

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES
Y PUERTOS**



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

	MÁSTER EN INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL	
TIPO	TRABAJO FIN DE MÁSTER	
TÍTULO	ESTUDIO DE ZAHORRAS Y GEOTEXTILES PARA FIRMES PERMEABLES	
AUTOR	Carmen García Casuso	
DIRECTORES Jorge Rodríguez Hernández Ángel Vega Zamanillo		FECHA 27 de Julio de 2015

RESUMEN

El presente trabajo fin de Máster busca estudiar los materiales que conforman las capas de base y sub-base de los pavimentos drenantes usados en el proyecto de investigación “Rehabilitación Hidrológica de Infraestructuras Viales Urbanas (RHIVU)” desarrollado por el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) de la Universidad de Cantabria y financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad a través del Subprograma de proyectos de investigación fundamental no orientada con referencia de proyecto BIA2012-32463. El proyecto se ha financiado con cargo a los Presupuestos Generales del Estado (PGE) y al Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER).

El objetivo fundamental del proyecto es doble, ya que se estudian dos tipos de materiales distintos. Por un lado, realizar la caracterización mecánica de las zahorras permeables que se utilizan en firmes drenantes para su empleo en el diseño de firmes usando la norma española (6.1 IC). Por otro, diseñar una metodología de ensayo que permita cuantificar el deterioro hidráulico de los geotextiles por su puesta en obra.

El comportamiento de los materiales granulares sin tratar está influenciado por multitud de variables, de entre las que se destacan el esfuerzo aplicado, el contenido de agua, la densidad y el tamaño y forma de las partículas. Para la utilización de un nuevo material granular en el diseño de firmes es necesario conocer dos parámetros básicos: el módulo resiliente y la ley de fatiga. En el caso de las zahorras drenantes (ZAD) no está claro que puedan utilizarse los parámetros para zahorras artificiales convencionales. Tras una revisión del estado del arte, fundamentalmente para zahorras artificiales tradicionales, se ha comprobado que la forma usual de obtención de dichos parámetros es la realización de ensayos triaxiales dinámicos.

Las normas y recomendaciones de uso de geotextiles consultadas son poco concluyentes e incluso contradictorias sobre el empleo de geotextiles en el interior de los firmes permeables. Algunos autores mantienen que la misma puesta en obra de un geotextil modifica sus cualidades, si bien la mayoría de los autores que han estudiado este fenómeno se han centrado en su comportamiento mecánico. Por otro lado, sólo existe ensayo normativo para el deterioro mecánico, por lo que se ha creído interesante el diseño de un ensayo de deterioro hidráulico.

Como paso preliminar a la realización de los ensayos triaxiales dinámicos se ha validado la metodología de preparación de probetas para ensayo triaxial diseñada por el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria para el material estudiado, mediante la realización de ensayos triaxiales estáticos.

Para cuantificar el deterioro hidráulico de los geotextiles por su puesta en obra se ha diseñado un nuevo ensayo compuesto fundamentalmente de dos fases: deterioro mecánico del geotextil y lavado de geotextil. Mediante la utilización de este ensayo se obtiene la pérdida de permeabilidad de un geotextil por su puesta en obra, lo que se conoce como “condición de nuevo”. Para validar la metodología diseñada se ha llevado a cabo una campaña de ensayos sobre dos geotextiles diferentes.

Además de los ensayos triaxiales estáticos, se han analizado los datos obtenidos en la fase de deterioro mecánico del geotextil para obtener tendencias sobre el comportamiento del material granular utilizado en dicha fase, que se corresponde con las zahorras estudiadas mediante los ensayos triaxiales estáticos.

La realización satisfactoria de los ensayos triaxiales estáticos ha servido para validar el método de preparación de probetas triaxiales del material estudiado, lo que permite la futura realización de los ensayos triaxiales dinámicos necesarios para la caracterización buscada.

Por otro lado, se ha diseñado y validado un nuevo ensayo para la obtención de la “condición de nuevo” desde el punto de vista hidráulico por la puesta en obra de un geotextil. Tras la campaña de ensayos realizada sobre sobre dos geotextiles diferentes, se concluye que la disminución de permeabilidad en ambos es significativa, por lo que el factor de reducción propuesto tiene sentido. Es necesario realizar una campaña de ensayos más extensa y realizar un análisis granulométrico de los finos retenidos para estudiar la influencia de la relación tamaño de finos-abertura de poro del geotextil en la pérdida de permeabilidad del geotextil.

ABSTRACT

The aim of this M.S. Thesis entitled “Study of aggregates and geotextiles for permeable pavements” is to study the materials that usually make up the base and sub-base layers of the pervious pavements used in the research project “Rehabilitación Hidrológica de Infraestructuras Viales Urbanas (RHIVU)” carried out in the Construction Technologies Research Group (GITECO) of the University of Cantabria and funded by the Ministry of Economy and Competitiveness in the framework of the sub-programme of non-oriented fundamental research projects with reference number BIA2012-32463. The project is funded under the General Budget of Spain (PGE) and the European Regional Development Fund (ERDF).

The project studies two different materials, due to that it has two main objectives. On the one hand, one of the objectives is to carry out a mechanical characterization of the pervious unbound granular materials used in pervious pavements for its usage in road pavement design under the Spanish standard (6.1 IC). On the other hand, devise a test methodology to quantify the hydraulic damage of geotextiles due to their installation.

The behavior of unbound granular materials is determined by a variety of variables, among them the most important are applied stress, water content, density, particle size, and shape of the particles. To use a new material in road design it is necessary to know its resilient modulus and fatigue law. It is not clear whether the models and parameters devised for traditional unbound granular materials are suitable for its usage in pervious ones. After a revision of the literature, fundamentally related to traditional materials, it seems to be an agreement in cyclic triaxial being the more used test to obtain the needed parameters.

The codes and usage recommendations of geotextiles consulted are not conclusive and even conflicting about the usage of geotextiles inside permeable pavements. Some authors suggest that the mere installation of a geotextile modifies its properties, but most studies are focused in mechanical damage. Furthermore, there is only a standardized procedure for mechanical damage, and hence a new procedure to obtain hydraulic damage has been considered interesting.

As a preliminary stage of the cyclic triaxial test campaign, a method to prepare triaxial probes devised by the Geotechnical Group of the University of Cantabria has

been tested to work with the studied material. In order to test the procedure several static triaxial tests have been performed.

A new test to quantify the hydraulic damage in geotextiles due to the installation has been devised. The method can be divided in two main parts: mechanical damage of the geotextile and washing of the geotextile. The loss of permeability of a geotextile due to its installation, also known as “new condition”, is obtained using this procedure. A test campaign has been carried out over two different geotextiles to validate the test procedure.

In addition to the static triaxial tests, the data obtained in the mechanical damage of the geotextiles have been analyzed to obtain behavior tendencies of the used material, which, in this case, is the same unbound granular material studied using triaxial testing.

All static triaxial tests have been successfully completed, showing that the probe preparation method has worked correctly, and hence it can be used in cyclic triaxial testing.

A new test to obtain the “new condition” due to installation from a hydraulic point of view has been devised and validated. After a test campaign carried out over two different geotextiles, it can be said that the loss of permeability in both of them is noticeable, and hence the use of the proposed reducing factor is advisable. It is necessary to undertake a more extensive test campaign and to perform particle size analysis of the material retained in the geotextiles to study the influence of the relationship between particle size and opening size of the geotextile on the loss of permeability.

