas probetas que fueron realizadas con la intención de verificar la el grado de saturación de las mismas, teniendo como control de saturación el parámetro B y la lectura de la velocidad de ondas P. El resultado de este análisis me muestra en el Anexo 4.1, anexo que esta dedicado a la saturación de las probetas durante este estudio.

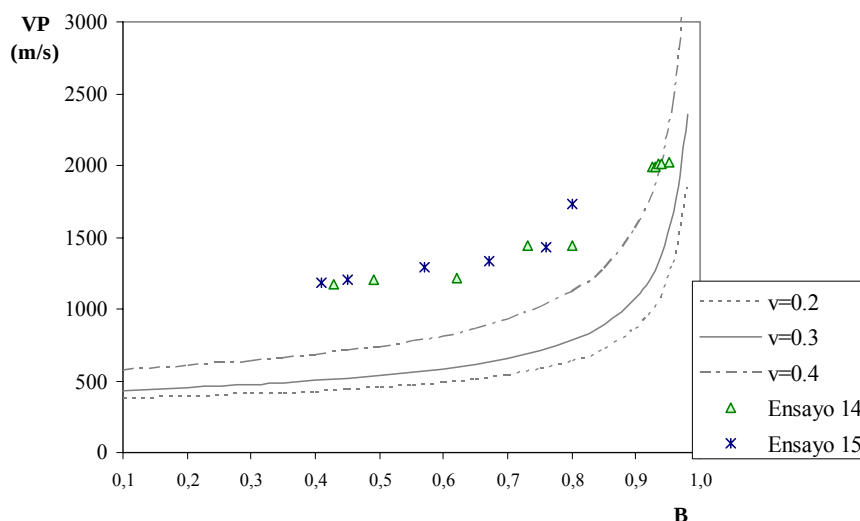


Figura A3.6 Curvas de V_p vs. B para los ensayos N° 14 y N° 15

Ondas s

La caracterización dinámica de los suelos ha sido estudiada extensamente durante los últimos 40 años. Estas características son generalmente expresadas en términos de velocidades de ondas de corte, módulos de rigidez transversal. Estas propiedades son evaluadas mediante diferentes técnicas, tanto de campo como laboratoriales (Fleureau, 2001). En nuestro caso, el estudio fue realizado en laboratorio, a través de la utilización de los *bender elements* colocadas en las probetas y ejecutadas lecturas durante la realización de los ensayos triaxiales.

En este caso, se utilizaron las velocidades de ondas para verificar y/u obtener valores del módulo de rigidez transversal G_0 , de forma a, tener un valor de referencia del módulo de deformabilidad comparable con los valores obtenidos de las aplicaciones de carga de cada probeta. Teniéndose que el módulo de deformabilidad es:

$$E_0 = 2 \cdot G_0 (1 + \nu) \quad (A3.3)$$

Siendo G_0 el módulo de rigidez transversal y ν el coeficiente de Poisson.

De acuerdo con Ferreira (2003), desde los trabajos de Hardin y Richart (1963), muchos autores han presentado formulaciones semejantes, relacionando la dependencia de las velocidades de las ondas de corte y del módulo de rigidez transversal máximo relativamente al índice de vacíos de suelo y de las tensiones de confinamiento. Las expresiones iniciales del tipo (Hardin, 1965):

$$G_0 = A \cdot \frac{(B - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma_0'^n \quad (A3.4)$$

Encontrándose que Lo Presti et al (2001) describe, que la medición de la velocidad de propagación de ondas S es una de las posibilidades de obtener módulos de rigidez transversal en ensayos de laboratorio, y que en general el G_0 es determinado a partir de la conocida relación:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (A3.5)$$

en que ρ es la masa volumétrica del suelo y V_s es la velocidad de la onda de corte S.

Por otra parte, como explica Greening (2000) existen dos técnicas diferentes para la realización de las lecturas de ondas de corte 'S', el método de Phase-delay y el método del tiempo, el primero ha sido largamente utilizado, sin embargo de acuerdo con los estudios realizados por Greening y Nash (2002), se tiene que este primer método subestima el valor de las velocidades de ondas en más o menos un 20% en relación al método del tiempo.

Por lo tanto, en el trabajo realizado en esta disertación, para la obtención de las velocidades de ondas de corte y en consecuencia los valores de G_0 , se tomaron en consideración los valores obtenidos de las lecturas de método del tiempo, por ser este más preciso.

Luego de estos resultados derivados de la lecturas de las velocidades de ondas de crate ‘S’, se realizaron los análisis correspondientes y de la misma forma como fueron realizados los análisis de los resultados derivados del ensayo triaxial.

Los gráficos de los módulos de deformabilidad dinámicos versus la tensión vertical de éstos resultados, así como, el análisis subsiguiente de los mismos, se presentan en el Capítulo 5.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS EN CAMPO Y LABORATORIO

5.1 DERIVACIÓN DE LOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD A PARTIR DE LOS ENSAYOS EN LA PLATAFORMA (PLT Y PDL)

El análisis realizado a los resultados derivados de los ensayos de carga en placa, consistió en la determinación de los módulos de deformabilidad procedentes de las curvas de aplicación de cargas versus los asentamientos derivados de estas cargas. Estas curvas se muestran en el punto 4.3.3.2.

Los cálculos necesarios para obtener estos valores ya fueron explicados en el punto 3.2.1, teniéndose entonces, que los módulos de deformabilidad tanto de primera carga (E_{pc}), de recarga descarga (E_{dr}) y de segunda carga (E_{v2}) son calculados a partir de la ecuación:

$$E = \frac{Q}{B} \cdot \frac{(1-\nu^2)}{s} \cdot I_s \quad (3.2)$$

de donde se obtuvieron los módulos de deformabilidad para cada uno de los 5 ensayos de carga realizados en la plataforma. (Ver Plano de la plataforma en la Figura 4.12). El resultado de los mismos se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Módulos obtenidos de los ensayos de carga en placa

Ensayo	E_{pc} (MPa)	E_{dr} (MPa)	E_{v2} (MPa)
PLT 1	35	171	69
PLT 2	30	196	69
PLT 3	36	133	66
PLT 4	35	173	70
PLT 5	28	138	53

Como puede observarse en la Figura 5.1 el valor de los módulos de deformabilidad, de primera carga, son mucho menores que los de recarga y descarga y menores que los de segunda carga, como era de esperarse. Además, se puede apreciar que, el valor del módulo de recarga-descarga del ensayo PLT 3 es mucho menor a los restantes y los módulos del ensayo PLT 5 son también menores a los otros tres ensayos, lo que puede ser consecuencia de haber sido realizados en la periferia del terraplén. Por otra parte, se puede observar que los valores del módulo de segunda recarga (E_{v2}) son más uniformes que los E_{dr} , encontrándose que al igual que E_{dr} , los valores más bajos son los de los ensayos PLT3 y PLT5. (Ver Figura 4.12).

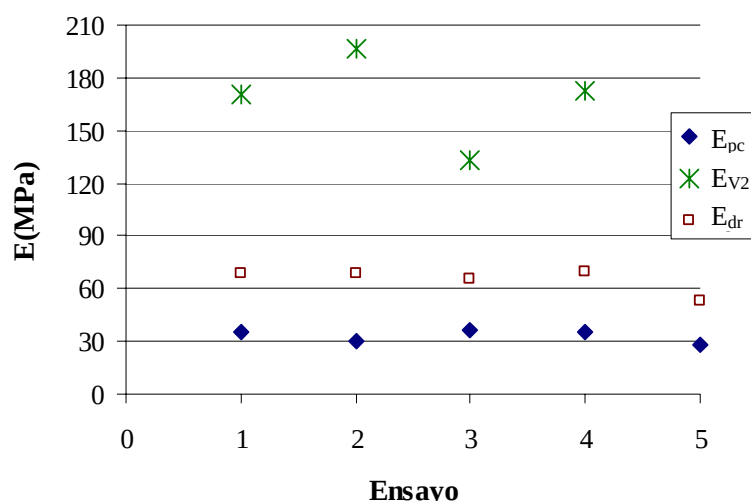


Figura 5.1 Módulos de deformabilidad de los ensayos PLT

De los valores de los módulos de deformabilidad de los ensayos de carga en placa se tiene que la media de estos para la plataforma en estudio son:

$$E_{pc} = 33 \text{ MPa}, E_{dr} = 163 \text{ MPa} \text{ y } E_{v2} = 65 \text{ MPa}.$$

Por otra parte, en lo que respecta a los ensayos PDL o penetrómetros dinámicos ligeros, éstos sirven de guía y confirmación de la rigidez del suelo, mediante la observación de los perfiles derivados del mismo y por si propios no proporcionan valores de módulos de deformabilidad, sin embargo, estos pueden ser correlacionados con otros ensayos como lo es el ensayo de carga en placa.

Siendo así, de los ensayos PDL se obtuvieron los perfiles que se muestran en la Figura 5.2 y, de ellos, a través de la línea tendencia de cada perfil, se obtuvo el valor de R_d (ecuación 3.7) correspondiente a la profundidad de mayor deformación del ensayo de carga en placa, de forma a poder correlacionar estos dos ensayos, a través de un valor α .

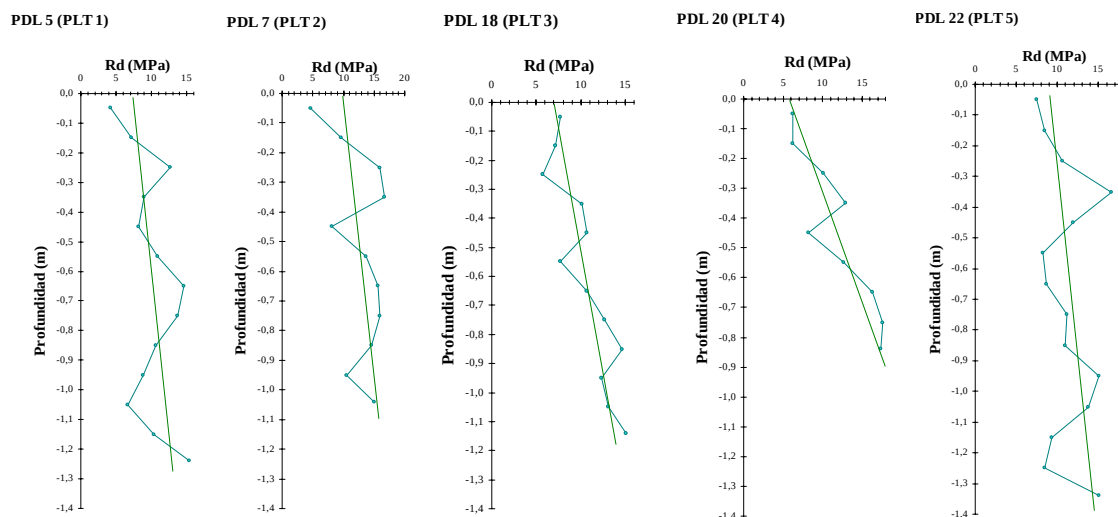


Figura 5.2 Líneas de tendencia para cada perfil de PDL

El ensayo de carga en placa realizado, constaba de una placa de 60cm de diámetro, por lo que de acuerdo con la definición de profundidad del control de asentamientos simplificada expresada por (Schmertman et al., 1978 y Burland y Burbidge 1985):

$$z = 0,5 \cdot B \quad (3.3)$$

en que z es la profundidad en la que se encuentra la mayor deformación del suelo sujeto al ensayo y B el tamaño de la placa utilizada, tenemos para este caso particular $z = 0,30\text{m}$. De esta forma, se obtuvieron valores de R_d para cada ensayo PDL y los mismos se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 R_d Correspondientes a la profundidad de influencia del PLT

PDL	R_d (MPa)
5 (PLT 1)	9,45
7 (PLT 2)	12,25
18 (PLT 3)	9,52
20 (PLT 4)	11,96
22 (PLT 5)	10,61

Luego, una vez obtenido el valor de R_d y sabiéndose que el módulo de deformabilidad del ensayo de carga en placa puede ser correlacionado con el ensayo PDL a través de:

$$E_{PLT} = \alpha \cdot R_d \quad (3.8)$$

se determinaron los factores de correlación α que corresponden a los valores de los módulos de deformabilidad en cada ensayo y para las condiciones específicas en que se realizaron los mismos. Teniéndose así, que se determinaron valores de α_1 , α_2 y α_3 que corresponden a los módulos de primera carga (E_{pc}), los módulos de descarga-recarga (E_{dr}) y módulo de segunda carga (E_{v2}) respectivamente. Estos resultados se muestran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Resultados de α_1, α_2 y α_3 de los ensayos PDL

PDL	α_1	α_2	α_3
5	3,6	17,8	7,1
7	2,4	15,7	5,5
18	3,6	13,4	6,7
20	2,8	13,6	5,7
22	2,6	12,9	5,0

Finalmente, de estos valores tenemos que el valor medio para cada caso es de $\bar{\alpha}_1 = 3,0$, $\bar{\alpha}_2 = 14,7$ y $\bar{\alpha}_3 = 6,0$.

5.2 DETERMINACIÓN DE LOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD A PARTIR DE LOS ENSAYOS TRIAXIALES

De la realización de los ensayos triaxiales se pueden determinar varios tipos de módulos de deformación, entre los cuales están, los módulos de deformabilidad elásticos o pseudo-elásticos y módulos de descarga-recarga ambos deducidos directamente de los resultados de las mediciones de los instrumentos internos de gran precisión y/o externa del ensayo triaxial en sí. Sin embargo, también se pueden determinar módulos de deformabilidad dinámicos, deducidos a partir de la lectura de las velocidades de ondas 'S', (V_s) de los *bender-elements* colocados en las bases inferiores y superiores de la probeta en la cámara triaxial (ver Anexo 4.3). En los siguientes puntos se explican los métodos y procesos utilizados para la determinación de estos valores.

5.2.1 Módulos Elásticos (Dinámicos): Definidos por las Ondas de Corte S ($E_0 \equiv E_{din}$)

Luego de la realización de la lectura de las ondas de corte durante los ensayos triaxiales, se procedió al análisis de las velocidades V_s , a través del cálculo del valor del módulo de rigidez transversal G_0 , por medio de la ecuación, reproducida del Anexo A.3:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (A3.5)$$

De aquí, se obtuvo el valor de E_0 utilizando la siguiente relación, (también presentada en el Anexo A.3):

$$E_0 = 2 \cdot G_0 (1 + \nu) \quad (A3.3)$$

Adoptándose un valor de $\nu = 0,25$, de acuerdo con los estudios de Viana da Fonseca (1996), Tatsuoka (1995) y otros, que han encontrado que el valor del coeficiente de Poisson elástico es próximo de este valor.

Luego, al realizar el análisis de estos resultados, ver Figura 5.3 (este procedimiento se explica en detalle en el punto 5.2.3), se constató que el exponente n , de variación con el

estado de tensión, es aproximadamente igual a $n = 0,33$. Así, fijándose este valor para todos los casos se obtuvieron los valores de k para cada grado de compactación.

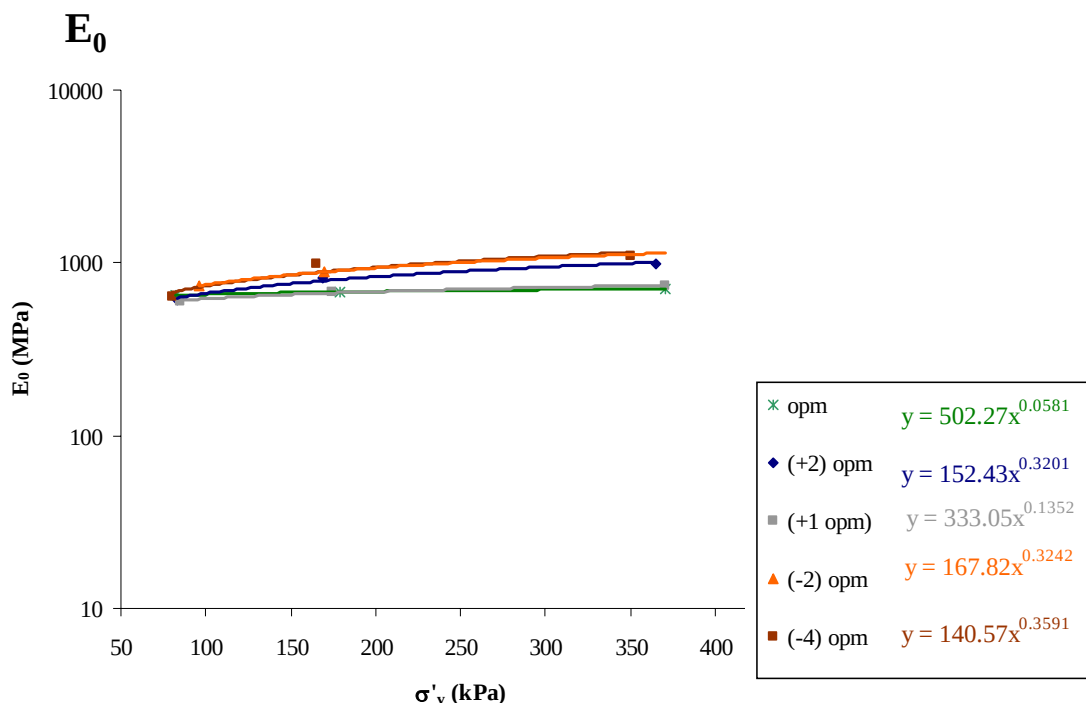


Figura 5.3 Módulo de deformabilidad E_0 en función de la tensión vertical efectiva

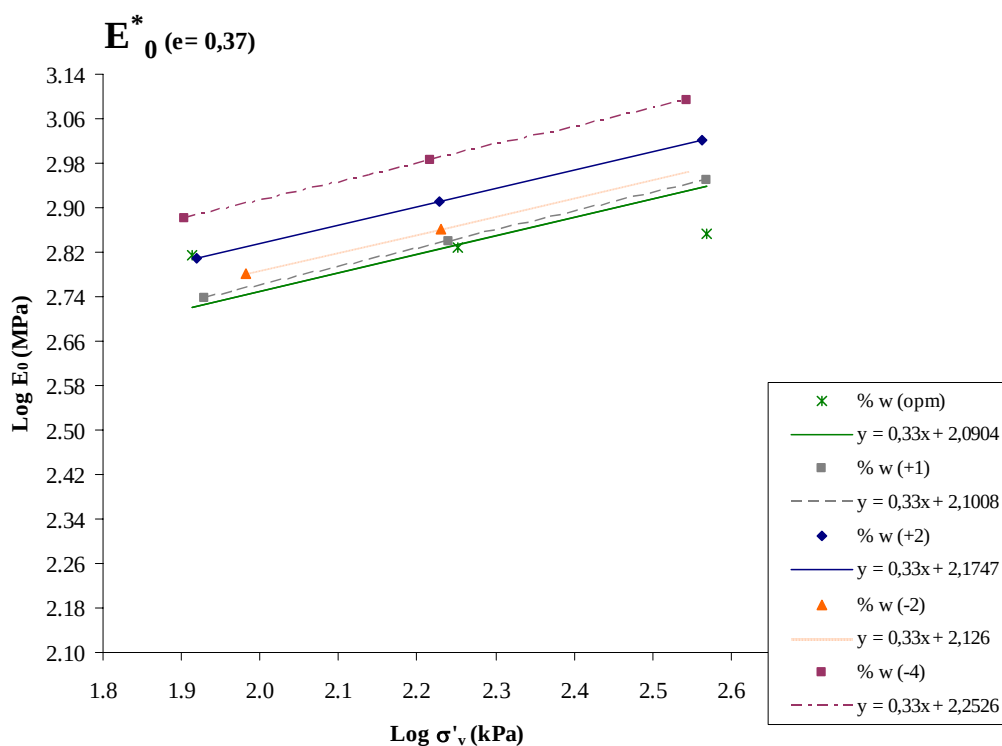


Figura 5.4 Aproximación lineal de los Módulos E_0 vs. σ'_v para obtención de valores de k fijando el exponente $n=0,33$

De la Figura 5.4, pueden deducir los valores de k para cada grado de compactación los cuales se muestran en la Tabla 5.4

Tabla 5.4 Valores de k para E_0 para $n=0,50$ según el grado de compactación

E_0					
%w	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
k	163,12	124,17	123,14	121,56	146,80

A continuación, se exponen las leyes derivadas del análisis anterior, según el grado de compactación:

Suelos:

Compactados a -4% w_{opm} (97% γ_{dopm}):

$$E_{0TX} = 163,12 \cdot \sigma_v^{r0,33} \quad (5.1)$$

Compactados a -2% w_{opm} (99% γ_{dopm}):

$$E_{0TX} = 124,17 \cdot \sigma_v^{r0,33} \quad (5.2)$$

Compactados a w_{opm} (γ_{dopm}):

$$E_{0TX} = 123,14 \cdot \sigma_v^{r0,33} \quad (5.3)$$

Compactados a +1% w_{opm} (99% γ_{dopm})

$$E_{0TX} = 121,56 \cdot \sigma_v^{r0,33} \quad (5.4)$$

Compactados a +2% w_{opm} (97% γ_{dopm})

$$E_{0TX} = 146,80 \cdot \sigma_v^{r0,33} \quad (5.5)$$

Para poder comparar de forma correcta el comportamiento de cada una de estas leyes, es necesario corregirlas para un igual índice de vacíos, esta corrección es hecha a través de la siguiente ecuación, para cada caso:

$$E^*_0(MPa) = \frac{f(e)_{opm}}{f(e)_0} k \cdot \sigma_v^{0,33} (kPa) \quad (5.6)$$

para una función de índice de vacíos:

$$f_{(e)1} = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (5.7)$$

que se muestra en la Tabla 3.1 del Capítulo 3; siendo esta utilizada en varios estudios en este tipo de suelos, como los de Gomes Correia (2002) y Marques (2004). Por otra parte, existe una propuesta más reciente para esta relación de Ferreira (2003), en que la ecuación queda de la siguiente forma:

$$f_{(e)1} = \frac{(2,46 - e)^2}{1 + e} \quad (5.8)$$

Sin embargo, como este estudio no fue realizado específicamente en el suelo en estudio, se decidió realizar este análisis con la propuesta de Hardin y Richart (1963); Iwasaki et al. (1978).