ÍNDICE

1. MEMORIA SOBRE LA ENSEÑANZA Y EL APRENDIZAJE	1
1.1. TRABAJO INDIVIDUALMENTE DIRIGIDO.....	3
1.2. MEDIOS DE INVESTIGACIÓN	3
1.3. EQUIPOS NECESARIOS	4
1.4. HERRAMIENTAS ANALÍTICAS	6
1.5. PRESENTACIONES DE RESULTADOS PARCIALES CON DISCUSIÓN POR PARTE DE LOS PROFESORES TUTORES.....	6
1.6. COMUNICACIÓN TUTORES-ESTUDIANTE	6
1.7. REUNIONES DE SEGUIMIENTO.....	6
1.8. CONSULTAS DIRIGIDAS AL ANÁLISIS DE BIBLIOGRAFÍA CIENTÍFICA. ANÁLISIS CRÍTICO DE PROYECTOS.	7
1.9. EXPOSICIÓN DE TRABAJOS	7
1.10. TRABAJOS SIMILARES	7
1.11. CONFERENCIAS Y CONGRESOS.	7
1.12. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO.....	7
2. INTRODUCCIÓN. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS.....	9
2.1. ANTECEDENTES.....	11
2.2. OBJETIVOS E HIPÓTESIS.....	15
3. ESTUDIO DEL ESTADO DEL ARTE	17
3.1. ESFUERZOS QUE ACTÚAN SOBRE EL FIRME DE FORMA GENERAL.....	19
3.2. INTRODUCCIÓN A LAS CAPAS GRANULARES PERMEABLES	20
3.2.1. FIRMES FLEXIBLES Y FIRMES PERMEABLES.....	20
3.2.2. CAPAS GRANULARES EN LA NORMATIVA ESPAÑOLA.....	20
3.3. ANTECEDENTES: COMPORTAMIENTO DE LAS CAPAS GRANULARES COMO BASES Y SUB- BASES DE CARRETERAS	21
3.3.1. COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO.....	21
3.3.2. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO O RECUPERABLE	23
3.3.2.1. Influencia del esfuerzo.....	23
3.3.2.2. Influencia del contenido de agua	23
3.3.2.3. Influencia de la densidad	24
3.3.2.4. Influencia de la forma y tamaño de las partículas, la cantidad de finos y la granulometría.....	24
3.3.3. COMPORTAMIENTO PLÁSTICO O PERMANENTE	25
3.3.3.1. Influencia del esfuerzo	26

3.3.3.2.	Influencia del contenido de agua	28
3.3.3.3.	Influencia de la densidad	29
3.3.3.4.	Influencia de la forma y tamaño de las partículas, la cantidad de finos y la granulometría.....	30
3.4.	PRINCIPALES INCONVENIENTES EN EL ANÁLISIS DE LAS CAPAS GRANULARES	31
3.4.1.	<i>NATURALEZA DISCONTINUA, TRIFASICA Y HETEROGÉNEA DEL MEDIO.....</i>	31
3.4.2.	<i>DIFICULTAD DE REPRODUCCIÓN DEL ESTADO TENSIONAL</i>	31
3.5.	GEOTEXTILES COMO ELEMENTO INTEGRANTE DE LAS CAPAS GRANULARES PERMEABLES.....	32
4.	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	35
4.1.	PLAN ESTRATÉGICO DE LA INVESTIGACIÓN	37
4.2.	MATERIALES EMPLEADOS.....	37
4.3.	ENSAYOS REALIZADOS SOBRE ZAHORRA DRENANTE	39
4.3.1.	<i>Metodología de preparación de muestras para ensayo triaxial.....</i>	40
4.3.2.	<i>Triaxial estático</i>	42
4.3.3.	<i>Triaxial dinámico</i>	45
4.4.	ENSAYOS REALIZADOS SOBRE GEOTEXTILES PARA PAVIMENTOS DRENANTES.....	46
4.4.1.	<i>Consideraciones iniciales.....</i>	46
4.4.2.	<i>Simulación del daño mecánico por el proceso de puesta en obra.....</i>	47
4.4.3.	<i>Análisis comparativo del comportamiento a carga cíclica de los distintos materiales</i>	49
4.4.4.	<i>Ajuste del ensayo.....</i>	49
4.4.5.	<i>Simulación del efecto de lavado.....</i>	52
4.4.6.	<i>Obtención de la permeabilidad final del geotextil.....</i>	53
4.4.7.	<i>Campaña de ensayos DHPO.....</i>	55
5.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	57
5.1.	ENSAYOS REALIZADOS SOBRE ZAHORRAS DRENANTES	59
5.1.1.	<i>PREPARACIÓN DE MUESTRAS POR CONGELACIÓN.....</i>	59
5.1.2.	<i>TRIAXIAL ESTÁTICO.....</i>	60
5.1.2.1.	<i>Parámetros resistentes.....</i>	60
5.1.2.2.	<i>Parámetros deformacionales.....</i>	63
5.1.3.	<i>APROXIMACIÓN A LA CARACTERIZACIÓN DINÁMICA.....</i>	68
5.2.	ENSAYOS REALIZADOS SOBRE GEOTEXTILES PARA PAVIMENTOS DRENANTES.....	73
5.2.1.	<i>ENSAYO DHPO</i>	73
5.2.2.	<i>CAMPAÑA DE ENSAYOS DHPO.....</i>	76
6.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	83
6.1.	CONCLUSIONES DE LAS METODOLOGÍAS EMPLEADAS.....	85
6.2.	CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS	85

6.3.	FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN	87
6.3.1.	<i>CARACTERIZACIÓN DE ZAHORRAS DRENANTES</i>	<i>87</i>
6.3.2.	<i>CARACTERIZACIÓN DE GEOTEXTILES PARA SU APLICACIÓN EN PAVIMENTOS</i> <i>DRENTES.....</i>	<i>88</i>
7.	REFERENCIAS	89
ANEXO I. SEMINARIOS DE INVESTIGACIÓN		
ANEXO II. INFORME ENSAYOS TRIAXIALES		
ANEXO III. INFORMES ENSAYOS		
ANEXO IV. CÓDIGO MATLAB		

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.- POSICIONES DE COLOCACIÓN DEL GEOTEXTIL.	14
FIGURA 2.- INFLUENCIA DEL ESFUERZO VERTICAL SOBRE LA ACUMULACIÓN DE LA DEFORMACIÓN VERTICAL PERMANENTE (KOLISOJA ET AL., 2002)	25
FIGURA 3.- ESQUEMA DE ESFUERZOS EN UN ELEMENTO DEL PAVIMENTO BAJO UNA CARGA EN MOVIMIENTO (GARNICA ET AL., 2001)	32
FIGURA 4.- HUSO GRANULOMÉTRICO ZAD20 RECOGIDO POR EL PG-3, QUE CORRESPONDE A LAS GRANULOMETRÍAS EMPLEADAS EN EL ENSAYO MODIFICADO DE DAÑO MECÁNICO BASADO EN EL ENSAYO ISO 10722.	38
FIGURA 5.- GEOTEXTILES EMPLEADOS EN EL ANÁLISIS. GEOTEXTIL A (GRIS) Y GEOTEXTIL B (NEGRO)39	
FIGURA 6.- PROBETA PARA ENSAYO TRIAXIAL TRAS 1 DÍA DE CONGELACIÓN.....	41
FIGURA 7.- PANEL DE PRESIÓN Y CÉLULA TRIAXIAL DURANTE EL PROCESO DE SATURACIÓN- CONSOLIDACIÓN	42
FIGURA 8.- FASE DE ROTURA DE UN ENSAYO TRIAXIAL.	44
FIGURA 9.- PROBETA EN SITUACIÓN DE ROTURA.....	44
FIGURA 10.- MOLDE VISTO EN SECCIÓN. ESQUEMA SEGÚN LA NORMA ISO 10722.....	47
FIGURA 11.- MONTAJE INICIAL DEL ENSAYO ISO 10722.....	48
FIGURA 12.- EVOLUCIÓN DEL ASIENTO PLÁSTICO CON EL NÚMERO DE CICLOS.	51
FIGURA 13.- EVOLUCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL NÚMERO DE CICLOS.....	51
FIGURA 14.- IMAGEN TOMADA DURANTE UNA SIMULACIÓN DEL EFECTO DE LAVADO.....	53
FIGURA 15.- ESQUEMA DE ENSAYO SEGÚN LA NORMA ISO 11058.	54
FIGURA 16.- IMAGEN TOMADA DURANTE LA REALIZACIÓN DEL ENSAYO EN EL LABORATORIO DE GEOSINTÉTICOS DE LA UNIVERSIDAD DE CANTABRIA.....	54
FIGURA 17.- ESQUEMA DE LA CAMPAÑA DE ENSAYOS REALIZADA.....	55
FIGURA 18.- GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL DESPUÉS DEL ENSAYO	60
FIGURA 19.- AJUSTE DE LA LÍNEA DE ROTURA CONSIDERANDO COHESIÓN.....	61
FIGURA 20.- AJUSTE DE LA LÍNEA DE ROTURA CONSIDERANDO COHESIÓN NULA	62
FIGURA 21.- CURVAS TENSIÓN DESVIADORA-DEFORMACIÓN VERTICAL	63
FIGURA 22.- CURVAS CAMBIO DE VOLUMEN-DEFORMACIÓN.....	64
FIGURA 23.- CURVA DESVIADOR – DEFORMACIÓN VERTICAL TEÓRICA SEGÚN MOHR-COULOMB	65
FIGURA 24.- CURVA DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA – DEFORMACIÓN VERTICAL TEÓRICA SEGÚN MOHR- COULOMB	66
FIGURA 25.- CURVAS DEFORMACIÓN VOLUMÉTRICA – DEFORMACIÓN VERTICAL	67
FIGURA 26.- EVOLUCIÓN DEL ASIENTO PERMANENTE CON LA APLICACIÓN DE CICLOS.....	69
FIGURA 27.- EVOLUCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON LA APLICACIÓN DE CICLOS.....	69
FIGURA 28.- EVOLUCIÓN DEL ASIENTO PERMANENTE EN LA PARA LA GRANULOMETRÍA SUPERIOR CON LA APLICACIÓN DE CICLOS.	71

FIGURA 29.- EVOLUCIÓN DEL ASIENTO PERMANENTE EN LA PARA LA GRANULOMETRÍA INFERIOR CON LA APLICACIÓN DE CICLOS..... 71

FIGURA 30.- EVOLUCIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO EN LA PARA LA GRANULOMETRÍA SUPERIOR CON LA APLICACIÓN DE CICLOS..... 72

FIGURA 31.- EVOLUCIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO EN LA PARA LA GRANULOMETRÍA INFERIOR CON LA APLICACIÓN DE CICLOS..... 72

FIGURA 32.- APARIENCIA DEL GEOTEXTIL TRAS UNA SIMULACIÓN DE DAÑO MECÁNICO. 73

FIGURA 33.- APARIENCIA DEL GEOTEXTIL TRAS LA SIMULACIÓN DEL DAÑO HIDRÁULICO 74

FIGURA 34.- DETALLE DEL DAÑO PRODUCIDO POR LA FILTRACIÓN 74

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.- TABLA DE ZAHORRAS ARTIFICIALES PG-3 (TABLA 510.3.1).....	21
TABLA 2.- DISTINTAS RECOMENDACIONES SOBRE LA COLOCACIÓN DE GEOTEXTILES (MULLANEY Y LUCKE, 2013).....	33
TABLA 3.- GRANULOMETRÍAS EMPLEADAS, CORRESPONDIENTES CON LOS LÍMITES DEL HUSO DE ZAHORRAS DRENANTES (ZAD 20) RECOGIDOS EN EL PG-3.....	38
TABLA 4.- CARACTERÍSTICAS DE LOS GEOTEXTILES EMPLEADOS EN EL ESTUDIO.	39
TABLA 5.- CICLOS DE ENSAYO SEGÚN EL MATERIAL EMPLEADO.....	52
TABLA 6.- ESTADO TENSIONAL EN ROTURA.....	61
TABLA 7.- PARÁMETROS RESISTENTES.....	62
TABLA 8.- PARÁMETROS DEFORMACIONALES.....	67
TABLA 9.- RESULTADOS DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD DEL GEOTEXTIL TIPO A.	76
TABLA 10.- RESULTADOS DEL ENSAYO DE PERMEABILIDAD DEL GEOTEXTIL TIPO B.	78
TABLA 11.- RESUMEN DE LOS PARÁMETROS OBTENIDOS EN EL ENSAYO TRIAXIAL	85



MEMORIA SOBRE LA ENSEÑANZA Y EL APRENDIZAJE

En el presente capítulo se detalla el proceso de aprendizaje llevado a cabo durante el Máster en Investigación en Ingeniería Civil y particularmente en el periodo de desarrollo del presente trabajo. Siguiendo las indicaciones de la normativa para la evaluación del trabajo fin de Máster este capítulo se articula en torno a 11 actividades con las que se describe el proceso de adquisición de las competencias asociadas con el máster.

1.1. TRABAJO INDIVIDUALMENTE DIRIGIDO

El trabajo se ha desarrollado bajo la dirección de los profesores Jorge Rodríguez Hernández y Ángel Vega Zamanillo, ambos Profesores Contratados Doctores, pertenecientes al Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) y al Grupo de Caminos de Santander (GCS) respectivamente. Ambos grupos forman parte del Departamento de Transportes y Tecnología de Proyectos y Procesos de la Universidad de Cantabria, en el que se ha desarrollado la labor investigadora del estudiante.

1.2. MEDIOS DE INVESTIGACIÓN

Durante el desarrollo de este trabajo se han empleado los medios de investigación

- Bibliografía de la Biblioteca de la Universidad de Cantabria.
- Bases de datos científicas como por ejemplo: Scopus, Web of Sciece (anterior Web of Knowledge), Google académico y tesis en red.
- Información y consejo de distintos integrantes de los Grupos de Construcción, Caminos y Geotecnia.
- Internet como herramienta para la búsqueda de información,
- La suite ofimática Office para realizar un análisis básico de los datos obtenidos en los ensayos desarrollados.
- Software Matlab para el análisis final de los datos obtenidos en los ensayos.
- Software Geolab del Grupo de Geotécnia de la Universidad de Cantabria para la toma de datos y posterior procesado de los ensayos triaxiales.
- Software Zwick para la toma de datos en los ensayos realizados en sus equipos.
- Software Navigator para la conversión entre los distintos tipos de archivos de salida de datos de las diferentes máquinas.

1.3. EQUIPOS NECESARIOS

Los equipos necesarios para la realización de este trabajo han sido:

- Instalaciones y equipos del Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO), así como el laboratorio de geosintéticos (LAGUC) de la Universidad de Cantabria.
 - Prensa servohidráulica dinámica Zwick HA100, con una capacidad de carga de hasta 100 kN. Equipada con los sensores necesarios para realizar la medición tanto de la carga aplicada (célula de carga) como del desplazamiento del vástago (sensor LVDT). Esta máquina ha sido utilizada para la aplicación de carga dinámica cuando esta ha sido necesaria, tanto en las simulaciones de daño como en los triaxiales dinámicos.
 - Máquina para ensayo de permeabilidad al agua perpendicular al plano sin carga fabricada por Equipos Nucleares S.A. (ENSA) para cumplir con las especificaciones requeridas por la norma ISO 11058.
 - Molde fabricado a medida en metacrilato transparente para realizar las simulaciones de lavado.
 - Geocelda como elemento drenante.
- Instalaciones y equipos del Laboratorio de Caminos de la Universidad de Cantabria.
 - Equipos de tamizado para la preparación de la muestra. Tanto manuales como automáticos y con las dimensiones necesarias en cada caso.
 - Máquina para ensayo de Los Ángeles según norma UNE-EN 1097-2:2010.
 - Máquina para ensayo Proctor según norma UNE-EN 103-501-94.
 - Diverso material auxiliar como estufas de secado y básculas.
- Instalaciones y equipos del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad de Cantabria.
 - Equipo mantenedor de presión para ensayos triaxiales de la marca Wykeham Farrance (grupo Controls) formado por un panel de control de 6 vías y un intercambiador aire-agua (tipo bladder) en cada vía, con una presión máxima de trabajo de 1000 kPa. Este equipo es necesario para la realización de ensayos

triaxiales, tanto estáticos como dinámicos. El panel de control está dotado de un manómetro digital de precisión que permite controlar en cada momento la presión del agua suministrada por cada una de las vías.