Con la finalidad de normalizar para el índice de vacíos las leyes encontradas se optó por utilizar el índice de vacíos correspondiente a la condición de γ_d y $w\%$ óptimos del suelo en estudio, es decir, todas las leyes fueron corregidas para un valor de $e = 0,37$.

El resultado de estas correcciones, se muestran en la Figura 5.5.

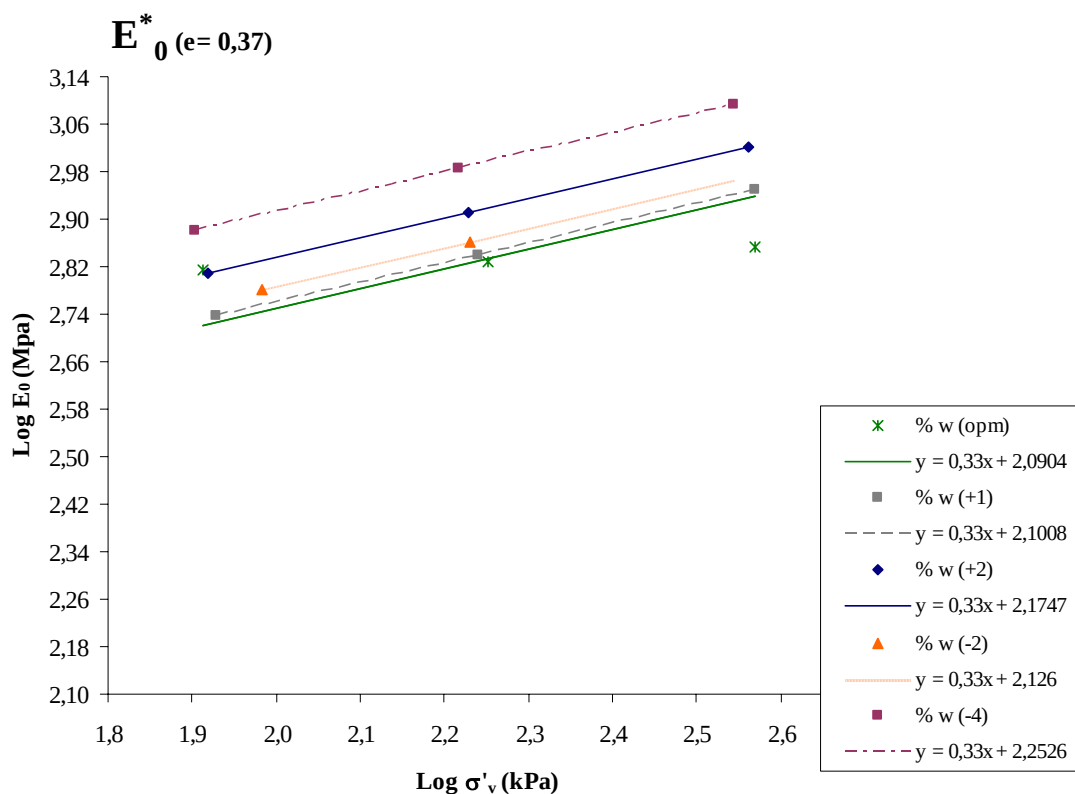


Figura 5.5 Leyes E_0^* corregidas para el índice de vacíos óptimo $e= 0,37$

Con esta corrección se pretende verificar (o sea, insular) la influencia de la humedad en la compactación y de la estructura del material. En la Tabla 5.5 se muestran los valores k corregidos deducidos del gráfico anterior.

Tabla 5.5 Valores de k para E_0^* para $n= 0,50$ según el grado de compactación

E_0^*					
%w	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
k	178,87	133,67	123,14	126,13	149,53

5.2.2 Módulos Definidos Seudo-elásticos y de Descarga-recarga Definidos por los Instrumentos Internos.

De los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales que se muestran en el capítulo anterior, se realizaron los cálculos necesarios para poder establecer las conclusiones derivadas del mismo. De estos se obtuvieron las curvas de tensión-deformación de cada ensayo, lo cual incluye, tres consolidaciones con tres ciclos de carga-descarga para muy pequeñas deformaciones, teniéndose que la carga máxima aplicada a la probeta era aquella en que se obtenía una deformación máxima de $\varepsilon_a=5 \times 10^{-4}$, seguida de tres los ciclos de recarga-descarga (ver Figura 5.6).

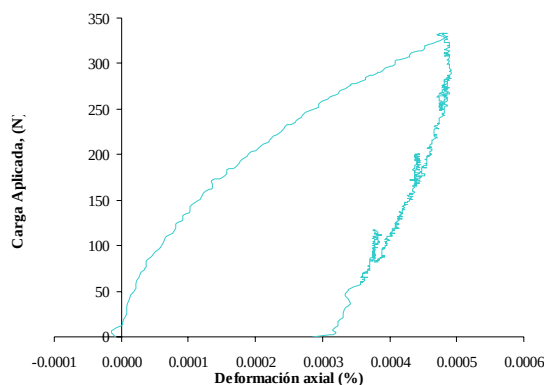


Figura 5.6 Curva de aplicación de carga durante el ensayo

De estos resultados se llegó a las curvas de Tensión de desvío vs. Extensión axial con la cuales se realizaron los análisis de los módulos de deformabilidad. En muchos casos, el análisis de estas curvas fue algo complicado debido al resultado de las mismas, es decir, las curvas obtenidas fueron afectados por algunas indefiniciones de un inesperado ruido eléctrico teniendo algunos poca definición, por lo que, no se tomaron en cuenta algunos de estos resultados al momento de realizar las comparaciones y conclusiones finales. Los gráficos de los resultados que hacen parte del análisis se encuentran en el Anexo A.

La deducción de los módulos de deformabilidad elásticos, se realizó a partir de la tangente que se puede describir en la zona de descarga de la curva tensión de desvío vs. deformación axial. La Figura 5.7 muestra esta tangente.

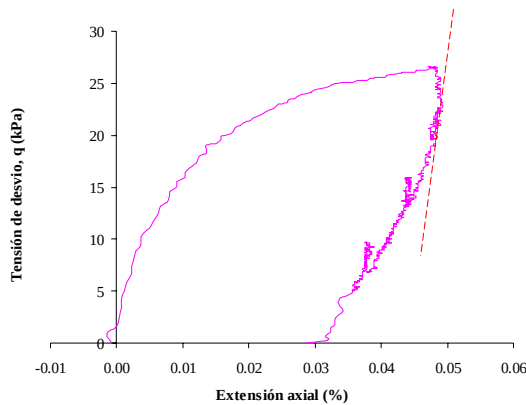


Figura 5.7 Tangente para calcular el E_{el}

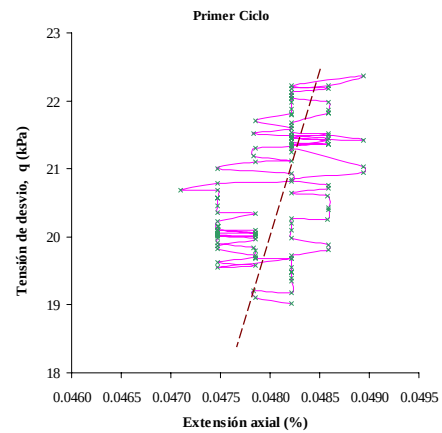


Figura 5.8 Línea de tendencia de la esterice, E_{rd}

Por otra parte, los módulos de recarga-descarga, fueron deducidos a partir de la línea de tendencia de la esterice formada por cada uno de los ciclos (ver Figura 5.3).

Además, todos los módulos de deformabilidad de cada probeta, cada consolidación y cada ciclo, fueron obtenidos, de acuerdo a la tensión efectiva vertical a la que el mismo fue sometido durante el corte (aplicación de carga y realización de ciclos de recarga-descarga).

Luego, con estos módulos de deformabilidad E_{el} y E_{rd} en función de la σ'_v , se dedujeron las relaciones del modelo de Hertz del tipo, explicada en el Capítulo 3:

$$E(MPa) = k \cdot \sigma_v'^n (kPa) \quad (3.1)$$

De aquí, que de acuerdo a los resultados obtenidos, los cuales se pueden observar en la Figura 5.9, se encontró que los valores de n para cada grado de compactación variaban alrededor de 0,5.

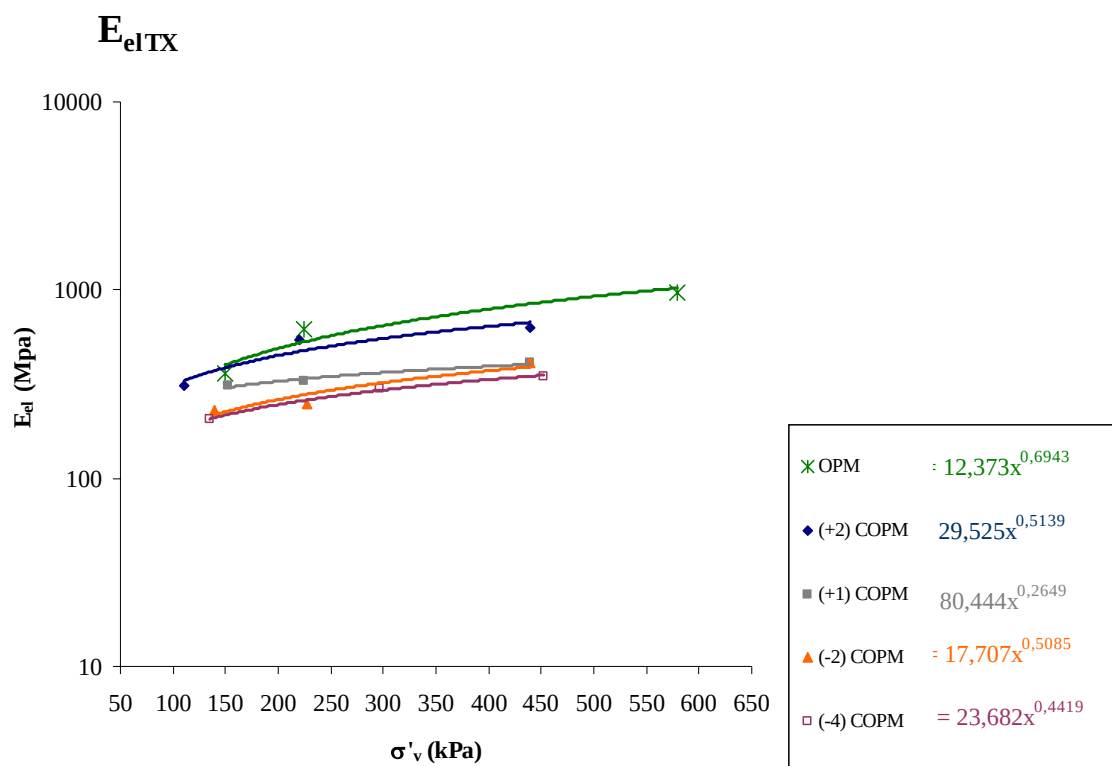


Figura 5.9 Módulo de deformabilidad E_{el} en función de la tensión vertical efectiva

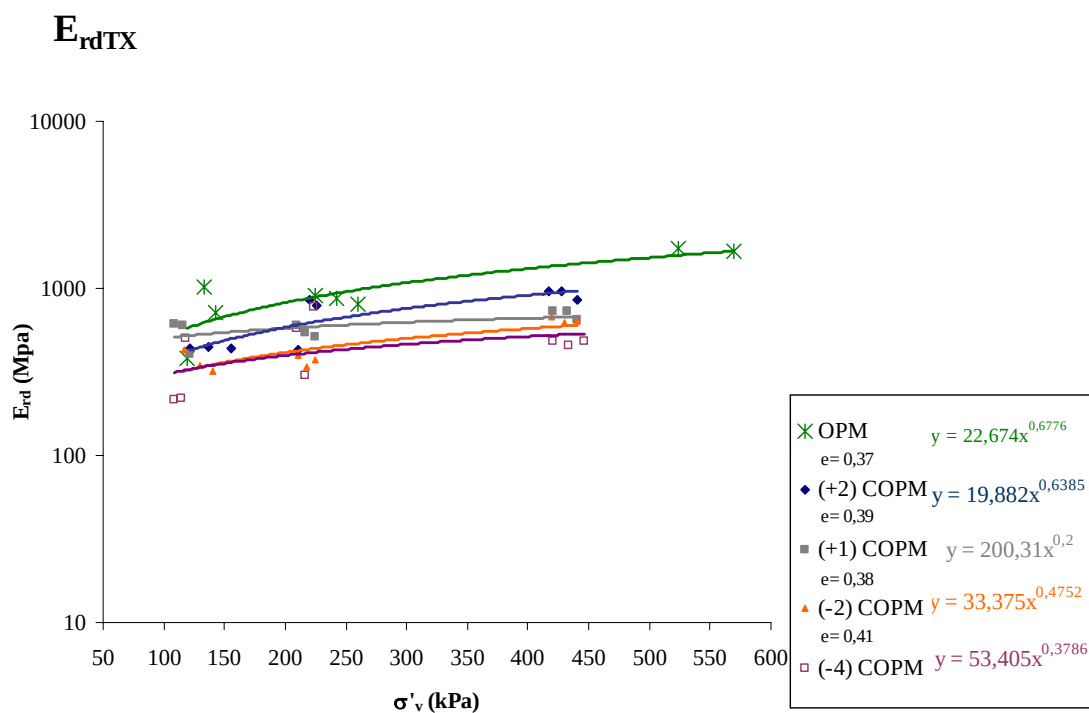


Figura 5.10 Módulo de deformabilidad E_{rdTX} en función de la tensión vertical efectiva

En consecuencia, y de forma a obtener una única ley con la variación de los valores de k para cada caso, se estableció como valor único para todas las leyes, $n = 0,5$.

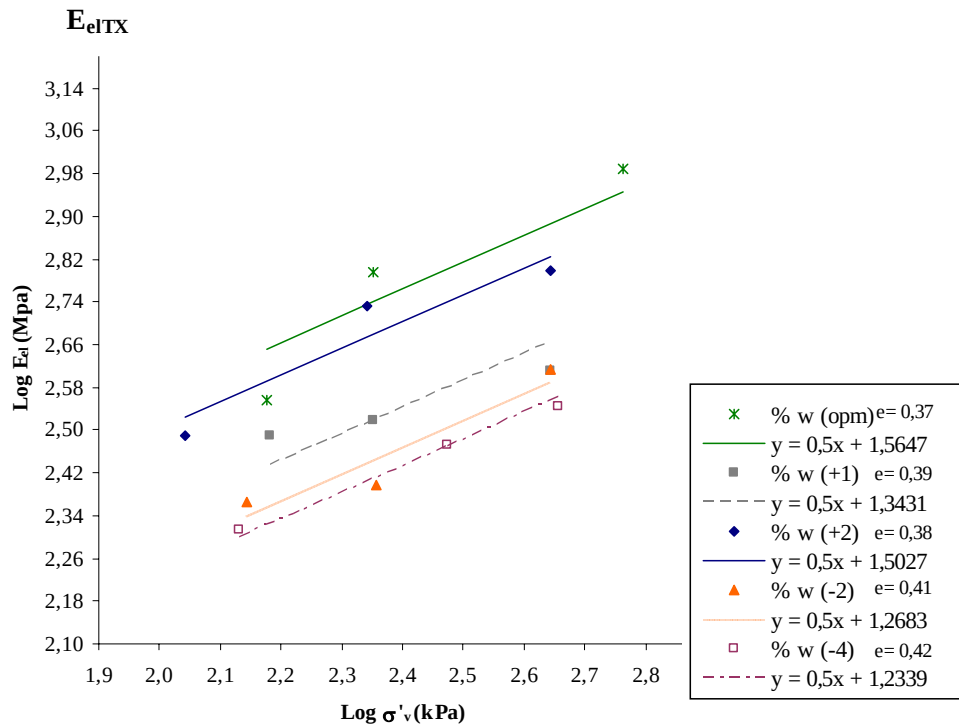


Figura 5.11 Aproximación lineal de los Módulos E_{elTX} vs. σ'_v para obtención de valores de k fijando el exponente $n=0,5$

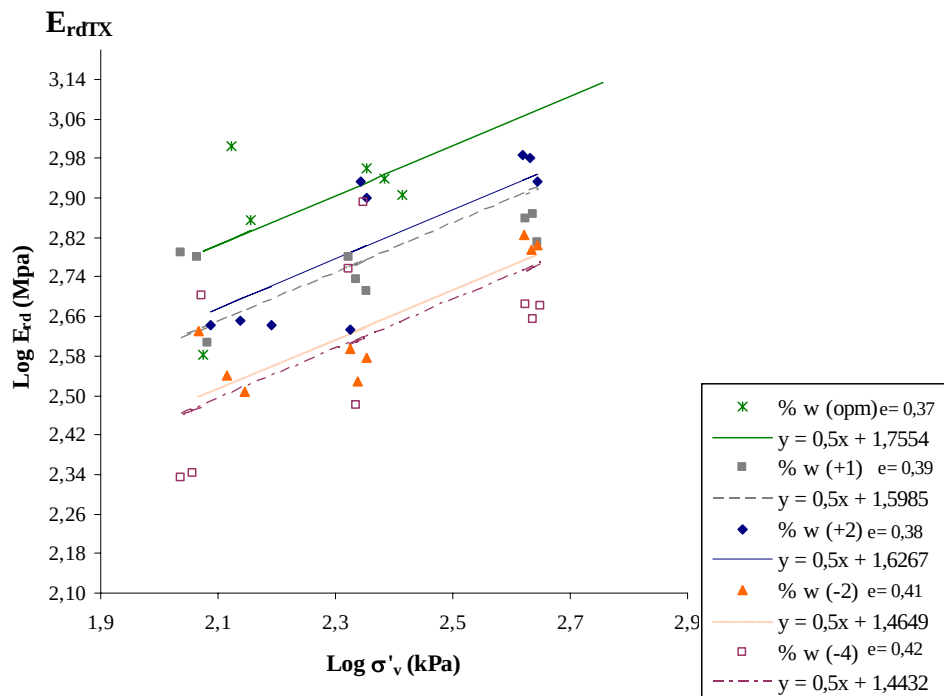


Figura 5.12 Aproximación lineal de los Módulos E_{rdTX} vs. σ'_v para obtención de valores de k fijando el exponente $n=0,5$

Estos valores de k fueron determinados a través de la realización de aproximaciones lineales por el método de mínimos cuadrados, obteniendo así un valor de k para cada condición de compactación como se puede observar en la Figura 5.12.

El resultado de los valores de k , se muestran en la Tabla 5.6 para el caso de E_{elTX} y la Tabla 5.7 para el caso de E_{rdTX} , de acuerdo con el grado de compactación del suelo. Se observa así, que el módulo de deformabilidad de este material depende no solo del γ_d al cual es compactado, sino también del porcentaje de agua a la cual es realizada la compactación, es decir, si ésta es realizada del lado seco o del lado húmedo en la curva de compactación.

Tabla 5.6 Valores de k para E_{elTX} , para $n = 0,50$ según el grado de compactación

E_{elTX}					
w	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
k	17,13	18,55	36,70	22,03	31,82

Tabla 5.7 Valores de k para E_{rdTX} , para $n = 0,50$ según el grado de compactación

E_{rdTX}					
%w	-4 (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	Opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
k	27,75	29,17	56,94	39,68	42,33

Luego, tenemos que la ley para determinar el módulo de deformabilidad es:

$$E(MPa) = k \cdot \sigma_v^{0,5} (kPa) \quad (5.2)$$

que en particular para el módulo elástico E_{el} y el grado de compactación son las siguientes, (las unidades se mantienen en todos los casos):

Compactados a -4% w_{opm} (97% γ_{dopm}):

$$E_{elTX} = 17,13 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.9)$$

Compactados a -2% w_{opm} (99% γ_{dopm}):

$$E_{elTX} = 18,55 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.10)$$

Compactados a w_{opm} (γ_{dopm}):

$$E_{elTX} = 36,70 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.11)$$

Compactados a +1% w_{opm} (99% γ_{dopm})

$$E_{elTX} = 22,03 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.12)$$

Compactados a +2% w_{opm} (97% γ_{dopm})

$$E_{elTX} = 31,82 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.13)$$

Para el caso de módulo de recarga-descarga se tiene:

Compactados a -4% w_{opm} (97% γ_{dopm}):

$$E_{rdTX} = 27,75 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.14)$$

Compactados a -2% w_{opm} (99% γ_{dopm}):

$$E_{rdTX} = 29,17 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.15)$$

Compactados a w_{opm} (γ_{dopm}):

$$E_{rdTX} = 56,94 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.16)$$

Compactados a +1% w_{opm} (99% γ_{dopm})

$$E_{rdTX} = 39,68 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.17)$$

Compactados a +2% w_{opt} (97% γ_{dopt})

$$E_{rdTX} = 42,33 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.18)$$

Para poder comparar de forma correcta el comportamiento de cada una de estas leyes, es necesario corregirlas para un igual índice de vacíos, como ya se explicó en el punto 5.2.1, esta corrección es hecha a través de la siguiente ecuación, para cada caso:

$$E^*_0 = \frac{f(e)_{opt}}{f(e)_0} k \cdot \sigma_v^{0,33} \quad (5.6)$$

para una función de índice de vacíos:

$$f_{(e)1} = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (5.7)$$

y los gráficos derivados de estas correcciones se muestran en las Figura 5.13y Figura 5.14.

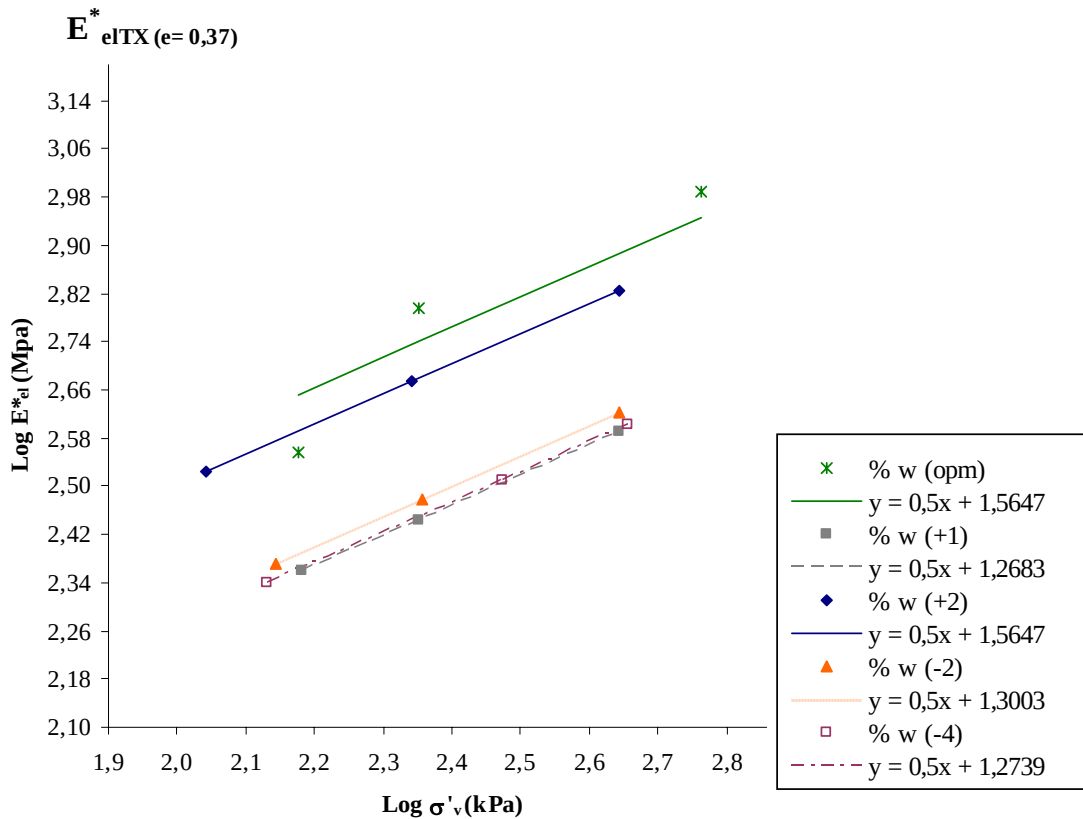


Figura 5.13 Leyes E^*_{clTX} corregidas para el índice de vacíos óptimo $e = 0,37$

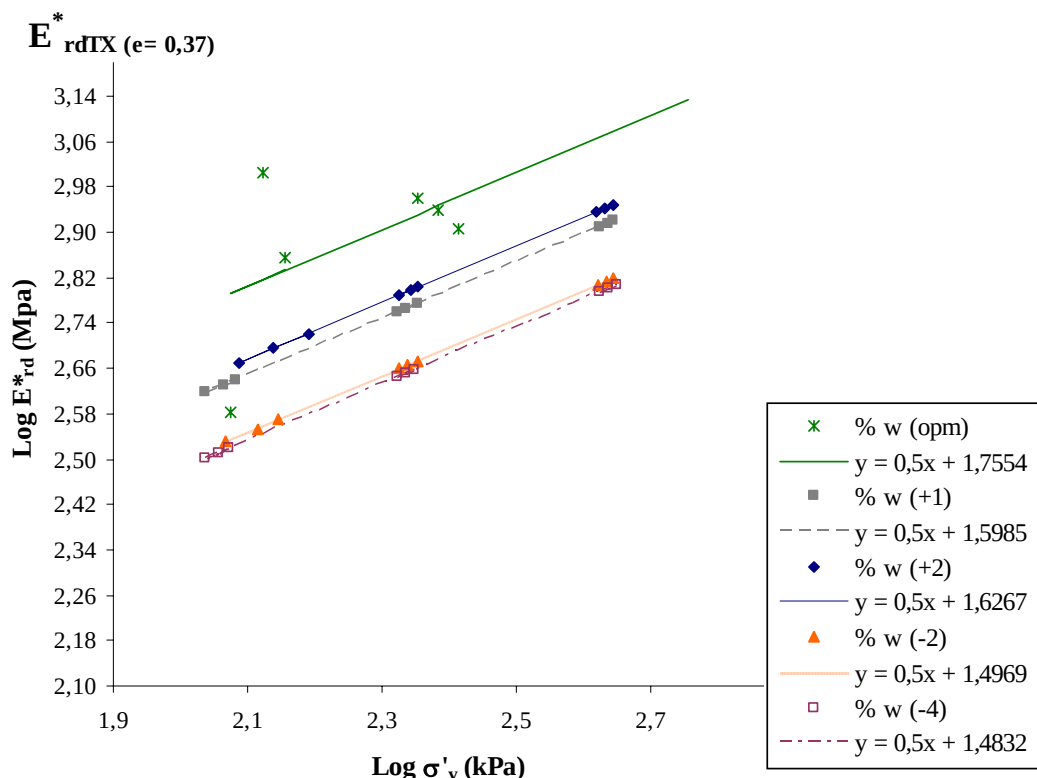


Figura 5.14 Leyes E_{rdTX}^* corregidas para el índice de vacíos óptimo $e=0,37$

Con esta corrección se pretende verificar (o sea, insolar) la influencia de la humedad en la compactación y de la estructura del material. En la Tabla 5.5 se muestran los valores k corregidos deducidos del gráfico anterior. En la Tabla 5.8 y Tabla 5.9 se muestran los correspondientes valores de k derivados de los gráficos anteriores para estos casos E_{eles}^* y E_{rdTX}^* correspondientemente.

Tabla 5.8 Valores de k para E_{elTX}^* , para $n=0,50$ con $e=0,37$, según el grado de compactación

E_{elTX}^*					
w	(-4) (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
k	18,79	19,97	36,70	18,55	31,82

Tabla 5.9 Valores de k para E_{rdTX}^* , para $n=0,50$ con $e=0,37$, según el grado de compactación

E_{rdTX}^*					
%w	-4 (97% γ_{dopm})	(-2) (99% γ_{dopm})	Opm (γ_{dopm})	(+1) (99% γ_{dopm})	(+2) (97% γ_{dopm})
k	30,42	31,40	56,94	39,68	42,33

Debe ser resaltado que los valores de compactación semejantes de cada lado del valor óptimo corresponden a una variación de la humedad más elevada de lado seco, que del lado húmedo; lo que refleja una mayor sensibilidad de este suelo en la obtención de buenos niveles de compactación del lado húmedo.

Sin embargo, los valores de los módulos de deformabilidad no parecen depender sólo de esa compactación, ya que no decaen tanto del lado húmedo como en el lado seco. Es decir, no es sólo el grado de compactación que determina el comportamiento mecánico (en este caso la deformabilidad) sino también, la humedad de la compactación.

5.2.3 Relaciones entre los Módulos Obtenidos en Ensayos Triaxiales

De los módulos de deformabilidad derivados de ensayos triaxiales, pueden y deben ser comparados los módulos dinámicos obtenidos de la lectura de las velocidades de ondas de corte 'S', con los obtenidos de los ciclos de carga-descarga. Para este fin, y a través de las leyes que representan el módulo de deformabilidad en cada caso, a continuación se presenta la relación existente entre ellos, y para eso, es preciso definir primero la tensión vertical a la cual se obtendrán estos módulos; este valor es de 105kPa.

La escogencia de este valor, deriva de la necesidad de comparar valores entre ensayos de campo y ensayos laboratoriales bajo las mismas condiciones y ya que en los puntos subsiguientes se utiliza este mismo valor, se decidió realizar estas comparaciones de igual forma. La deducción del valor de esta tensión esta expuesta en detalle en el punto 5.4.

Siendo así, tenemos que

$$R_1 = \frac{E_{0TX}}{E_{rdTX}} \quad (5.19)$$

en que:

$$E_{0TX} = 121,56 \cdot \sigma_v^{0,33} \quad (5.4)$$

$$E_{rdTX} = 39,68 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.17)$$

que para una tensión de 105kPa tenemos, $E_{0TX} = 565$ MPa y $E_{rdTX} = 406$ MPa

de aquí la relación entre estos dos módulos obtenidos es $R_1 = 1,39$.

5.3 DEFINICIÓN DE LOS MÓDULOS DE REFERENCIA (DE CÁLCULO) EN FUNCIÓN DE LOS ÍNDICES DE CLASIFICACIÓN (IEP Y SETRA)

Para que este estudio tenga sentido y utilidad, los resultados obtenidos de los diferentes ensayos realizados deben ser confrontados con los módulos de referencia que existen en las normativas rodoviarias.

En esta disertación se han tomado como referencia para los módulos de deformación de suelos para terraplenes rodoviarios, específicamente para las explanadas de los mismos, los valores mínimos exigidos en los cuadernos de encargos del IEP que funcionan como normativa en Portugal y se basan principalmente en características físicas y valores de CBR, y los valores mínimos exigidos en la normativa francesa (AFNOR NF P98-235-1, 1995) los cuales, además de especificar características más exigentes a las del IEP, proporcionan y exigen directamente los valores de módulos de deformabilidad que el suelo a utilizar debe tener, en particular, los valores absolutos del módulo de segunda carga, en el ciclo repetido final (E_{V2}) y, en segundo nivel la relación entre éste y el de primera carga:

$$k = \frac{E_{V2}}{E_{pc}} \quad (5.20)$$

De hecho, la normativa francesa, exige que para que la explanada de pavimento sea ejecutada de forma satisfactoria, es necesario, que el valor de módulo E_{V2} en la placa (o módulo equivalente de ‘dynaplac’) sea de la orden de 35MPa para colocar en obra la explanada del pavimento en materiales tratados, en cuanto que una explanada en materiales granulares puede ser ejecutada sobre un terraplén de apenas 15 a 20MPa. Además de las exigencias mínimas recomendadas anteriormente, la plataforma en el momento de la colocación del pavimento debe ser tal que, el módulo de segunda recarga, E_{V2} determinado por la placa o el módulo equivalente de la ‘dynaplac’ sea

superior a 50MPa, que es valor mínimo del módulo de deformabilidad que deberá prevalecer. Sin embargo, aclara que en el caso de grandes obras en las cuales la circulación será importante o debido a la naturaleza de los materiales podrá ser útil adoptar principios más exigentes, los cuales no debe ser sistemático y deben ser argumentados.

5.4 LEYES SUGERIDAS PARA LA OBTENCIÓN DE LOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDAD

Para la comparación de los módulos resultados de los ensayos de carga en placa (específicamente del módulo de deformabilidad de segunda carga, el cual es el comúnmente utilizado para proyecto) y los resultados de los ensayos triaxiales, es necesario conciliar los resultados de ambos, es decir, es necesario realizar comparaciones entre ensayos cuyas condiciones sean las mas parecidas posibles.

Así, tenemos que los ensayos de carga en placa fueron realizados sobre una plataforma, en la cual el resultado del control de compactación arroja que el terraplén fue realizado con una compactación el $99\%\gamma_{dopm}$ y $1,3\%w_{opm}$, (ver punto 4.3.1). Por otra parte, de los ensayos triaxiales una de las condiciones del programa de ensayos es muy parecida, por no decir practicante igual, a las condiciones en campo del terraplén. Estas condiciones fueron las ensayadas en probetas al $+1\%w_{opm}$ con $99\%\gamma_{dopm}$. Por lo tanto, será con los resultados de las leyes para los módulos de deformabilidad de estas probetas que serán realizadas las comparaciones pertinentes entre los ensayos de campo y de laboratorio.

Por otra parte, es también importante destacar que estas leyes derivadas de los ensayos triaxiales para poder ser comparables con los módulos de deformabilidad de los ensayos de carga en placa, deben ser analizadas bajo condiciones semejantes de tensión a la cual estuvo sometido el suelo durante los PLT. De esta forma, de los resultados de los ensayos de carga en placa (ver punto 4.3.3.2), podemos deducir que la tensión vertical σ'_v a la que quedó sometido el suelo durante la realización de la segunda carga del ensayo PLT, es de 150kPa, y además, de acuerdo con Schmertmann et. al (1978) y como se puede ver en la Figura 5.15, en una zapata, la tensión aplicada al suelo, sufre

incrementos en profundidad según el tamaño de la base de la zapata (o base de la placa), por lo tanto, esta tensión durante la segunda carga debe ser multiplicada por un factor. En nuestro caso, se decidió realizar este análisis a una profundidad de incidencia máxima igual a $z = 0,5B$, profundidad ésta, en la que se tiene la máxima deformación durante el ensayo. (Ver punto 3.2.1)

De acuerdo con lo anterior y como se puede deducir de la Figura 5.15, a la que estuvo sometido el suelo durante la segunda carga del ensayo de carga en placa, debe ser multiplicada por 0,7, quedando así, una tensión de referencia de $\sigma_v = 105 \text{ kPa}$.

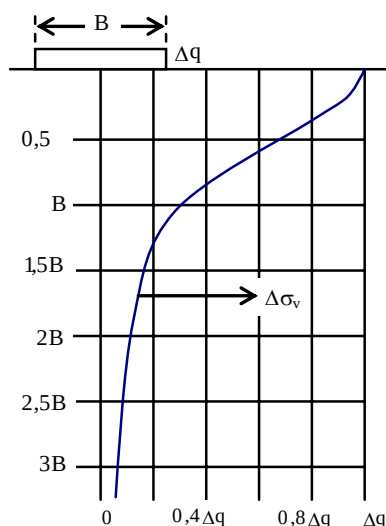


Figura 5.15 Líneas de incremento de tensión vertical sobre el eje del área cargada (Schmertmann et al, 1978)

También, sabemos del punto 5.1 que el valor de $E_{V2} = 65 \text{ MPa}$.