- Sistema de agua desaireada de la marca Wykeham Farrance (grupo Controls) para abastecer al equipo mantenedor. El equipo está formado por un depósito y una bomba de vacío para eliminar el aire disuelto en el agua.
- Célula triaxial de la marca Wykeham Farrance (grupo Controls) modelo 28-WF0416/A para probetas con un diámetro máximo de 100mm. La presión máxima del fluido de confinamiento soportada por la célula es de 1700 kPa y el desviador máximo es 45 kN.
- Sensores tipo LVDT para la medida de la deformación axial durante el ensayo de diversas marcas y con la distancia máxima medible adecuada a cada ensayo.
- Células de carga para la medida del desviador aplicado durante el ensayo basadas en galgas extensométricas. Igual que en el caso anterior se han usado células de distintas marcas y capacidades según las necesidades de cada ensayo.
- Sensor automático de cambio de volumen de la marca Controls con una capacidad máxima de medida de 100 cm³. La medida del cambio de volumen se hace de forma indirecta midiendo, en realidad, el desplazamiento de un vástago, por lo que el elemento sensor en este aparato es un LVDT.
- Acondicionador de señal de cinco canales diseñado para trabajar con los sensores expuestos con anterioridad. El acondicionador de señal es el elemento encargado de alimentar los sensores y de tratar la señal de retorno antes de ser llevada al elemento lector.
- Ordenador personal con tarjeta de adquisición NI PCI-6220 de la marca National Instruments y el software de adquisición de datos geolab (desarrollado por el Grupo de Geotecnia de la UC). La tarjeta de adquisición dispone de ocho canales de entradas analógicas de 16 bits y una frecuencia máxima de muestreo de 250 kS/s. El software está configurado para realizar la adquisición de forma óptima, tanto desde el punto de vista de la precisión de

la medida por parte de la tarjeta como desde el punto de vista de las necesidades de cada uno de los ensayos geotécnicos que se realizan en el laboratorio (Lapeña, 2012).

- Diverso material auxiliar para la preparación de las probetas, entre los que se incluyen moldes, básculas, congelador, tamizadoras, útiles de compactación, membranas para ensayos triaxiales, herramientas de membrana, O-rings y útiles para su colocación.

1.4. HERRAMIENTAS ANALÍTICAS

- Para el análisis de los datos obtenidos de los ensayos se han utilizado dos programas diferentes, según la complejidad del análisis y de la disponibilidad o no de plantillas. Para el análisis de los ensayos normativos se han utilizado las diferentes plantillas de Excel disponibles en los laboratorios, si bien esta herramienta también ha sido utilizada para realizar los análisis de datos sencillos. Para realizar análisis de datos más complejos o de los que no se disponía de plantillas en los laboratorios se ha utilizado el software Matlab.

1.5. PRESENTACIONES DE RESULTADOS PARCIALES CON DISCUSIÓN POR PARTE DE LOS PROFESORES TUTORES

A lo largo del proceso de investigación llevado a cabo por el alumno durante el Máster, se han analizado y corregido las diferentes versiones previas de la investigación siguiendo las instrucciones y recomendaciones de los tutores. Durante este proceso de mejora se han valorado las ventajas e inconvenientes de los diferentes enfoques intentando lograr la mejor solución posible.

1.6. COMUNICACIÓN TUTORES-ESTUDIANTE

La comunicación entre el profesor tutor y el estudiante ha sido constante, con reuniones de seguimiento más formales de periodicidad mensual.

1.7. REUNIONES DE SEGUIMIENTO

Se han establecido reuniones de seguimiento periódicas mensuales. Además de realizar reuniones puntuales para solventar problemas y analizar las versiones previas siempre que ha sido necesario.

1.8. CONSULTAS DIRIGIDAS AL ANÁLISIS DE BIBLIOGRAFÍA CIENTÍFICA. ANÁLISIS CRÍTICO DE PROYECTOS.

Durante la realización de este trabajo se han consultado principalmente otros proyectos similares para su análisis crítico, como base de la investigación a desarrollar, artículos científicos, normativas y libros.

1.9. EXPOSICIÓN DE TRABAJOS

La exposición de trabajos ha sido una constante a lo largo de todo el proceso de aprendizaje del Máster. Se han realizado trabajos en diferentes asignaturas fomentando la relación entre el profesor y el estudiante, y el conocimiento más cercano de las temáticas impartidas en cada asignatura.

Además, durante la realización del proyecto se han realizado varias exposiciones del mismo, algunas de ellas solamente ante los tutores y otras ante el resto de integrantes del proyecto “Rehabilitación Hidrológica de Infraestructuras Viales Urbanas (RHIVU)” . Estas exposiciones han servido, además de para compartir ideas sobre el proyecto, para mejorar las habilidades de exposición del alumno.

1.10. TRABAJOS SIMILARES

Se ha tenido acceso a trabajos desarrollados en el grupo de investigación, tales como informes, tesis doctorales, artículos, etc. en la temática en la que el estudiante realiza su trabajo fin de Master, con el objetivo de poder facilitar su labor en el desarrollo del estudio del estado del arte.

1.11. CONFERENCIAS Y CONGRESOS.

El alumno no ha asistido a conferencias ni congresos durante la fase de aprendizaje. Sin embargo, si ha asistido al acto de defensa de la Tesis Doctoral titulada “Análisis de la Infiltración de Agua de Lluvia en Firmes Permeables con Superficies de Adoquines y Aglomerados Porosos para el Control en Origen de Inundaciones”, presentada por D. Luis Ángel Sañudo Fontaneda y dirigida por los doctores D. Daniel Castro Fresno y D. Jorge Rodríguez Hernández.

1.12. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

Este trabajo está estructurado en base a las sugerencias de procedimiento de realización del trabajo de fin de Master de la dirección del Master en Investigación en

Ingeniería Civil de la Universidad de Cantabria. El documento se desarrolla en 6 grandes capítulos. En el capítulo 7 se incluyen las referencias bibliográficas. Por último se ha incluido un capítulo en el que se recogen los anexos.

El primer capítulo del trabajo fin de Máster presenta la memoria sobre la enseñanza y el aprendizaje, que muestra la metodología seguida durante el Máster para adquirir las competencias asociadas al mismo. Esta memoria se divide en 11 actividades y finaliza con un último apartado que presenta la estructura del presente documento.

El capítulo 2 es una introducción al trabajo fin de Máster, que presenta el marco y antecedentes de este trabajo, y los objetivos e hipótesis del mismo.

En el tercer capítulo del trabajo se desarrolla el estudio del estado del arte, que incluye una revisión diferenciada de los dos elementos principales a estudiar: materiales granulares sin tratar o zahorras y geotextiles.

El capítulo 4 refleja la metodología de la investigación seguida en este trabajo. Se describen en este apartado los materiales empleados en la investigación, y los ensayos realizados durante la elaboración del trabajo.

El quinto capítulo muestra los resultados obtenidos de los ensayos descritos en el capítulo 4, con el consiguiente análisis y discusión de los mismos.

Por último, el capítulo sexto recoge las conclusiones de los resultados de los ensayos y da respuesta a los objetivos e hipótesis planteados en el inicio del trabajo. Además, en el apartado final de este capítulo, se proponen una serie de líneas futuras de investigación para continuar a partir de este trabajo.