A continuación se presentan las leyes que para nuestro caso particular son pertinentes, es decir, aquellas correspondientes a las condiciones de compactación de la plataforma, arriba mencionadas:

$$E_{elTX} = 22,03 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.12)$$

$$E_{rdTX} = 39,68 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.17)$$

$$E_{0TX} = 124,56 \cdot \sigma_v^{0,33} \quad (5.4)$$

Finalmente, estas leyes deben ser normalizadas para las condiciones de índice de vacíos de la plataforma. Luego, para esta normalización, se utilizó la función de índice $F_{(e)1}$,

$$f_{(e)1} = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (5.7)$$

que se muestra en la Tabla 3.1 del Capítulo 3; siendo esta utilizada en varios estudios en este tipo de suelos, como los de Gomes Correia (2002) y Marques (2004). De esta forma, tenemos que dicha normalización viene dada de la siguiente forma:

$$E^*_{elTX} = \frac{f(e)_{PLT}}{f(e)_{elTX}} 22,03 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.21)$$

$$E^*_{rdTX} = \frac{f(e)_{PLT}}{f(e)_{rdTX}} 39,68 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.22)$$

$$E^*_0 = \frac{f(e)_{PLT}}{f(e)_0} 124,56 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.23)$$

En este caso, el índice de vacíos para E_{elTX} , E_{rdTX} y E_0 es $e = 0,35$ y para el caso de E_{V2} , $e = 0,39$ de allí que:

$$E^*_{elTX} = 20,50 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.24)$$

$$E^*_{rdTX} = 36,91 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.25)$$

$$E^*_{0TX} = 115,88 \cdot \sigma_v^{0,33} \quad (5.26)$$

De esta forma, debido a la importancia de correlacionar y resaltar la necesidad de tener en proyecto, opciones varias en lo que se refiere a valores de módulos de deformabilidad y la posible relación entre los varios ensayos disponibles, en los siguientes puntos se muestran las diferentes relaciones encontradas en este estudio, relaciones estas derivadas de las comparaciones entre las leyes indistintamente derivadas de los ensayos de laboratorio y el módulo E_{V2} .

5.4.1 E_{v2} y E_{dr} vs. CBR

Como se explica en el punto 3.3.2, el módulo de deformabilidad puede ser relacionado con el ensayo CBR, a través de la ecuación

$$E(MPa) = R \cdot CBR(\%) \quad (3.10)$$

que para el E_{v2} sería:

$$E_{v2}(MPa) = R_{v2CBR} \cdot CBR(\%) \quad (5.27)$$

Por otra parte tenemos, que para las condiciones de compactación del terraplén, expuestas en el punto 5.4, el valor del CBR, es igual a 38%, y de 5.1 tenemos que el valor de módulo de carga en placa $E_{v2} = 65\text{MPa}$, así se tiene que el coeficiente $R_{CBR} = 1,7$.

Finalmente tenemos que para el tipo de suelos en estudio, el módulo de deformabilidad de proyecto E_{v2} del suelo, puede ser deducido a través de la siguiente relación:

$$E_{v2}(MPa) = 1,7 \cdot CBR(\%) \quad (5.28)$$

para el caso de $E_{dr} = 163\text{MPa}$, tenemos que:

$$E_{dr}(MPa) = R_{drCBR} \cdot CBR(\%) \quad (5.29)$$

$R_{drCBR} = 4,3$, quedando así:

$$E_{dr}(MPa) = 4,3 \cdot CBR(\%) \quad (5.30)$$

Teniendo así, que este valor de R_{drCBR} es muy próximo de los valores habituales en este tipo de suelos que es aproximadamente igual a 5.

5.4.2 E_{V2} vs. E_{PC}

La relación entre E_{V2} y E_{pc} :

$$k = \frac{E_{V2}}{E_{pc}} \quad (5.20)$$

Y sabiendo que, $E_{V2}= 65\text{MPa}$ y $E_{dr}= 33\text{MPa}$, tenemos $k= 2,0$.

5.4.3 E_{V2} vs. E_{0TX}

Para el caso de la comparación entre el E_{V2} y el módulo derivado del análisis de las ondas de corte 'S', tenemos que de acuerdo con la ley para el módulo de deformabilidad de E_{0TX} para el grado de compactación en las condiciones del terraplén, expuestas en 5.4, la ley es:

$$E_{0TX}^* = 115.88 \cdot \sigma_v^{0,33} \quad (5.26)$$

que luego para la tensión del E_{V2} de 105MPa (ver punto 5.4), se tiene que el $E_{0TX}= 538\text{MPa}$. Luego, relacionando ambos ensayos, tenemos:

$$R_{Din} = \frac{E_{V2}}{E_{rdTX}^*} \quad (5.31)$$

y de ésta, obtenemos que la relación entre estos dos ensayos es $R_{Din}= 0,12$.

Esta razón puede ser una excelente señal y un elemento interesante para deducir el valor expectable de E_{V2} , a partir de un valor determinado de un método dinámico por una técnica sísmica, como pueden ser uno de los métodos geofísicos de superficie, como el SASW y SWV).

5.4.4 E_{V2} vs. E_{elTX}

En la comparación entre el E_{V2} y el módulo derivado del análisis de los ensayos triaxiales, tenemos que de acuerdo con la ley obtenida para las condiciones de la plataforma, la cual es:

$$E_{elTX}^* = 20,50 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.24)$$

en que la tensión es 105MPa (ver punto 5.4), se tiene que el E_{elTX} = 210MPa y sabiendo que E_{V2} = 65MPa y a través de:

$$R_{elTX} = \frac{E_{V2}}{E_{elTX}^*} \quad (5.32)$$

Tenemos la razón entre los dos ensayos es R_{elTX} = 0,30.

5.4.5 E_{V2} vs. E_{rdTX}

De acuerdo con la ley encontrada para los módulos de deformabilidad de recarga-descarga derivada de los ensayos triaxiales para las condiciones de compactación en las que se realizaron los ensayos de carga en placa, se tiene que:

$$E_{rdTX}^* = 36,91 \cdot \sigma_v^{0,5} \quad (5.25)$$

Luego, el valor del módulo de deformabilidad es E_{rdTX} = 378MPa y sabiendo que E_{V2} = 65MPa, podemos relacionar estos ensayos de la siguiente forma:

$$R_{rdTX} = \frac{E_{V2}}{E_{rdTX}^*} \quad (5.33)$$

de donde tenemos que R_{rdTX} = 0,17.

En la Tabla 5.10 se muestra un resumen con todos los valores de las diferentes relaciones entre los módulos de deformabilidad de los diferentes ensayos realizados.

Tabla 5.10 Resumen de relaciones entre los varios ensayos.

Relación	R_{V2CBR}	R_{drCBR}	k	R_{Din}	R_{elTX}	R_{drTX}
Valor	1,7	4,3	2,0	0,12	0,30	0,17

CONCLUSIONES

En este trabajo fueron presentados los resultados de ensayos, tanto en campo como en laboratorio, de los cuales se derivan diferentes módulos de deformabilidad y en consecuencia, leyes deducidas de los mismos. Con estos resultados se pretendía, realizar las correlaciones entre los ensayos de campo y de laboratorio, de forma de facilitar y dar más posibilidades al proyectista, a la hora de encontrar el módulo de deformabilidad del suelo que se pretende utilizar en la obra rodoviaria, mediante diferentes ensayos.

De esta forma, se presentaron las relaciones de los módulos de deformabilidad derivados de los diferentes ensayos de laboratorio, con el módulo de deformabilidad de segunda carga (E_{V2}), comúnmente utilizado en los cálculos para proyectos de pavimentos. De estas relaciones, debe ser resaltada la relación entre el módulo de deformabilidad de segunda carga del ensayo de carga en placa (E_{V2}) con el módulo de deformabilidad dinámico, derivado de la velocidad de ondas 'S' (V_s), R_{Din} , ya que ésta se traduce en una excelente solución durante el control de compactación para deducir el E_{V2} , a través de métodos más expeditos, como lo son los métodos geofísicos. En este sentido, deben ser realizados estudios más profundos.

También, en una perspectiva más práctica, se presentan correlaciones con parámetros indiciales corrientes, como el ensayo CBR en laboratorio o la resistencia a la penetración dinámica del ensayo PDL, que podrán facilitar el control de calidad de estas obras.

Además, con la intención de encuadrar mejor los módulos de deformabilidad obtenidos en distintos niveles de tensión, son presentadas las razones derivadas entre módulos de primera carga y de pequeños ciclos de descarga y carga, tanto en el ensayo de carga en placa como en los ensayos triaxiales cíclicos, con recurso a instrumentos de gran

precisión. De hecho, es a este nivel, que el trabajo laboratorial se desarrolló más exhaustivamente, habiendo también incidido en el estudio de nuevas técnicas de saturación y consolidación de las probetas en triaxiales, así como en la exploración de estos medios instrumentales de gran precisión para el buen control de los resultados de estos ensayos. También, en esta tesis son presentados los criterios de normalización de los módulos de deformabilidad, tanto a la luz de los índices de estado, (en particular del índice de vacíos), como en relación al estado de tensión, y tomándolos en debida consideración para el establecimiento de las leyes presentadas.

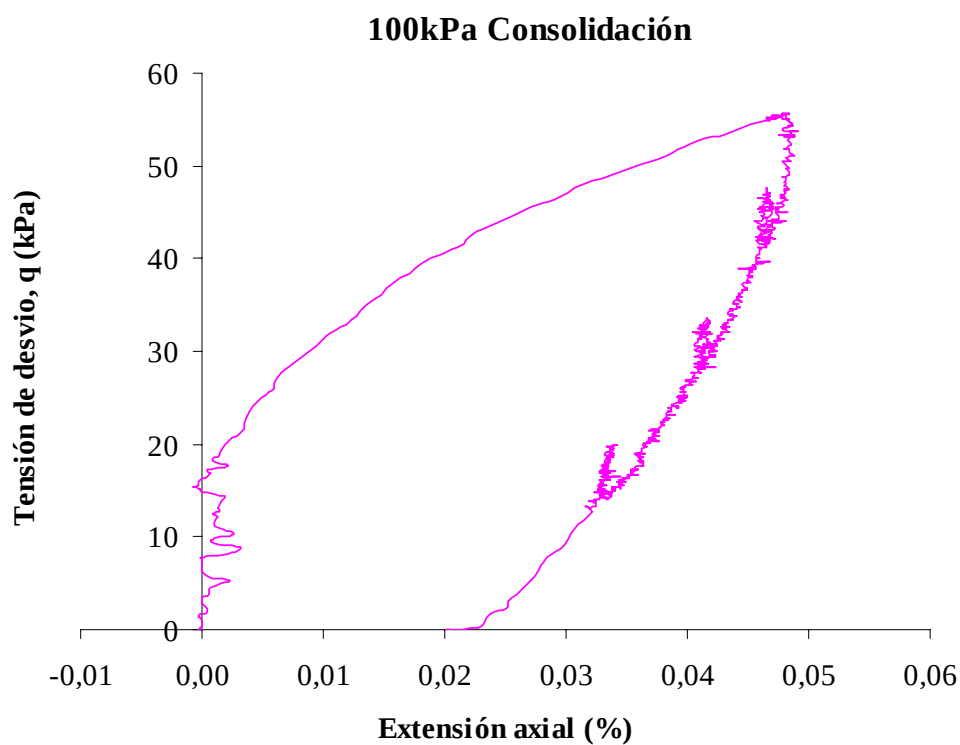
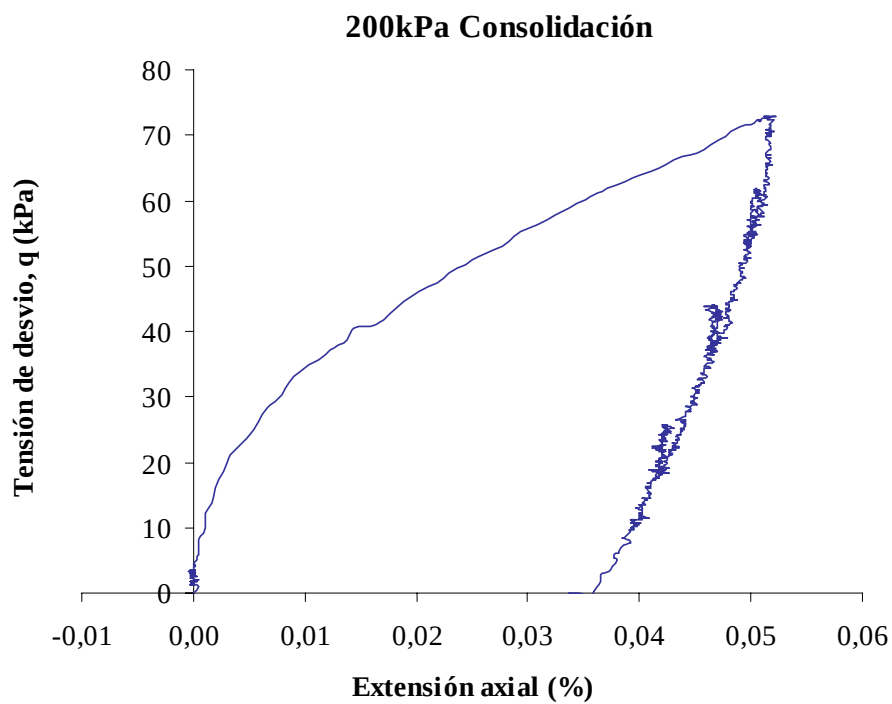
Por otra parte, este trabajo pretendía dar una contribución a la optimización de la normativa rodoviaria portuguesa, en particular, mediante el análisis de las características de los suelos típicos de jabres graníticos del Norte de Portugal.

De este estudio, se concluye que la normativa francesa, no puede ser utilizada rigurosamente a estos suelos, ya que como se pudo observar, siendo estos suelos clasificados como un B₅, no podrían ser utilizados en la construcción de capas de explanadas de pavimentos, sin antes haber sido tratados hidráulicamente. Sin embargo, de acuerdo con los ensayos realizados a este suelo, el mismo mostró tener un buen comportamiento mecánico en laboratorio, a través de los ensayos de rutina, bien como a través de los ensayos triaxiales cíclicos y dinámicos, (este, poco común y muy riguroso) así como, en los ensayos de campo, a través de la obtención de un módulo de deformabilidad de segunda carga E_{V2} superior al mínimo exigido por la norma referida.

En consecuencia de lo anterior expuesto, es importante realizar estudios profundos del comportamiento de los suelos típicos portugueses, de forma a, conseguir una normativa rodoviaria más completa adaptada a las condiciones y materiales en Portugal.

Así, se presupone que estos estudios prosigan con la inclusión de nuevos prestamos (con suelos de jabres graníticos de distintas clases) y procurando incluir una buena sistematización de los ensayos geofísicos, tanto en campo como en laboratorio. En este sentido en particular, la integración de métodos geofísicos de superficie (como refracción de alta resolución o los métodos expuestos) puede en buena medida constituir un paso importante para el riguroso y expedito control de estas plataformas.

ANEXO A

Ensayo 1 w_{opm} *Figura A.1 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 1º Ensayo**Figura A.2 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 1º Ensayo*