2

INTRODUCCIÓN. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

2.1. ANTECEDENTES

Muchos han sido los esfuerzos investigadores que se han hecho para tratar de caracterizar el comportamiento a fatiga de las capas granulares del firme (bases y sub-bases), fundamentalmente con el objeto de estudiar la durabilidad del mismo. En las últimas décadas la importancia que la sociedad otorga al desarrollo sostenible ha aumentado considerablemente, haciendo necesaria la introducción de nuevos pavimentos que cumplan las expectativas medioambientales requeridas por la sociedad y las características técnicas necesarias para su correcto funcionamiento. Estos factores, entre otros, hacen necesaria la investigación propuesta en el presente Trabajo Fin de Máster.

Dentro de la amplia variedad de procedimientos constructivos sostenibles, las secciones permeables de firmes son, en particular, de gran importancia para mejorar la gestión del agua, recurso indispensable para el desarrollo humano. Este tipo de pavimentos pueden resultar altamente beneficiosos sobre todo si se extiende su uso urbano, haciendo posible una mejor gestión de la escorrentía producida y reduciendo la contaminación difusa.

Así pues, el presente TFM se debe al proyecto de investigación “Rehabilitación Hidrológica de Infraestructuras Viales Urbanas (RHIVU)” ya que el empleo de este tipo de capas supone siempre una buena opción para un firme permeable o drenante. Tanto desde el punto de vista tradicional, como en combinación con los nuevos materiales y técnicas, el empleo de este tipo de materiales para las capas de base y sub-base en firmes permeables puede ser una gran solución tanto desde el punto de vista de la técnica como económicamente. Pero para que esto sea factible, es necesario ahondar en el estudio del comportamiento de este tipo capas a fin de tratar de entenderlo y caracterizarlo en la medida de lo posible. Fundamentalmente interesa contemplar su comportamiento a largo plazo respecto a dos factores, la fatiga producida por el paso constante de ejes y el efecto pernicioso del agua, tanto desde el punto de vista de la presencia de agua en la capa como del efecto de lavado o sus interacciones con los materiales granulares que conforman la capa o capas.

El ciclo del agua en las ciudades dista bastante del ciclo natural de agua que conocemos. Esto es debido a que en las ciudades apenas existe cobertura vegetal, lo que modifica bastante el proceso. La falta de cobertura vegetal limita la intercepción del agua de lluvia, la escorrentía sub-superficial, la infiltración, el almacenamiento superficial o subterráneo, la evapotranspiración o la evaporación, entre otros procesos.

Debido a esto, en las ciudades la precipitación se transforma en su mayor parte en escorrentía superficial, concentrándose esta rápidamente y dando lugar a grandes caudales punta. Este problema se ha resuelto razonablemente bien a través de sumideros y alcantarillas pasando al sistema de saneamiento y evitando las acumulaciones de grandes volúmenes en los puntos más bajos de la ciudad, aunque esta solución se muestra cada vez más ineficaz.

El agua de lluvia en las ciudades produce una serie de problemas como son: carencias funcionales y estéticas, falta de comodidad y seguridad en tiempos de lluvia, pérdida de valor del agua y/o concentración del calor en el centro urbano.

Por un lado, las acumulaciones superficiales de agua en las aceras y calles, además de afectar a la estética, causan problemas de comodidad y seguridad en el tráfico, tanto de peatones como de vehículos: resbalones, disminución del coeficiente de resistencia al deslizamiento, salpicaduras, pérdidas de visibilidad, etc.

Por otro lado, el agua de lluvia, pese a ofrecer una calidad adecuada para multitud de usos pierde valor rápidamente sin haber sido utilizada, añadiéndose además al caudal a depurar, lo que supone un gasto que podría evitarse.

Y por último, aunque no menos importante, el rápido drenaje del agua de lluvia fuera de las ciudades produce una pérdida de la capacidad natural del terreno de suavizar la temperatura ambiente. Esta concentración del calor en los centros urbanos, se conoce como el fenómeno “isla de calor”, y es debido a la continua impermeabilización de las ciudades, afectando directamente a la comodidad de sus habitantes. El aislamiento del terreno mediante pavimentos cerrados que evitan el paso del agua y del aire hace que sea prácticamente imposible la regulación natural de la temperatura y humedad de la superficie de las zonas urbanizadas, por lo que en las ciudades se crea un microclima que dificulta su habitabilidad (Yang y Jiang, 2003 citado por Rodríguez, 2008).

Una vez presentado este nuevo contexto, en el que los pavimentos permeables cobran especial importancia, parece claro que las capas granulares, debido a sus características drenantes, pueden ser una buena opción como bases y sub-bases de dichos firmes. Sin embargo, su empleo en la construcción de firmes urbanos puede ser el condicionante principal de durabilidad en este tipo de firmes, es decir, su vida puede quedar condicionada por el comportamiento de estas capas. De ahí el interés por caracterizar su comportamiento como parte de un paquete de firme, y en especial su

comportamiento a fatiga bajo la acción de las cargas del tráfico, objeto de esta investigación.

Debido a las características de las diferentes capas de los paquetes de firme, en un principio se consideró que la mayor parte de la deformación permanente se producía en la explanada, basándose en que esta capa es la más susceptible a la deformación, debido a su menor rigidez, y a la existencia de una mayor probabilidad de encontrar altos contenidos de agua en ella que disminuirían su capacidad portante. De acuerdo con esto se redactaron varios métodos de diseño de firmes. Con posterioridad se ha comprobado que en pavimentos flexibles todas las capas contribuyen a este tipo de deformación. De hecho, varios autores sugieren que gran parte de la acumulación de la deformación vertical en estas estructuras se genera en las capas compuestas por materiales granulares no tratados (Brown, 1996 citado por multitud de autores; Collop et al., 1995; Chen et al., 2004; Erlingsson e Ingason, 2004).

El mecanismo fundamental de rotura en este tipo de capas en vías con tráfico medio-alto es la fatiga. Nos encontramos pues ante el problema de caracterizar el comportamiento a fatiga de las capas granulares empleadas en firmes flexibles. Cuando los firmes son además permeables, aparece un fenómeno añadido provocado por el contenido de agua y el lavado constante de los áridos que conforman la capa granular, la importancia de dicho fenómeno y su posible interacción con la fatiga necesita también ser estudiado.

Por otro lado, el papel que juegan los geotextiles en la conformación de este tipo de pavimentos permeables parece ser algo que aun hoy presenta cierta incertidumbre en diversos aspectos. Uno de estos aspectos es su eficacia tras la puesta en obra, ya que durante su instalación el geotextil sufre una serie de procesos, tanto acciones mecánicas producidas por los materiales con los que está en contacto durante la compactación, como colmatación de sus poros por las fracciones finas de los materiales que se colocan sobre él, que hace que su comportamiento tras la puesta en obra no sea el mismo que antes. Este fenómeno es conocido como “condición de nuevo”, y su influencia no está suficientemente estudiada actualmente. Beecham et al. (2009) y Shackel (2010) apuntaron la necesidad de encontrar un factor de corrección inicial sobre la capacidad de filtración que permita un diseño más fiable, análisis que cobra más sentido, si cabe, en el caso de pavimentos drenantes.

En el planteamiento de la búsqueda de este factor de corrección inicial o coeficiente de diseño, se plantea una nueva duda, ya que parece lógico suponer que el

deterioro del geotextil no será el mismo para las tres configuraciones de posición en el pavimento que las distintas recomendaciones proponen (Brown, 2009) (ver Figura 1).

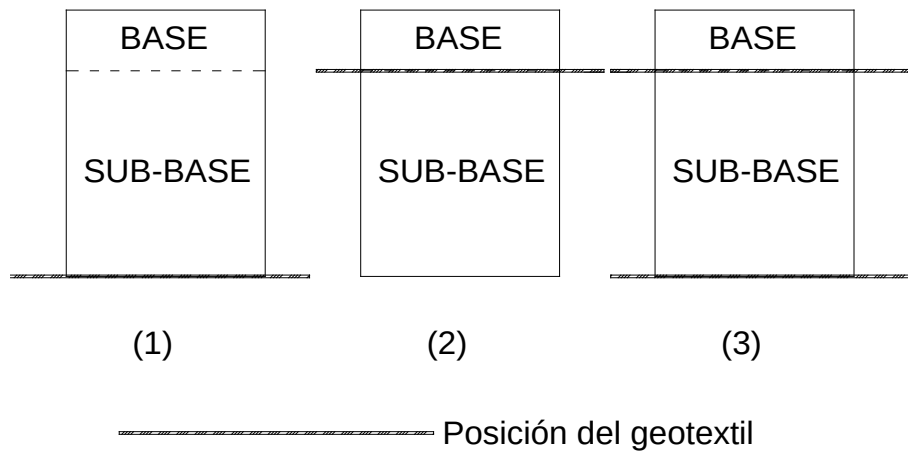


Figura 1.- Posiciones de colocación del geotextil.

De las tres configuraciones posibles basta ensayar dos de ellas para obtener resultados válidos para los tres casos. Como puede verse, las opciones de configuración 2 y 3 pueden ensayarse a través de la configuración 3, ya que lo que sucede en el geotextil superior es independiente de la existencia o no de geotextil en la parte inferior.

De esta forma nace esta parte del estudio, cuya finalidad es no sólo la obtención de ese factor de diseño o de corrección inicial, sino el desarrollo de una metodología de ensayo que permita estudiar tanto el deterioro por la puesta en obra del geotextil como la influencia en la colmatación del geotextil de las distintas configuraciones de posición que nos presentan las recomendaciones y guías. Se busca conseguir tanto un refinamiento del factor como una recomendación más precisa en cuanto a la posición que el geotextil debe ocupar en el pavimento en relación a su durabilidad frente a colmatación.

2.2. OBJETIVOS E HIPÓTESIS

A la vista de los antecedentes analizados en el apartado anterior, se consideró necesaria la realización de una caracterización de los materiales utilizados para la construcción de capas de base y sub-base en carreteras con firme drenante. Si bien la tipología de estas capas es diversa, en el presente estudio se abordan únicamente aquellas que están formadas, básicamente, por materiales granulares no tratados. Estos materiales pueden dividirse en dos:

1. Zahorra artificial drenante (ZAD)
2. Geotextiles

Debido a la diferente naturaleza de los materiales a estudiar, y a las diferentes características que se quieren obtener de los mismos, el estudio puede dividirse en dos partes.

Por un lado, en el caso de usar materiales granulares no tratados para el dimensionamiento de paquetes de firme no incluidos en el catálogo de secciones de la Norma 6.1 IC, es necesario conocer tres parámetros del material a utilizar: Módulo Elástico o Resiliente, coeficiente de Poisson y ley de fatiga. Debido a su diferente granulometría, cabe pensar que las características mecánicas de las ZAD son diferentes a las de las zahorras convencionales por lo que uno de los objetivos de la presente investigación es obtener estos tres parámetros para las zahorras artificiales drenantes.

Por otro lado, como se ha indicado con anterioridad, la inclusión de geotextiles en los paquetes de firmes es un tema que, aún hoy, presenta cierta controversia, pudiéndose encontrar recomendaciones en un sentido y en el contrario dependiendo de la publicación consultada. Además de esto, como ya ha sido apuntado por otros autores, la mera puesta en obra de este tipo de materiales modifica sus características, por lo que es necesario introducir un factor de nuevo que corrija estos cambios para poder realizar un diseño adecuado del paquete de firme. Por lo tanto, los objetivos relativos a estos materiales en el presente estudio son obtener su ubicación más adecuada dentro del paquete de firme y, por otro lado, realizar una aproximación metodológica para la obtención del citado factor de nuevo. Para ello se han estudiado dos geotextiles diferentes a los que se les ha aplicado la metodología diseñada para este fin.

3

**ESTUDIO DEL
ESTADO DEL ARTE**

3.1. ESFUERZOS QUE ACTÚAN SOBRE EL FIRME DE FORMA GENERAL

Los vehículos parados o en movimiento se apoyan en la superficie del firme mediante neumáticos de goma. El neumático en reposo tiene, en contacto con el pavimento, un área aproximadamente elíptica. La presión de contacto, es decir, las cargas que se van a transmitir, va a depender de las presiones que las ruedas estén transmitiendo a nuestra superficie, así como de las características del neumático, tales como la presión de inflado interior, la rigidez de la goma o el tipo de neumático.

Por otro lado, cuando el vehículo está en movimiento varía la forma de la huella del neumático sobre el pavimento con la velocidad. También la presión de inflado puede sufrir variaciones porcentuales importantes debidas, por ejemplo, a la forma de conducción. Además de existir otra infinidad de factores que pueden influir e influyen en las cargas transmitidas (suspensión del vehículo, estado de la superficie de rodadura, maniobras de conducción habituales de frenado y aceleración, etc.).

Debido a esto y de forma simplificada, las cargas que se transmiten al firme pueden considerarse las siguientes:

- Cargas verticales, que son las más relevantes. La presión vertical es la única que tiene importancia a partir de cierta profundidad en el firme, y es la que sirve como dato de partida para el dimensionamiento estructural. Es la carga fundamental a tener en cuenta en nuestro objeto de estudio (capas granulares).
- Cargas longitudinales de frenado y acelerado, en las capas superiores principalmente.
- Cargas transversales en las curvas, en las capas superiores, son esfuerzos importantes y localizados.
- Presiones de succión al despegarse en las capas superiores, son esfuerzos importantes y localizados.

Se deben contemplar especialmente los procesos de rotura por fatiga, ya que una carretera no colapsa violentamente como otras estructuras ante una carga excepcional, sino que se deteriora lentamente por la acumulación de los efectos de las cargas del tráfico inferiores a la carga de rotura. Las cargas cíclicas, inducidas por los vehículos al transitar (paso continuo de ejes sobre una sección) producen una acumulación de efectos que dan lugar a procesos de rotura por fatiga.

3.2. INTRODUCCIÓN A LAS CAPAS GRANULARES PERMEABLES

3.2.1. FIRMES FLEXIBLES Y FIRMES PERMEABLES

Denominamos firme al conjunto de capas sensiblemente horizontales colocadas sobre la explanada cuya misión es soportar y transmitir las cargas del tráfico suficientemente amortiguadas, de forma que al llegar a la explanada esta sea capaz de soportarlas y que además proporcionen en todo momento una superficie segura y confortable para la rodadura de los vehículos.

La normativa de dimensionamiento de firmes española (6.1 IC) define los firmes flexibles como los formados por capas cuyos materiales presentan una resistencia a la deformación generalmente decreciente con la profundidad, de forma análoga al nivel de tensiones transmitido desde la superficie. Salvo los firmes no revestidos de caminos con baja intensidad de tráfico, los firmes flexibles tienen al menos una capa de rodadura bituminosa (Kraemer et al., 2004).

El aumento de la motorización de los países entorno a los años sesenta dio lugar a un aumento de las intensidades y cargas de tráfico, lo que se tradujo en la necesidad de emplear firmes con mayor capacidad portante, por lo que el criterio actual de diseño tiene en cuenta únicamente la optimización de la capacidad portante respecto al coste.

Aunque los firmes actuales cumplen perfectamente su misión resistente, la sociedad presenta ahora otras necesidades de carácter medioambiental (ver apartado 2.1) que probablemente podrían solventarse en gran medida mediante el empleo de firmes permeables. De ahí la necesidad de comprender plenamente su funcionamiento, para así poder desarrollarlos como una solución factible y durable.

Los firmes permeables no son más que firmes flexibles en los que mediante el control de la cantidad de finos, una granulometría adecuada, y la disposición de sistemas de drenaje adecuados se consigue que el firme cumpla una doble función. Por un lado ofrecen la capacidad portante necesaria para resistir las cargas del tráfico y por otro son capaces de funcionar permitiendo el paso de agua a su través.

3.2.2. CAPAS GRANULARES EN LA NORMATIVA ESPAÑOLA

La normativa española recoge como capas granulares aquellas constituidas por zahorra. Se define como zahorra el material granular, de granulometría continua, utilizado como capa de firme.