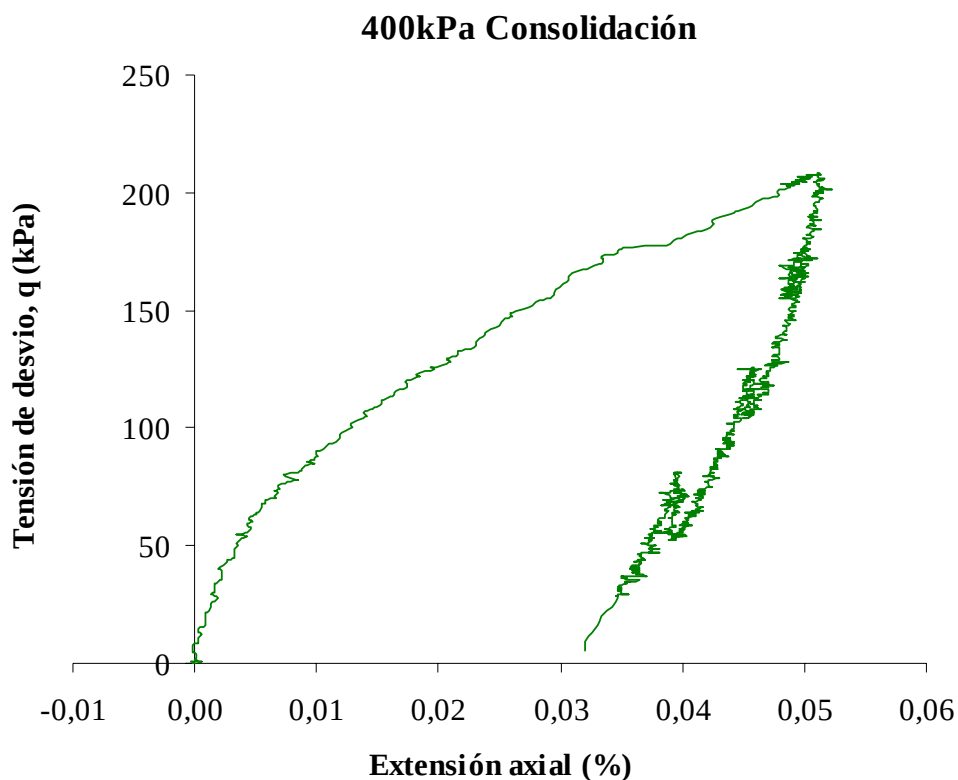


Figura A.3 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 1º Ensayo

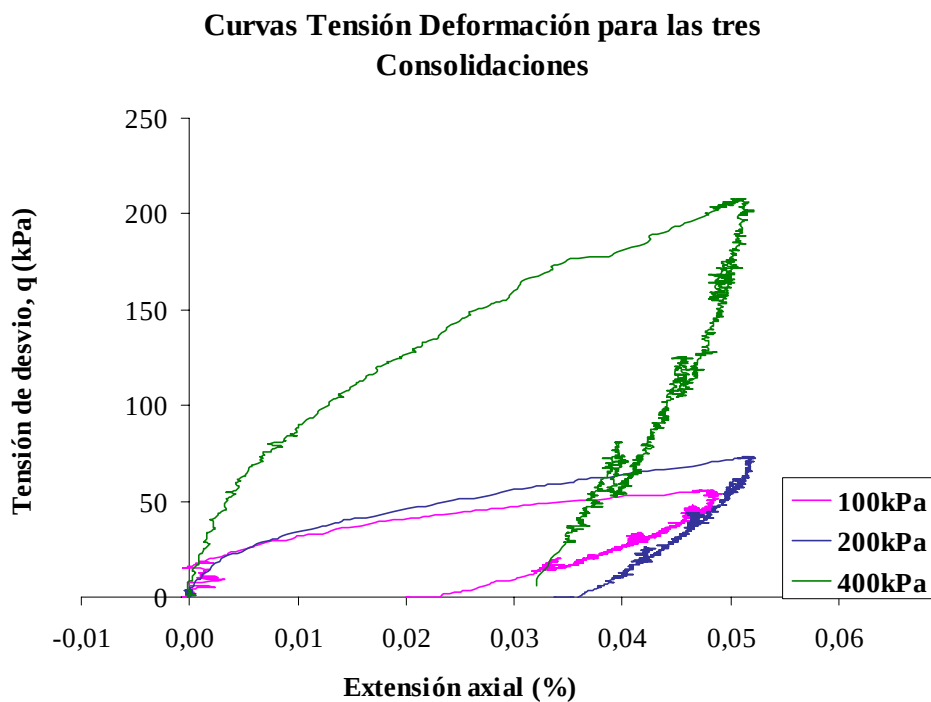
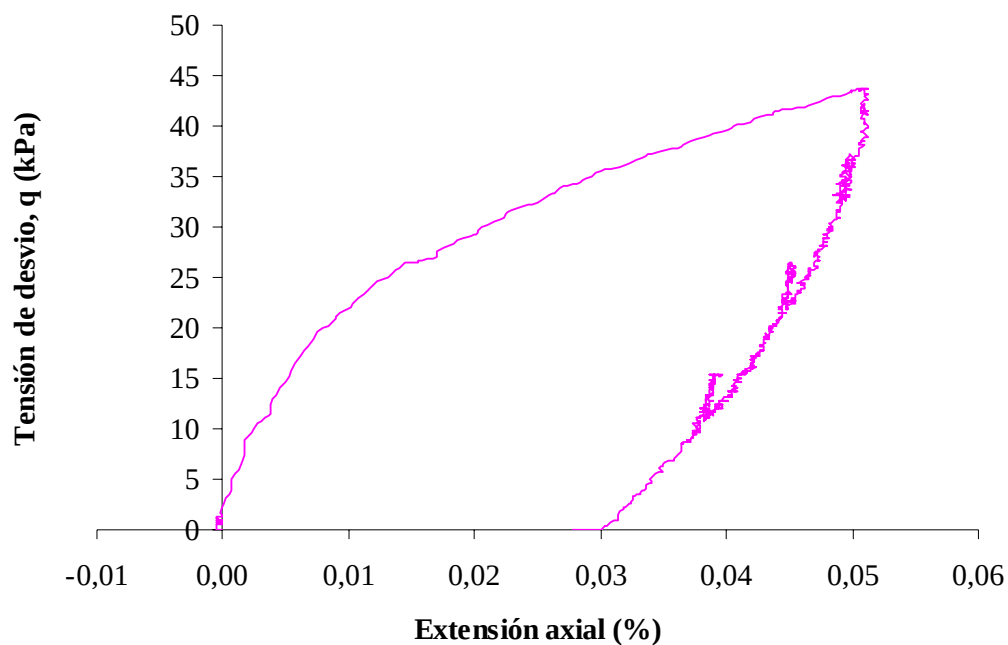
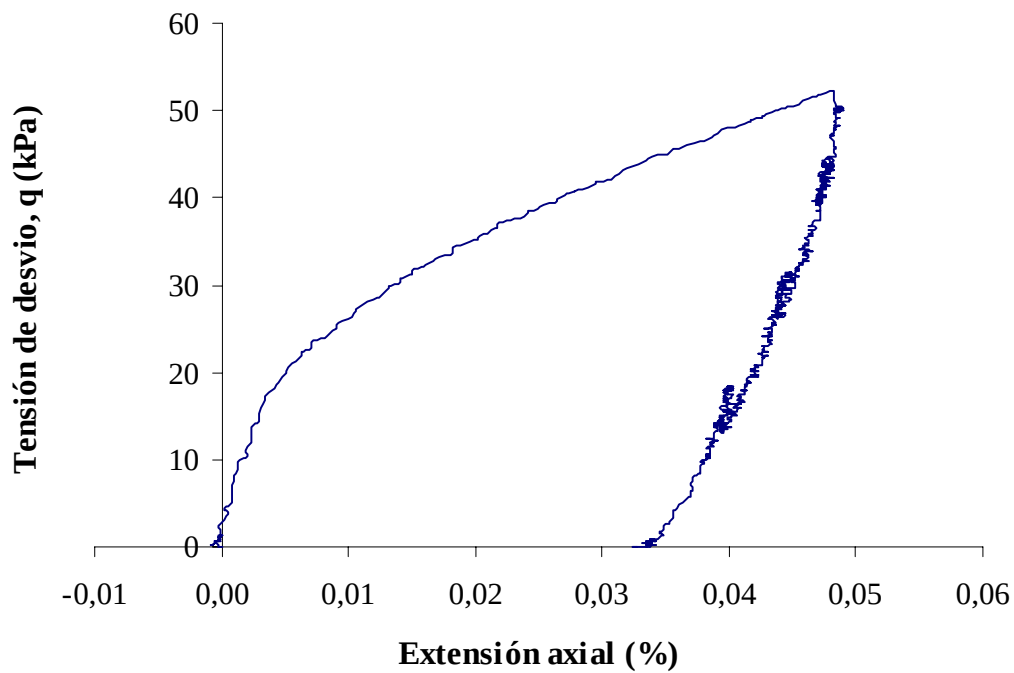


Figura A.4 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 1º Ensayo

Ensayo 3 w_{opm} **100 kPa Consolidación***Figura A.5 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 3º Ensayo***200 kPa Consolidación***Figura A.6 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 3º Ensayo*

Curvas Tensión Deformación para las dos Consolidaciones

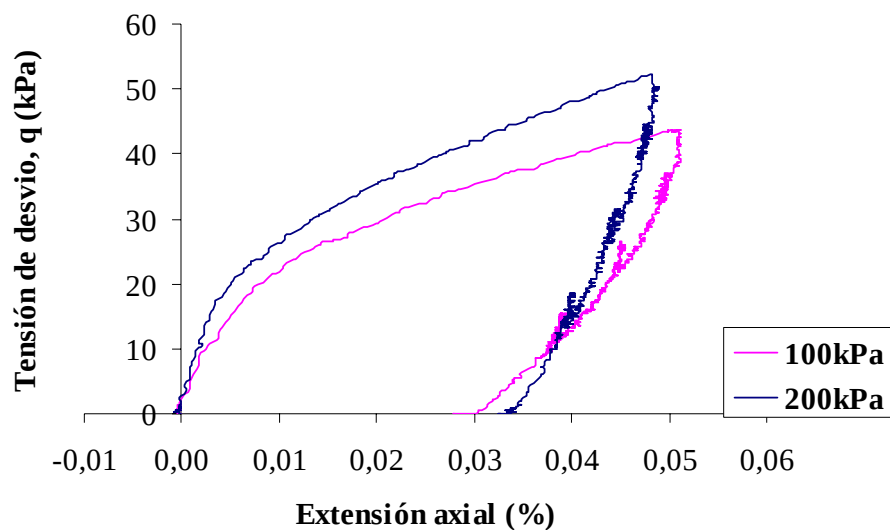


Figura A.7 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 3º Ensayo

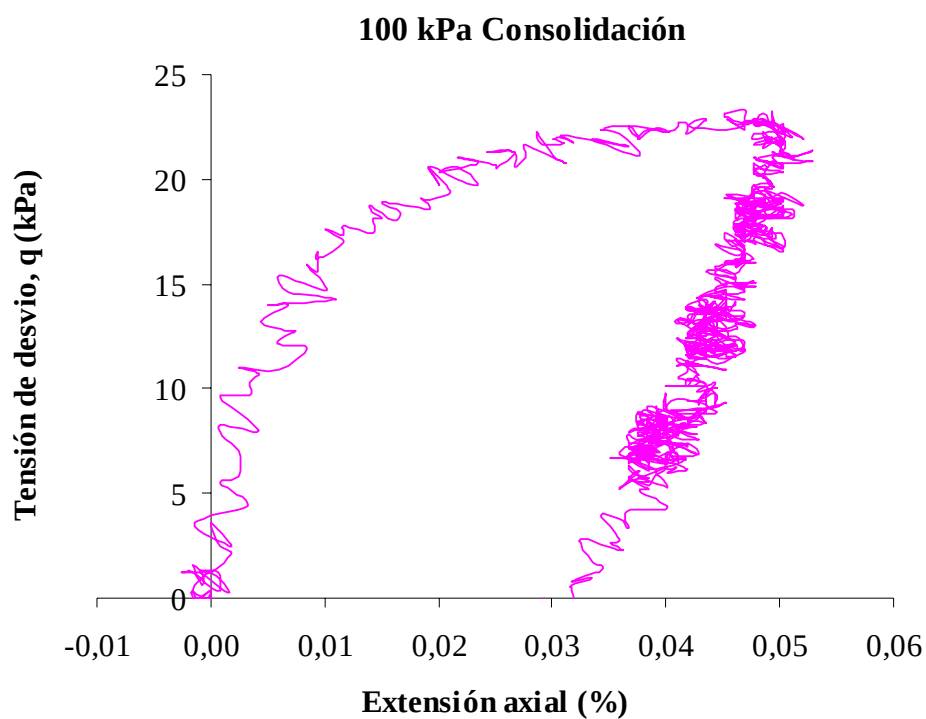
Ensayo 8 (+1) w_{opm} 

Figura A.8 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 8º Ensayo

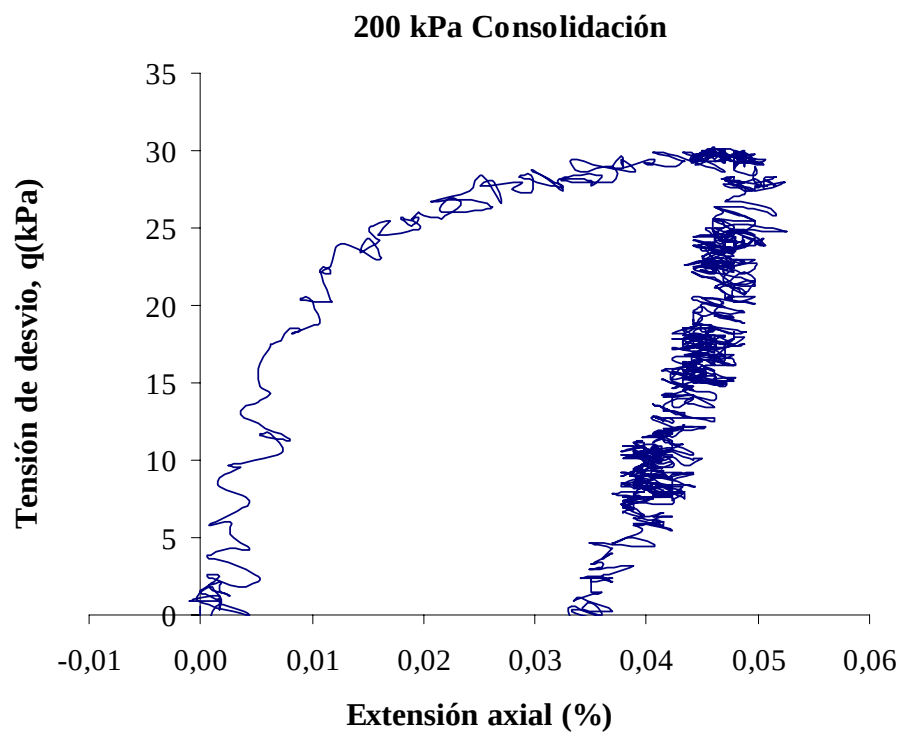


Figura A.9 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 8º Ensayo

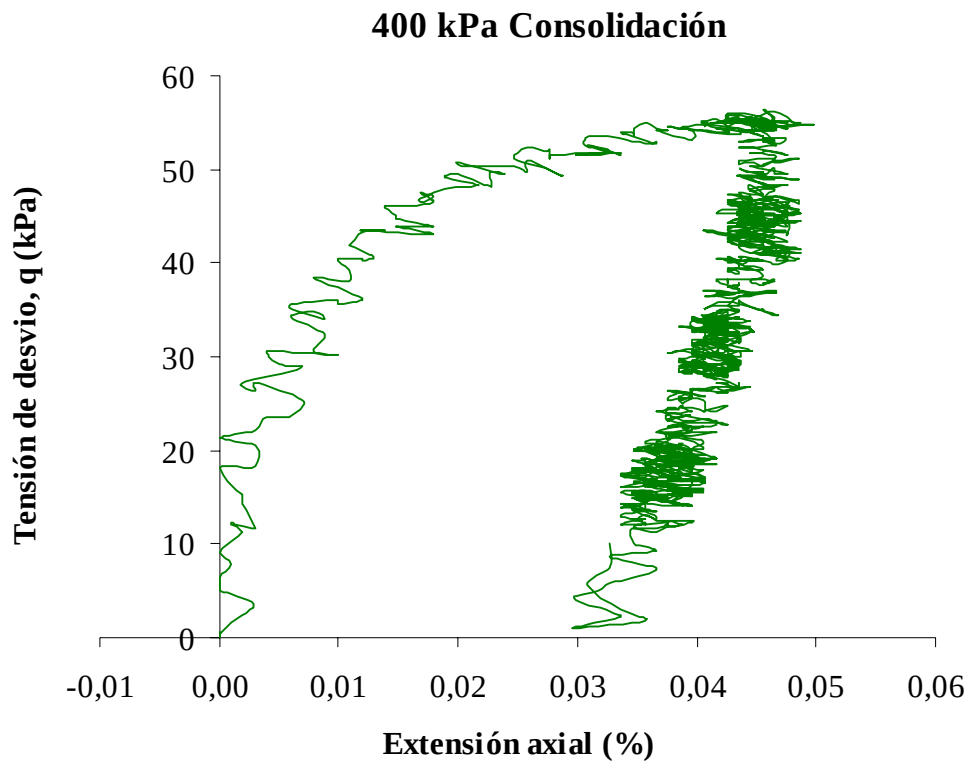


Figura A.10 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 8º Ensayo

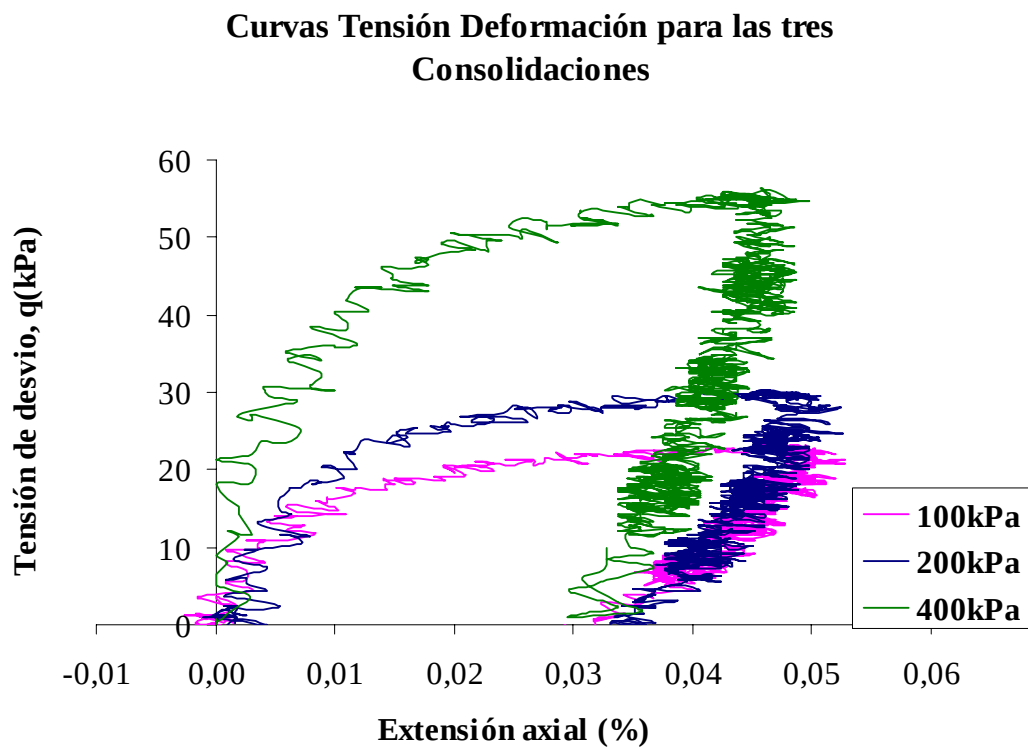
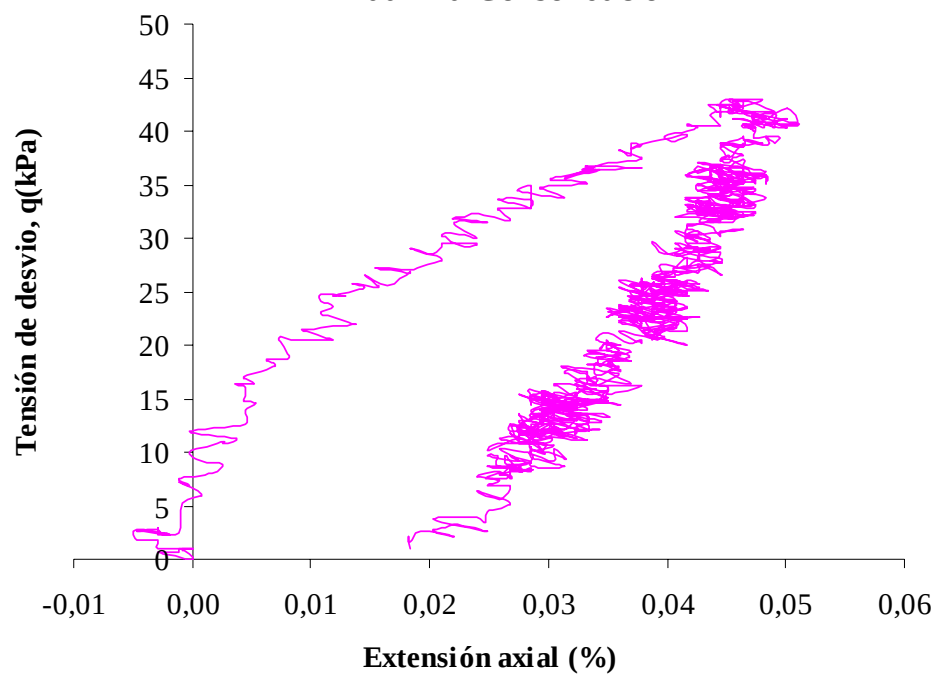
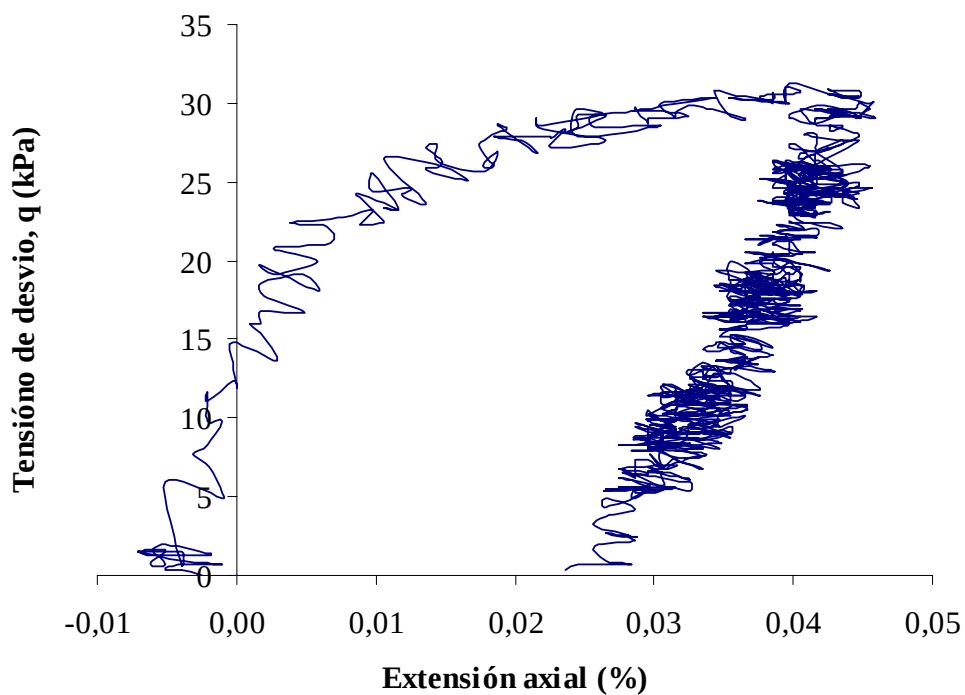


Figura A.11 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 8º Ensayo

Ensayo 9 (-4) w_{opm} **100 kPa Consolidación***Figura A.12 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 9º Ensayo***200 kPa Consolidación***Figura A.13 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 9º Ensayo*

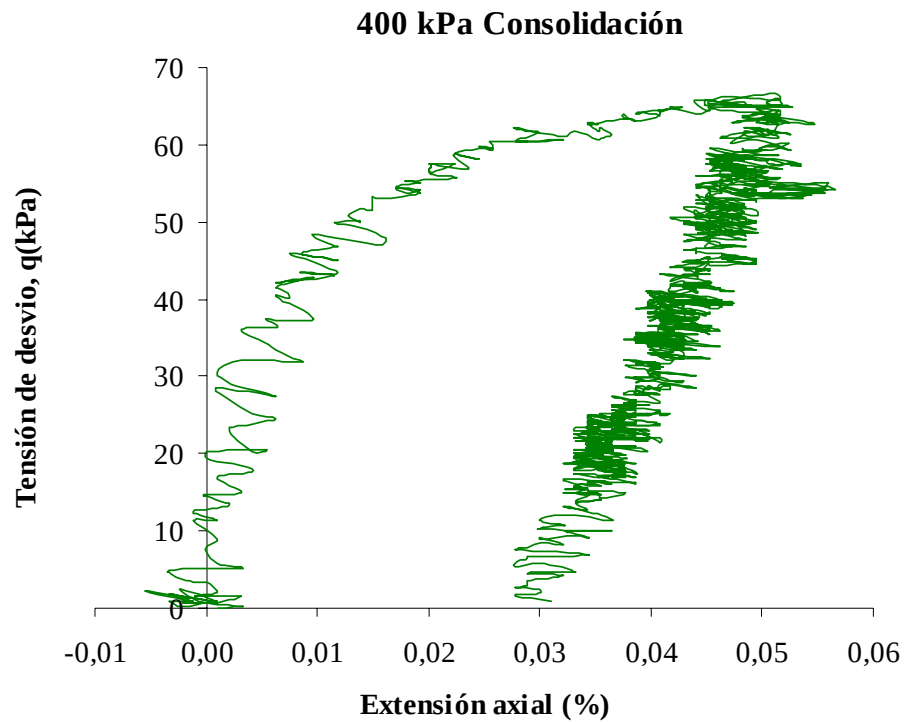


Figura A.14 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 9º Ensayo

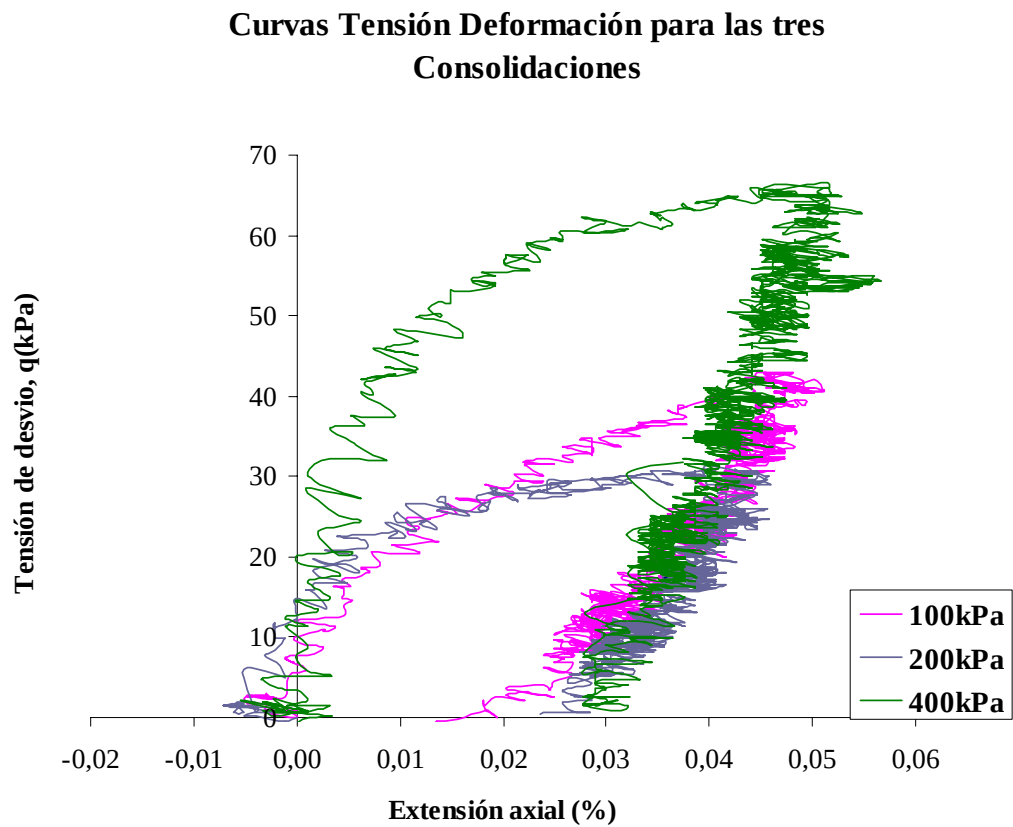
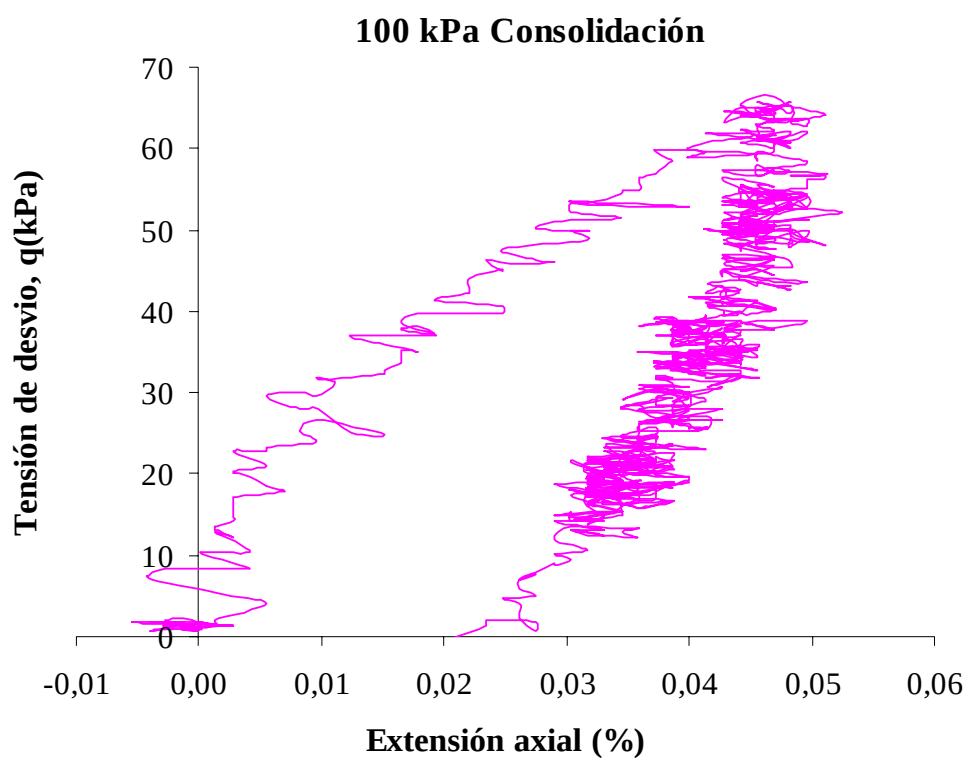
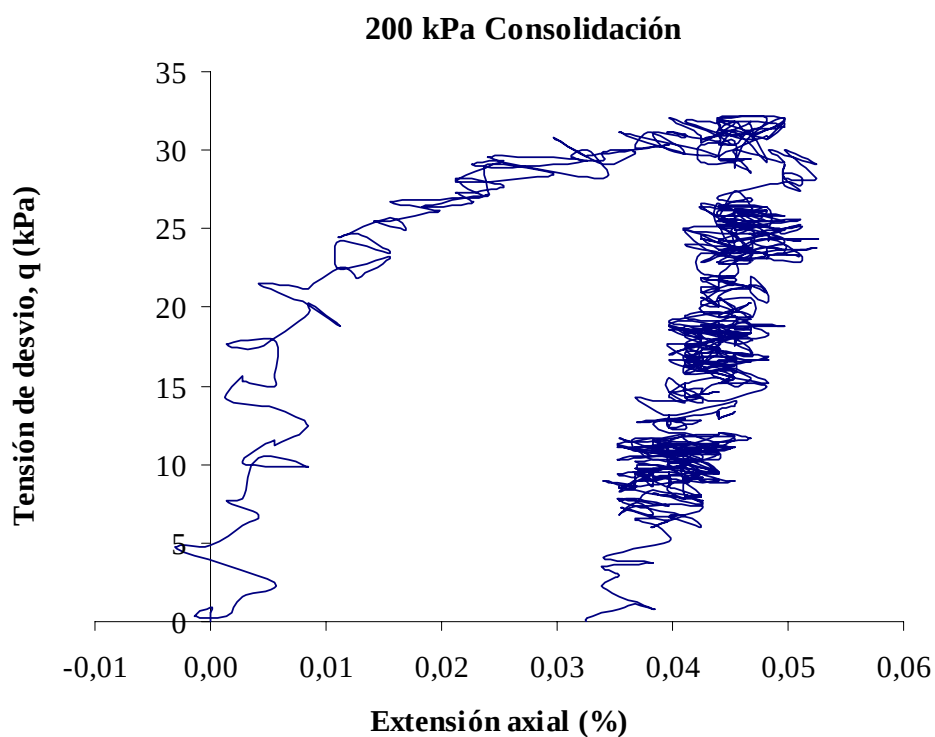


Figura A.15 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 9º Ensayo

Ensayo 10 (+2) w_{opm} *Figura A.16 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 10° Ensayo**Figura A.17 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 10° Ensayo*