Dentro de las zahorras cabe distinguir:

- Zahorra artificial, aquella constituida por partículas total o parcialmente trituradas, en la proporción mínima que se especifique en cada caso. Áridos producto del machaqueo de piedra de cantera o grava natural con más del 75% de caras de fractura. Además de un elevado número de caras de fractura, a este tipo de material se le exigen husos granulométricos estrictos, dureza, ausencia de materiales plásticos y elevadas compacidades en obra.
- Zahorra artificial drenante, aquella constituida por áridos con una granulometría continua, pero sin los tamaños de grano fino más pequeños. Con la finalidad de que la capa granular sea permeable, se limita la proporción de áridos de tamaño inferior a 1 mm a menos del 10% en peso. Con esta medida se eleva la permeabilidad hasta coeficientes superiores a 10^{-3} cm/s, sin riesgo de merma de la capacidad soporte de la capa.

A continuación se muestran como orden de magnitud los husos recogidos en la normativa española para las zahorras artificiales (ver Tabla 1). El resto de especificaciones o valores exigibles pueden consultarse en el artículo 510 del PG-3.

TIPO DE ZAHORRA ARTIFICIAL	ABERTURA DE LOS TAMICES UNE-EN 933-2 (mm)								
	40	25	20	8	4	2	0.5	0.25	0.063
ZA25	100	75 - 100	65 - 90	40 - 63	26 - 45	15 - 32	7 - 21	4 - 16	0 - 9
ZA20	-	100	75 - 100	45 - 73	31 - 54	20 - 40	9 - 24	5 - 18	0 - 9
ZAD20	-	100	65 - 100	30 - 58	14 - 37	0 - 15	0 - 6	0 - 4	0 - 2

Tabla 1.- Tabla de zahorras artificiales PG-3 (Tabla 510.3.1).

3.3. ANTECEDENTES: COMPORTAMIENTO DE LAS CAPAS GRANULARES COMO BASES Y SUB-BASES DE CARRETERAS

3.3.1. COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

Los vehículos al circular inducen sobre el pavimento ciclos de carga y descarga. Cuando a un material granular se le expone a estos ciclos de carga y descarga, se produce en él un proceso de fatiga. Este proceso de fatiga genera una deformación que puede descomponerse en una parte recuperable (deformación resiliente), y otra parte que no sólo no se recupera, sino que se acumula con cada repetición del ciclo (deformación permanente).

Bajo este tipo de cargas, la deformación plástica o permanente tiende a acumularse pudiendo llegar a alcanzar valores inadmisibles. En un pavimento estas deformaciones generan hundimientos o desplazamientos que pueden dar lugar a fallos funcionales y/o estructurales, lo que vulgarmente se conoce como el fallo o rotura de la carretera.

Paradójicamente, este proceso suele ir acompañado de una “densificación” de los materiales, de manera que el pavimento en fallo puede ser más resistente que el original.

Desde mediados del siglo XX se han venido realizando estudios con el fin de intentar comprender el comportamiento elastoplástico que experimentan los materiales granulares cuando conforman capas de base y sub-base en pavimentos flexibles.

Teniendo en cuenta que el comportamiento de los materiales granulares de las capas de base y sub-base para firmes flexibles se caracteriza por la formación de un esqueleto mineral capaz de resistir las cargas del tráfico con deformaciones permanentes mínimas, y que estas deformaciones permanentes, tal y como hemos enunciado, son las responsables de la consideración de “rotura” de la carretera. Es el estudio y caracterización de este tipo de comportamiento parte del objeto del presente TFM.

Algunos autores han sugerido la existencia de algún tipo de relación entre las deformaciones elásticas y plásticas de estas capas (Sweere, 1990). Si bien, hasta la fecha no se ha demostrado que esto sea así y parece que la tendencia investigadora es al análisis por separado de ambos comportamientos.

Debido al hecho de que los comportamientos elástico y plástico coexisten en los materiales granulares empleados en la formación de capas de base y sub-base en carreteras, se ha creído conveniente realizar una revisión del estado actual del conocimiento sobre ambos comportamientos.

Si bien el estudio a largo plazo del material no ha podido concluirse en el presente Trabajo Fin de Máster, se ha creído conveniente mantener la revisión del estado del arte relativa a dicho comportamiento, ya que su conocimiento ha sido fundamental para el diseño y la interpretación de algunos de los resultados obtenidos. Además de esto, este trabajo puede considerarse la primera parte de un proyecto más amplio, cuya finalidad es la caracterización total del material, por lo que para la planificación de dicho proyecto ha requerido de este estudio previo.

3.3.2. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO O RECUPERABLE

3.3.2.1. Influencia del esfuerzo

Las investigaciones llevadas a cabo desde los años sesenta hasta el momento actual muestran, sin excepción, que el nivel tensional es el factor de mayor influencia en el comportamiento resiliente de los materiales granulares. De la ejecución de ensayos triaxiales cíclicos llevados a cabo durante las distintas investigaciones consultadas, se observó que tras un cierto número de ciclos de carga el material tiende a presentar casi en su totalidad deformaciones recuperables. En este punto el módulo que se obtiene es prácticamente constante y se supone que el comportamiento del material es elástico. Es a este módulo constante al que se denomina módulo resiliente o elástico en el ámbito de la ingeniería de carreteras.

El módulo resiliente depende principalmente de la presión de confinamiento y está directamente relacionado con la suma de las tensiones principales. Se sabe que la influencia del esfuerzo desviador sobre el módulo resiliente es menor que la influencia de la presión de confinamiento, sin embargo existe valoraciones contradictorias en cuanto a su efecto.

Diversos autores coinciden en que durante los primeros ciclos de carga se produce una densificación de las capas granulares así como una reordenación de sus partículas que puede afectar a su comportamiento elástico. Sin embargo, una vez superados esos ciclos iniciales la historia de esfuerzos parece no tener influencia apreciable en el comportamiento elástico (Lekarp et al., 2000; Rondón y Reyes, 2007).

3.3.2.2. Influencia del contenido de agua

Los estudios hasta la fecha parecen coincidir en que el aumento de la cantidad de agua por encima de un valor óptimo provoca una disminución del módulo resiliente de la capa granular.

Magnusdottir y Erlingsson (2002) llevaron a cabo un estudio en el que analizaron el comportamiento de varios materiales granulares con distintos contenidos de agua o grados de saturación, tras ser compactados. A través de este estudio pudieron observar que la evolución del módulo resiliente con diferentes grados de saturación presenta un máximo para un contenido de agua óptimo a partir del cual el módulo comienza a disminuir.

3.3.2.3. Influencia de la densidad

Existen observaciones comunes a la mayoría de los estudios en cuanto a la influencia de la densidad en el comportamiento elástico de los materiales granulares, sin embargo parece que no existe hasta el momento una comprensión completa del proceso que da lugar a dichas observaciones.

De los resultados de las diversas investigaciones sobre materiales granulares, podemos concluir que existe una relación entre la densidad y la rigidez o el módulo resiliente. Un aumento de la densidad supone un aumento de la rigidez o del módulo resiliente. Todos los autores parecen estar de acuerdo en que este efecto es poco significativo en comparación con la influencia de otros factores, como el contenido de agua o el nivel de esfuerzos.

3.3.2.4. Influencia de la forma y tamaño de las partículas, la cantidad de finos y la granulometría

En cuanto a la forma de las partículas, los materiales granulares compuestos por partículas más angulosas (como los áridos de machaqueo) presentan un mejor comportamiento frente a la deformación, en este caso, frente a la deformación elástica. Este tipo de partículas más angulosas dan lugar a módulos resilientes mayores.