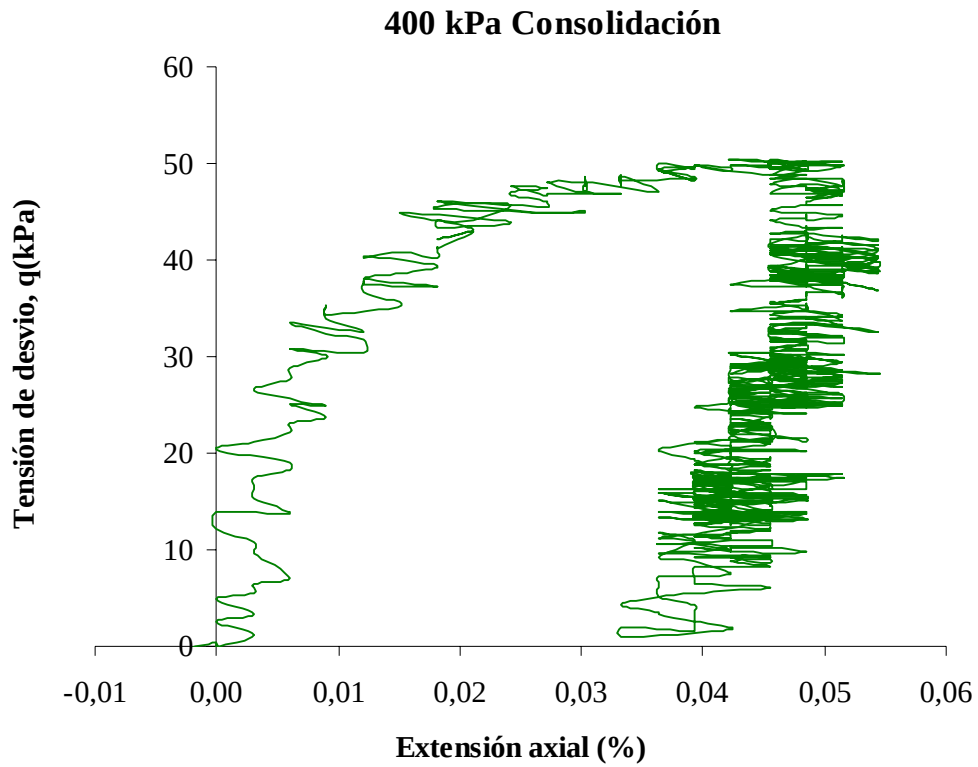


Figura A.18 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 10° Ensayo

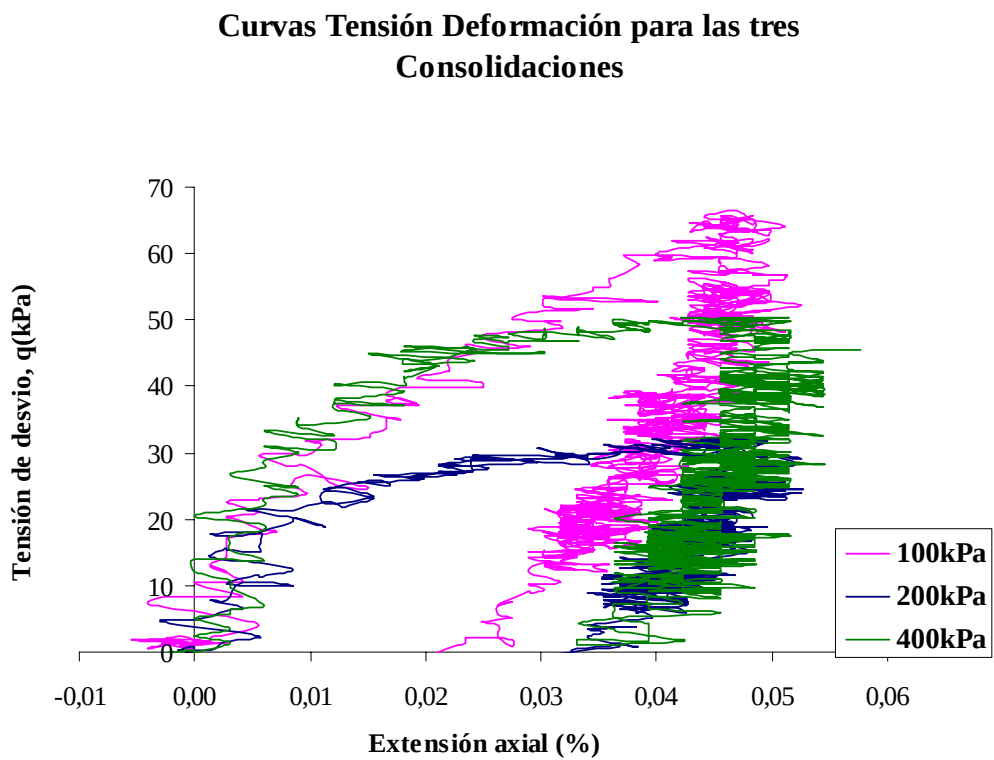


Figura A.19 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 10° Ensayo

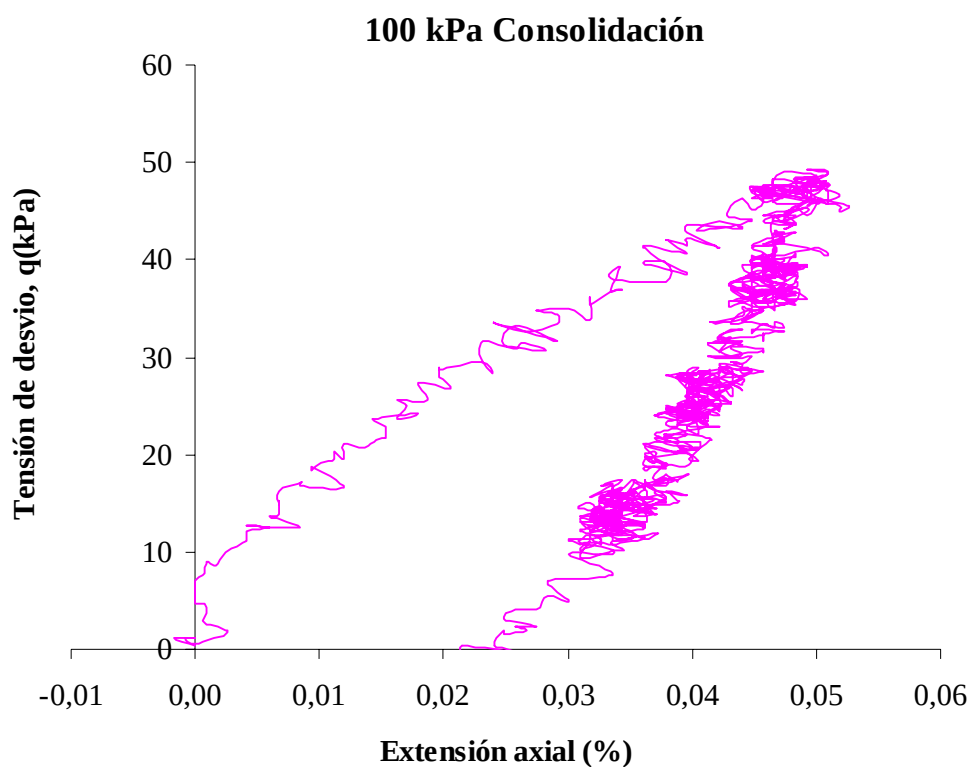
Ensayo 11 (+2) w_{opm} 

Figura A.20 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 11° Ensayo

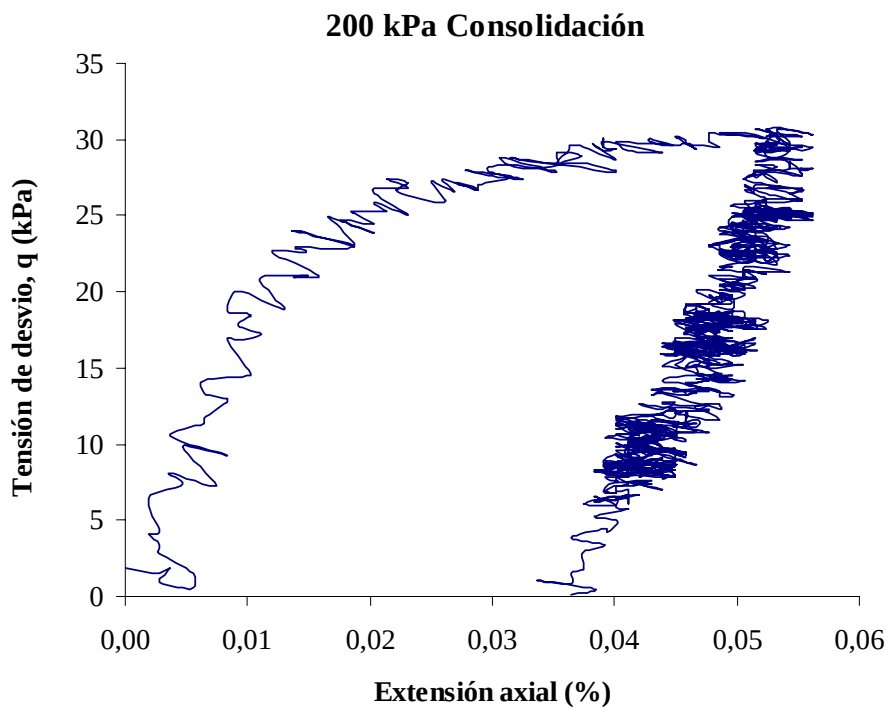


Figura A.21 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 11° Ensayo

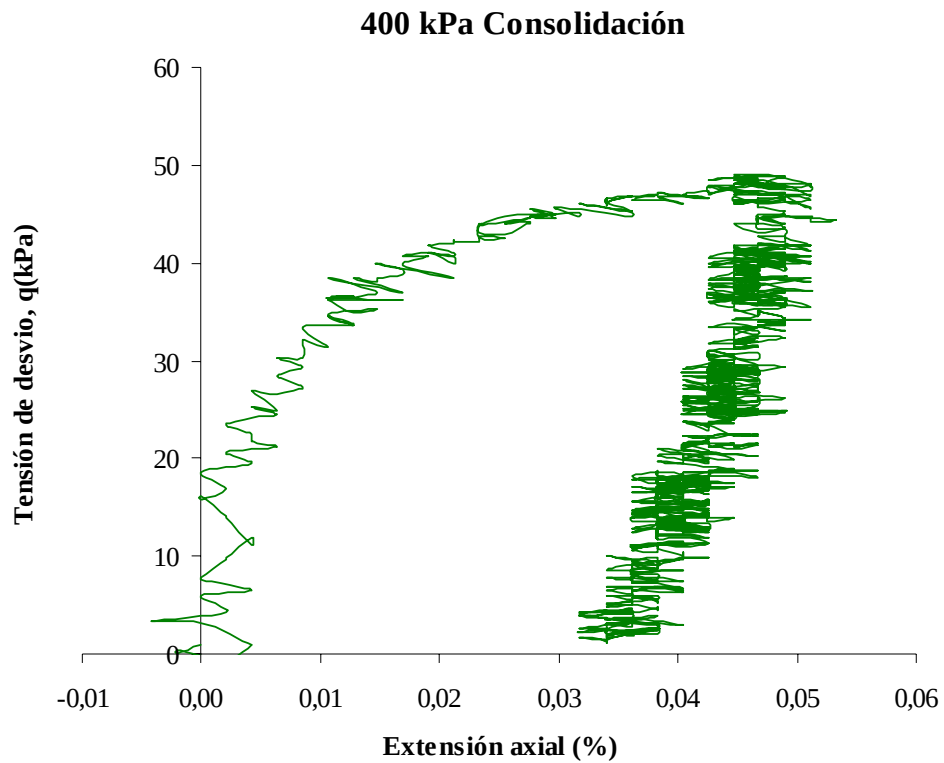


Figura A.22 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 11° Ensayo

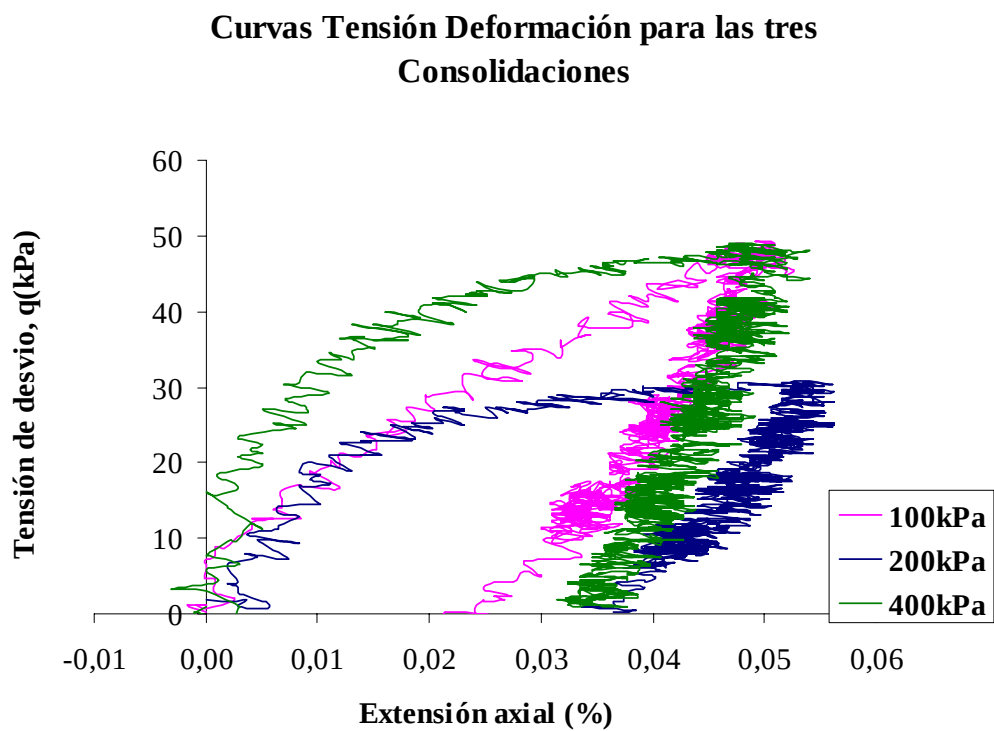


Figura A.23 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 11° Ensayo

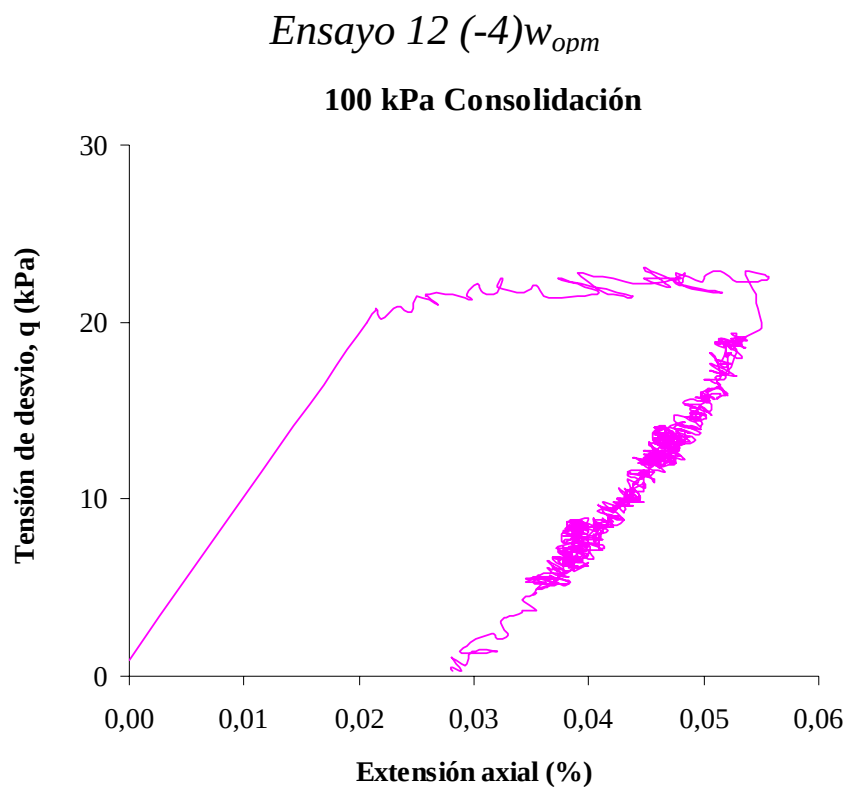


Figura A.24 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 12° Ensayo

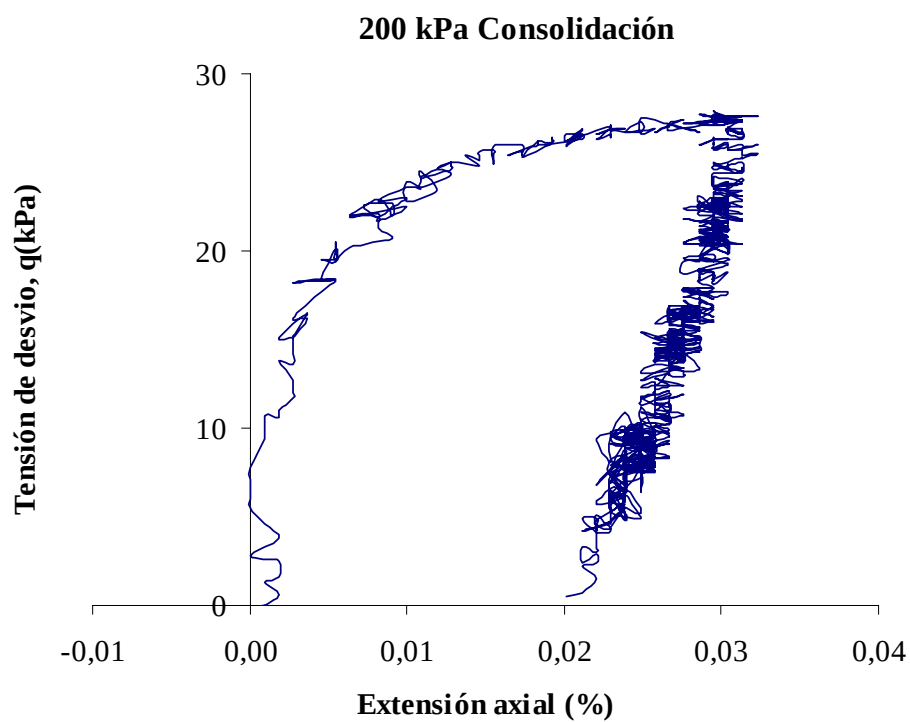


Figura A.25 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 12° Ensayo

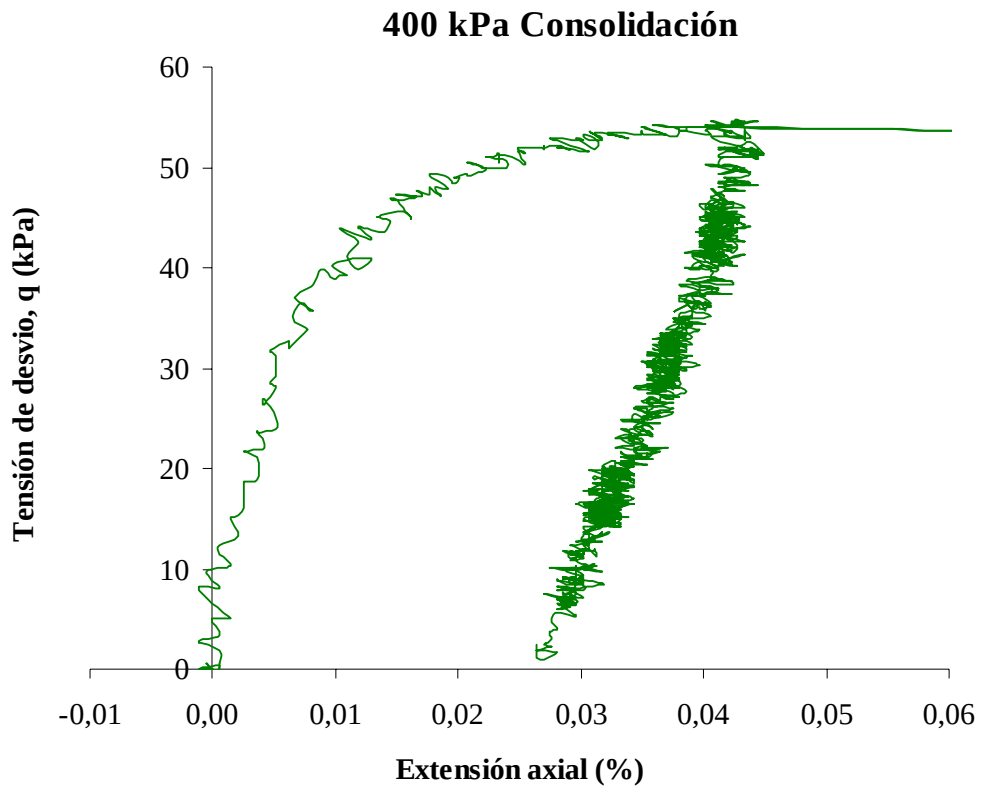


Figura A.26 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 12° Ensayo

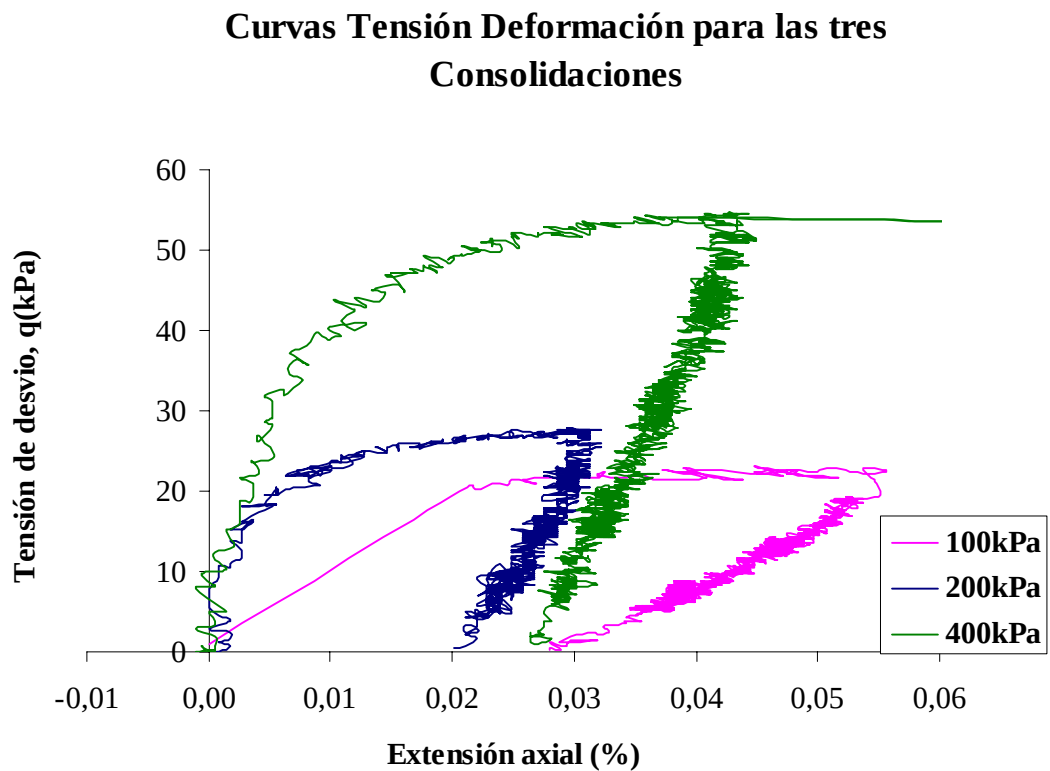


Figura A.27 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 12° Ensayo

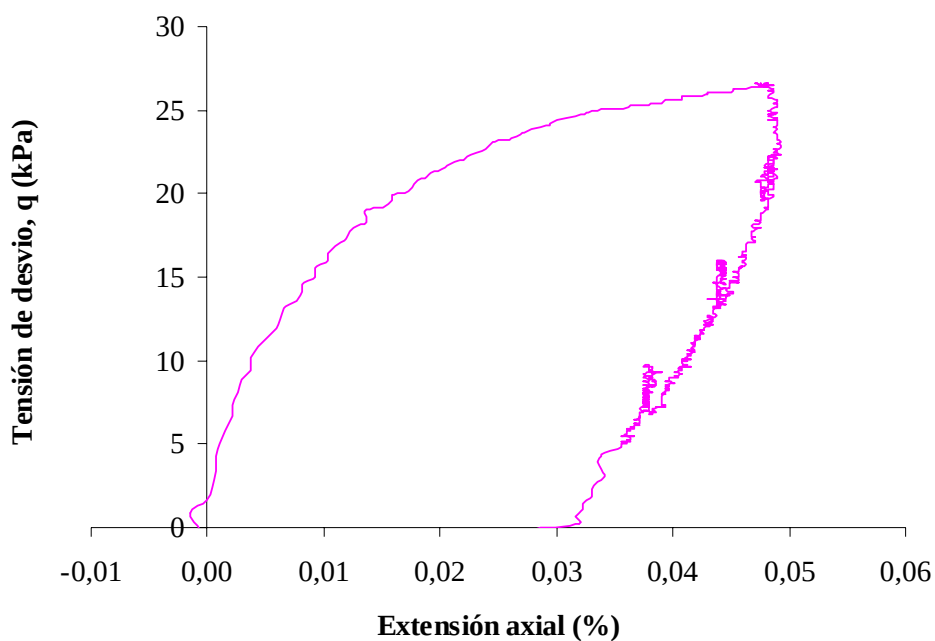
Ensayo 13(+1) w_{opm} **100 kPa de Consolidación**

Figura A.28 Curva Tensión deformación para 100kPa de consolidación del 13° Ensayo

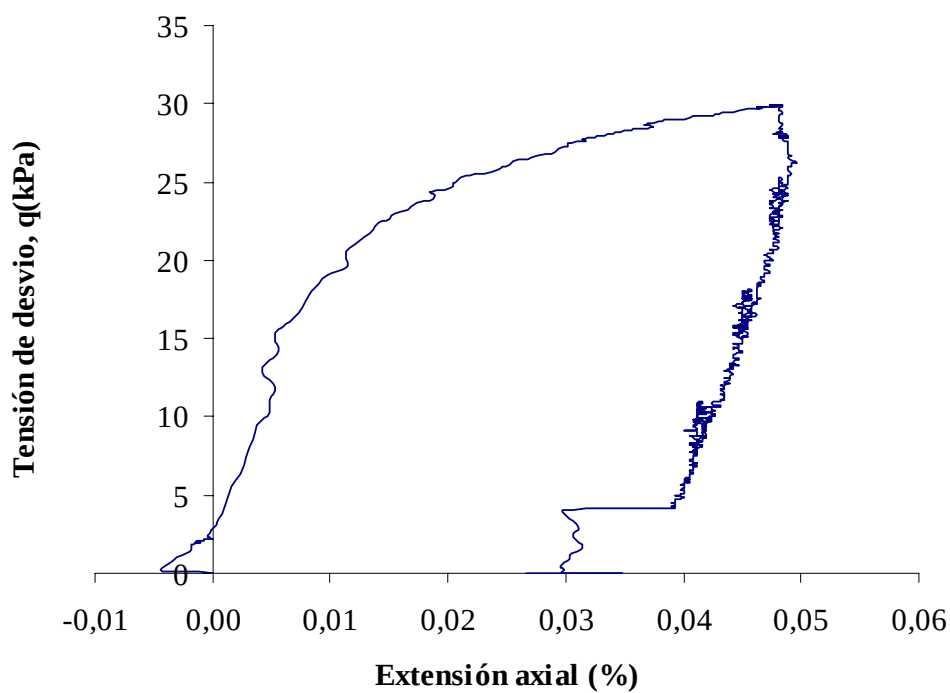
200 kPa Consolidación

Figura A.29 Curva Tensión deformación para 200kPa de consolidación del 13° Ensayo

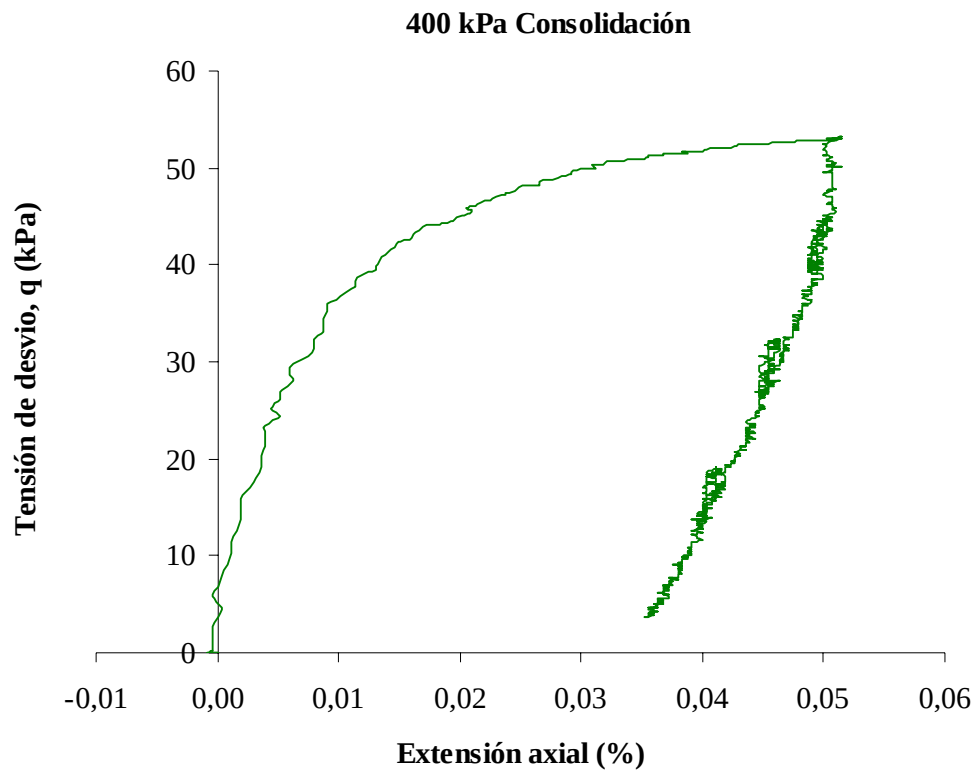


Figura A.30 Curva Tensión deformación para 400kPa de consolidación del 13° Ensayo

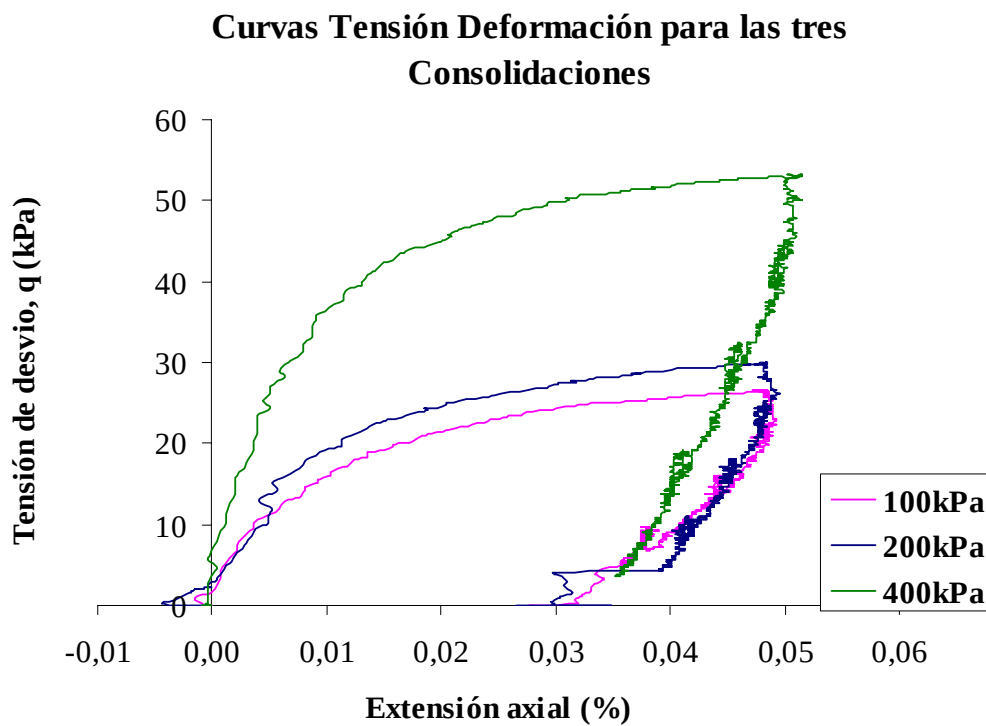


Figura A.31 Curva Tensión deformación para las tres consolidaciones del 13° Ensayo

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1998). **Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing-** Part I & Part II. American Association of State Highway and Transportation Officials, 19th edition.
- AFNOR NF P98-235-1, (1995). **Assises de Chaussées – Graves non Traitées – Composition - Classification.** Paris
- ASTM D 2487-93 (1997). Standard Classification of Soils for Engineering Purpose (Unified Soil Classification System), Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08.
- A. Flora, G.L Jiang, Y. Kohata, F. Tatsuoka, (1994). **Small Strain Behaviour of Gravel along Some Triaxial Stress Paths**, Proceedings of International Symposium on Prefailure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Hokkaido.
- Baldi G., Hight D.W., and Thomas G.E., (1988). **A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods. Advanced Triaxial Testing of Soils and Rocks**, ASTM STP 977. Robert T., Donaghe Ronald C., Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 219-263.
- Biarez J., Liu H., Gomes Correia A., Taïbi S., (1999). **Stress-Strain Characteristics of Soils Interesting the Serviceability of Geotechnical Structures.** Proceedings of Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol 2, Jamiolokowski, Lancellotta & Lo Presti (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 617-624.
- Bishop Alan W., M.A, D.J. Henkel, (1962). **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**, London.

- Bowles J., (1997). **Foundation Analysis and Design**, 5th Ed., McGraw-Hill, Civil Engineering Series, Singapore.
- Burland J. B., Burbidge M.C. (1985). **Settlement of Foundations on Sand and Gravel**. Proc. Institution of Civil Engineers, Part. 1, 78, London, pp. 1325-1381.
- Cardoso António, (1986). **Ensaaios Triaxiais dos Solos Residuais da Cidade do Porto**, Revista Geotecnia N° 47, SPG, Lisboa, pp. 103-124.
- Caspurro I., Silva Gomes A., (2000). **Princípios Rodoviários para a Observação de Obras Geotécnicas Rodoviárias**, Geotecnia em Vias de Comunicação. VII Congresso Nacional de Geotecnia.
- Cheng R. M., Yokel F. Y., Wechsler H. (1984). **Pore Pressure Buildup in Resonant Column Tests**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, N° 2, pp. 247-261.
- Claudio Foncea, Loreto Cifuentes, (2003). **Ensayo de la Relación de Soporte California (CBR)**, Universidad de Chile, Curso de geotecnia, <http://www.idiem.uchile.cl/geotecnia/ci44a>
- Croney D., Croney P., (1997). **Design and Performance of Road Pavements**, 3^a Ed, McGraw-Hill, USA, Part 3.
- Dano C. and Hicher P-Y., (2002). **Evolution of Elastic Shear Moduli in Granular Materials Along Isotropic and Deviatoric Stress Paths**, 15th Engineering Mechanics Division Conference, New York..
- Dano C., Hocine Hareb, Pierre-Yves eHicher, (2003). **Characterization of Loire River Sand in the Small Strain Domain Using New Bender-extender Elements**, 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, University of Washington, Seattle.
- Day Robert W, (2000). **Geotechnical Engineer's Portable Handbook**, McGraw-Hill, USA, Chapter 11, 19.

- Diego C. F. Lo Presti, Satoru Shibuya, Glenn J. Rix (2001). **Innovation in Soil Testing**, Proceedings of Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol 2, Jamiolkowski, Lancellotta & Lo Presti (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 1027-1076.
- Dong J., Kohata Y., Sato T., Tatsuoka F., Teachavorasinskun S., (1995). **Importance of Measuring Local Strain in Cyclic Triaxial Test on Granular Materials**, Dynamic Geotechnical, Vol II, ASTM ATP1213, Ronald J. Ebelhar, Vicent P. Drenevich and Bruce L. Kutter Ads., American Society of Testing and Materials, Philadelphia.
- ENV 1997-3, (1999). **Eurocode 7 Geotechnical Design Part 3**, Assisted by Fieldtesting, European Committee for Standardization.
- Especificação LNEC E 240, (1970). **Classificação para Fins Rodoviárias**, Laboratorio Nacional de Engenharia. Lisboa.
- F. Vinale, A.d'Onofrio, C. Mancuso e F. Santucci de Magistris; F Tatsuoka. (2001). **The Pre-failure behaviour of Soils as Construction Materials**. Proceedings of Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol 2, Jamiolkowski, Lancellotta & Lo Presti (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 955-1007.
- Fahey Martin, (1991). **Parametric Study of Sismic Velocity in Soil**, Institut Français du Pétrole, Division Exploitation en Mer.
- Feliksovna Bezerra M., (2002). **Transdutores de Deformações Locais (LDT). Estrutura e Funcionamento. Manual de Utilização**, Relatório de estagio, LabGeo, FEUP.
- Ferreira Cristiana, (2003). **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais.

Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre, FEUP, Porto.

Ferreira S. M. R., (2003) **Influência da Não Saturação e da Granulometria nas Características de edfroembilidade de un Agragado Garnítico**. Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre em Georecursos, IST, Lisboa.

Fortunato E., Caspurro I., Monterio B., (2000). **Caracterização de Materiais, Instrumentação e Observação de Aterros Rodovarios no Lanço Régua/Recondos do IP3**, Geotecnia em Vias de Comunicação. VII Congresso Nacional de Geotecnia.

Fortunato E., (2003). **Caracterização de Camadas de Agregados não Ligados em Subestructuras de Vias de Comunicação**. Seminário Sobre Agregados, Núcleo de Barragens e Obras de Aterro, LNEC.

Folque José, (1976). **Propriedades Mecânica de Solos – Algumas Reflexões sobre Ensaio em Laboratório e Ensaio *in situ***. Revista Geotecnia Nº 26, SPG, Lisboa, pp. 3-14.

Gomes Correia, A., (1980). **Ensaio para Controlo de Terraplenagens**, Ministério da Habitação e Obras Públicas, LNEC, Lisboa.

Gomes Correia, A., Biarez, J. (1999) **Stiffness Properties of Materials to Use in Pavement and Rail Track Design**, XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering- Infrastructure, The Netherlands. Vol 2, pp 1245-1250.

Gomes Correia, A., AnhDan, L.Q., Koseki, J y Tatsuoka F., (2001). **Small Strain Stiffness under Different Isotropic and Anisotropic Stress Conditions of Two Granular Granite Materials**. Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials, Tatsuoka, Shibuya & Kuwano (eds), pp 209-215.

- Gomes Correia, A., Marques F., (2002). **Comportamento de um Agregado Granítico no Domínio das Pequenas Deformações**, Proceedings: 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, Lisboa.
- Gomes Correia, A., (2004). **Características de Deformabilidade dos Solos que Interessam à Funcionalidade das Estruturas**, Revista Geotecnia Nº 100, SPG, Lisboa, pp. 495-506.
- Guedes de Melo F., H. Novais Ferreira, (1981), **Controle da Construção de Obras de Terra**, Seminário 249, LNEC, Lisboa.
- Greenig P.D., (2000). **Development in Seismic Laboratory Testing Using Piezo-ceramic Transducers**. Reserch project in laboratory proposal, University of Bristol.
- Greenig P.D., Nash D.F.T., (2002). **Frecuency Dominian Determination of G_0 Using Bender Elements**. ASTM journal of Geotechnical testing.
- Head K. H., (1986). Manual of Soil Laboratory Testing. Vol 3: **Effective Stress Test**. **Pentech Press**, London.
- Hardin, B. O. (1978) **The Nature of Stress-Strain Behaviour of Soils**, Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, ASCE, Pasadena, California, Vol 1, pp. 3-39.
- Hardin, B. O, Richard, F. E. Jr., (1963). **Elastic Wave velocities in Granular Soils**. Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE, Vol. 89, Nº 1, pp 33-65.
- Ishiara K., Tsuchiya H., Huang Y., Kamda K., (2001). **Recent Studies on Liquefaction Ressistenece of Sand- Effect of Saturation (Keynote Lecture)**. Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil dynamics, San Diego, California.
- JAE, (março/98). **Caderno de Encargos**, volume III, Capítulo 14, 15 y 16. M.

- Jamiolowski, R. Lancellotta & D. Lo Presti, (1999). **Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials**, Vol. 2, Second International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials-IS Torino 99, Department of Structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino, Italy.
- J. A. Santos & A. Gomes Correia; A. Modaressi & F. Lopez-Caballero; R. Carrilho Gomes, (2003). **Validation of and Elastoplastic Model to Predict Shear Modulus of Natural Soils by Experimental Results**, Deformation Characteristics of Geomaterials, Di Benedetto et al. (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Jean-Marie Fleureau, Emmanuel Dufour-Laridan, Gomes Correia, António, (2001). **Influence of Compaction and Loading Conditions on the Dynamic Properties of a Silty Sand**, Proceedings: Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W. D. Liam Finn, San Diego, California, March 26-31.
- Kuwano J., Katagiri M., Kita K., Nakano M., Kuwano R., (2001). **A Review of Japanese Standards for Laboratory Shear Test**, Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials, Tatsuo, Shibuya & Kuwano (eds), pp. 53-64.
- Lacasse S. and Berre T., (1988). **Triaxial Testing of Soils and Rocks**, ASTM STP 977, Robert T., Donaghe Ronald C., Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp 219-263.
- Lambe W., (1996). **Mecánica de suelos**, 2ª Ed, México, Capítulo 34.
- LCPC/SETRA., (Setembro 1992). **Réalisation des Remblais et des Couches de forme**, Fascicule I e II. Guide technique, editado por LCPC/SETRA. Paris.
- Lings M.L., and Greening P.D., (2001). **A Novel Bender/Extender Element for Soil Testing**, Geotechnique, 51 (8), pp. 713-717.

- Lo Presti D. C. F., (1995). **General Report: Measurement of Shear Deformation of Geomaterials in the Laboratory**, Pre-failure Deformation of Geomaterial, Shibuya, Mitachi et Miura (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 1067-1088.
- Luzia R., Picado-Santos L., (2000). **Comportamento de Materiais Xistosos na Fundação de Pavimentos Rodoviários**, Geotecnia em Vias de Comunicação. VII Congresso Nacional de Geotecnia.
- Matos Fernandes M., (1995) **Mecânica dos solos**, Vol. I y II, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- National Soviet Standard - GOST 20276-85 (1990). **“Soils Field Methods for Determining Deformation Characteristics”**. Tradução por A. Sousa Coutinho. IPC Informação Técnica, Geotecnia, ITG19. LNEC. Lisboa.
- Novais Ferreira H., Viana da Fonseca A., (1989). **Estudo de um Xisto de IP5. Ensaio de Compactação e CBR**. 3º Encontro Nacional de Geotecnia, SPG, Porto, Vol. 2, pp. 11-22.
- Novais Ferreira H., M. Mendonça Nunes, (1990). **Possibilidade de Controlar a Compactação de Aterros pelo Penetrómetro Dinâmico Ligeiro**, ICT, Informação Técnica Vias de Comunicação ITVC 5, LNEC, Lisboa.
- Oliveira Orlando, (2004). **Estudo Sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado Não Saturado**, Tesis presentada en la ‘Escola Politécnica da Universidade de São Paulo’ para la obtención del título de ‘Doutor em Engenharia’, San Paulo, Brasil.
- P.D. Greening, D.F.T. Nash, N. Benahmed, C. Ferreira, A. Viana da Fonseca, (). **Comparision of Shear Wave Velocity Measurements in Different materials Using Time and Frecuency Domain Techniques**,
- Palma Santos Passos Marques F. M., (2004). **Uma Contribuição para a Caracterização do Comportamento reversível de Misturas de Agregados**,

Dissertação apresentada na Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Georecursos, IST, Lisboa.

Paulo Pereira., Luís Picado Santos, (2002). **Pavimentos Rodoviaros**, Barbosa & Xavier, Lda; Braga.

Rico R., Del Castillo H., Sowers F., (1988). **Soils Mechanic in Highways Engineering**, Trans Tech Publications, Germany.

Schmertmann J. H., Hartman J.P., Brown P.R., (1978) **Improver Strain Influence Factor Diagrams**. Technical notes, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, N° GT8, pp. 1131-1135.

Seed H. B., Lee K. L., (1966). **Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92, N° 6, pp 105-134.

Soturo Shibuya, Fumio Tatsuoka Supot Teachavorasinkun, Xian Jing kong, Fumihiro Abe, You-Deong Kim, Choon-Sik Park, (1992). **Elastic Deformation Properties of Geomaterials**, Soils and Foundations, Vol. 32, N°. 3, pp 26-46

Sousa F., (2002). **Modelação de Ensaios de Carga Considerando a Variação da Rigidez dos Solos em Profundidade. Parametrização Recorrente de Ensaios Complementares in situ e em Laboratório**, Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre, FEUP, Porto.

Tatsuoka F., (1988). **Some Recent Developments in Triaxial Testing System for Cohesionless Soils**, Advanced Triaxial Testing of Soils and Rocks, ASTM STP 977. Robert T., Donaghe Ronald C., Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp 7-67.

Tatsuoka F., Shibuya S., (1992). **Deformation Characteristics of Soils and Rocks from Field and Laboratory Tests**, Report of the Institute of Industrial Science The University of Tokyo, Vol.37, N° 1, pp 1-136.

- Tatsuoka F., Y. Kohata, (1995). **Stiffness of Hard Solis and Soft Rocks in Engineering Applications**, re-failure Deformation of Geomaterial, Shibuya, Mitachi et Miura (eds), Balkema, Rotterdam, Vol 2, 947-1063.
- The Japanese Geotechnical Society, (1999). **Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear test**, English Version, pp. 3-7.
- Viana da Fonseca, A. (Maio 1988). **Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto**, Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.
- Viana da Fonseca A., (1996). **Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Criterios para Dimensionamento de Fundações Directas**, Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca A., Ferreira Cristiana, (2000). **Bender Elements como Técnicas Laboratoriais Excelentes para Avaliação de Parâmetros Geotécnicos Referenciais**, 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa, Vol. I, pp. 353-365.
- Viana da Fonseca A., Ferreira Cristiana. (2003), **Aplicação da Técnica de Bender Elements para Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais**, XII COBRAMSEG, São Paulo, Brasil, pp.187-199.
- Viana da Fonseca A., Moutinho Cláudia, Pinto, Armando, Pinto Luís, (Julho, 2003). **Relatório de Ensaios: Ensaios PLT e DPL, Estação de Recolha da Seara – Vila Nova de Gaia – STCP**, Laboratório de Geotecnia, FEUP, Porto.
- Viggiani G. and J.H. Atkinson, (1995). **Interpretation of bender element tests**, Geotechnique, 45 (1), pp. 149–154.
- Yang J., (2002). **Liquefaction Resistance of Sand in Relation to P-wave Velocity**, Géotechnique 52, N° 4, pp. 295-298.

Yamashita S., Suzuki T., (1999). **Young's and Shear Moduli Under Different Principal stress Directions of Sand**, Proceedings of Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol 1, Jamiolokowski, Lancellotta & Lo Presti (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 149-158.

Yoshimi Y., Goto, S., (1996). **Liquefaction Resistance of Silty Sand Based on In Situ Frozen Samples**, Géotechnique 46, N° 4, pp. 153-156.