El contenido de finos también tiene influencia en el comportamiento mecánico de las capas granulares. La mayoría de los autores coinciden en que una pequeña cantidad de finos produce una mejora significativa de la rigidez de estos materiales, ya que mejora el contacto entre las diferentes partículas que lo componen. Sin embargo, un exceso de finos produce el efecto contrario, disminuyendo significativamente la rigidez (Kolisoja, 1997 citado por Lekarp et al., 2000), varios autores han observado este efecto para contenidos de finos del 10% (Barksdale, 1989; Jorenby, 1986 citado por Lekarp et al., 2000).

Por otro lado, el tamaño máximo del árido también juega un papel importante en la rigidez de los materiales granulares. Estudios previos demuestran que en materiales granulares con curvas granulométricas de forma similar y contenidos similares de finos la rigidez aumenta con el tamaño máximo del árido (Thom, 1988; Kolisoja, 1997 citado por Lekarp, 2000).

La granulometría tiene un efecto indirecto sobre el comportamiento resiliente de los materiales granulares, entendiéndose esto a través del efecto que esta puede tener en el contenido de agua o humedad y la densidad

3.3.3. COMPORTAMIENTO PLÁSTICO O PERMANENTE

En vista de la revisión bibliográfica de los análisis realizados hasta la fecha con ánimo de caracterizar o modelar el comportamiento a fatiga de los materiales granulares como capas de base y sub-base, podemos concluir que varios son los aspectos relativos los esfuerzos que inciden sobre la deformación permanente de estas capas cuando se encuentran constituidas por material granular.

Uno de los principales factores que influyen en la generación de la deformación permanente en este tipo de capas es la magnitud de las cargas cíclicas, cuanto mayor es la magnitud de la carga cíclica, mayor es la deformación permanente que genera (Kolisoja et al., 2002; Garnica et al. 2002; COST 337, 2002; etc). Esta afirmación parece trivial, pero partiendo de este análisis se ha podido observar que para un determinado valor fijo de la carga cíclica, la deformación permanente parece estabilizarse, tendiendo a un valor asintótico a partir de un cierto número de ciclos. Por ejemplo, Kolisoja en sus primeras investigaciones marcaría este límite por encima de los 80.000 ciclos de carga, habiendo realizado ensayos con distintos valores de carga monotónica (ver Figura 2) (Kolisoja, 2002 citado por Werkmeister, 2003).

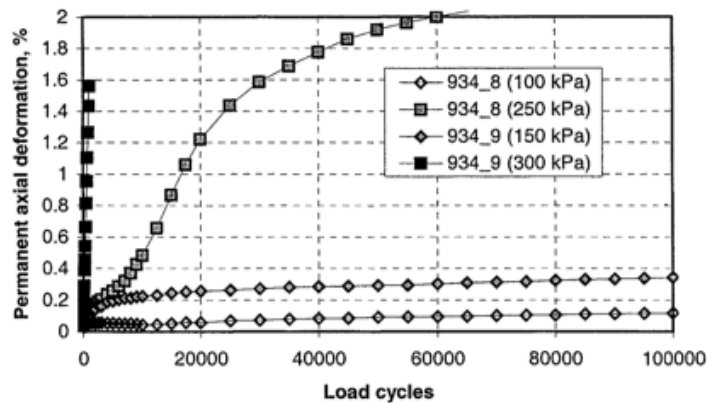


Figura 2.- Influencia del esfuerzo vertical sobre la acumulación de la deformación vertical permanente (Kolisoja et al., 2002)

Sin embargo, muchos son los autores que no sólo no cifran este límite, sino que han observado que existe una relación entre el comportamiento de la deformación vertical permanente, el número de ciclos y la magnitud o amplitud de la carga aplicada.

Barksdale observó que existía una relación de proporcionalidad entre la acumulación de la deformación permanente y el logaritmo natural del número de los ciclos de carga, en base a esto formuló su ecuación para la deformación permanente que sería refutada por Sweere en 1990. Sweere llegaría a la conclusión de que el número de ciclos experimentado por Barksdale no era suficiente, marcando el número mínimo de ciclos de ensayo para la caracterización a fatiga en 10^6 , valor que a partir de entonces otros investigadores tomarían como referencia mínima. Posteriormente sería Wolf quien apuntase la existencia de diferentes comportamientos en los materiales granulares. (Congreso Nacional de firmes, 2000).

3.3.3.1. Influencia del esfuerzo

En la actualidad se ha observado que existen distintos comportamientos en cuanto a la deformación permanente de las capas granulares. En la bibliografía revisada se han encontrado distintas clasificaciones de estos comportamientos, como medida de consenso se propone una clasificación teniendo en cuenta los criterios más aceptados propuestos por varios de los autores (Werkmeister et al., 2002; Werkmeister et al., 2005; COST 337, 2002):

1. Puramente elástico
 2. Shakedown
 - a. Shakedown elástico
 - b. Shakedown plástico
 3. Fluencia plástica
 4. Colapso incremental
-
1. Puramente elástico: prácticamente no se da, se trata de la respuesta de la capa granular ante un nivel de tensiones suficientemente pequeño como para no producir la plastificación del material. En este caso, toda la deformación es recuperada siendo la respuesta, por tanto, puramente elástica.
 2. Shakedown: Este comportamiento se caracteriza por una primera fase de comportamiento elastoplástico, en la que el asiento acumulado crece con la aplicación de ciclos de carga, seguida de una fase en la que se estabiliza el asiento. Según el comportamiento del material en la fase estable se pueden diferenciar dos subtipos de comportamiento:
 - a. Shakedown elástico: el comportamiento tras la estabilización del asiento es elástico, no produciéndose ciclo de histéresis.

- b. Shakedown plástico: al contrario que en el caso anterior, este comportamiento presenta un ciclo de histéresis en el proceso de carga descarga una vez el material ha entrado en la fase estable. Este comportamiento implica la absorción de una pequeña cantidad de energía por el material en cada ciclo.
- 3. Fluencia plástica: Al igual que el Shakedown, este comportamiento se caracteriza por una primera fase en la que el asiento crece de forma rápida, sin embargo, en la segunda fase aunque la velocidad de incremento del asiento se reduce significativamente, llegando a valores cercanos a cero, no llega a estabilizarse por completo. Además aparece en este caso una tercera fase en la que se produce la rotura rápida del material.
- 4. Colapso incremental: en este caso el nivel de carga es suficientemente grande como para que nunca se abandone la respuesta plástica, por lo que el asiento acumulado aumenta indefinidamente hasta que se produce la rotura del material. Esta rotura puede darse tras un número muy reducido de ciclos de carga.

Por otro lado, como ya se comentó anteriormente, muchas son las líneas de investigación que han empleado diferentes tipos de ensayo triaxiales para reproducir las acciones del tráfico sobre las capas granulares, llegándose en la mayoría de los casos a la siguiente conclusión: la deformación vertical permanente acumulada está directamente relacionada con el valor del desviador aplicado e inversamente relacionada con la presión de confinamiento. Es decir, que la deformación vertical permanente acumulada incrementa proporcionalmente con la magnitud del esfuerzo desviador y disminuye con el aumento de la presión de confinamiento (Morgan 1966; citado por Lekarp et al., 2000; Barksdale 1972 citado por Werkmeister, 2003) Sin embargo, el efecto de la reorientación del esfuerzo principal en el comportamiento de la deformación permanente no está todavía plenamente comprendido, ni estudiado, aun habiendo mostrado diversos estudios que un incremento significativo de la deformación permanente es debido a la rotación del esfuerzo principal.

Varios son los autores que mencionan la existencia de influencia de la historia de carga sobre la deformación permanente. Sin embargo, hasta la fecha existen muy pocas investigaciones al respecto. Garnica y Gómez (2001), y otros autores anteriormente, han observado que cargas previas causan una reducción significativa de la deformación vertical experimentada en las siguientes cargas, lo que les lleva a pensar que la máxima carga cíclica aplicada controla la magnitud de la deformación permanente futura.

3.3.3.2. Influencia del contenido de agua

Debido a la doble función de las capas granulares en la estructura de un pavimento, como capa drenante y estructural, es necesario realizar una correcta determinación tanto de las características drenantes de la capa como de la influencia del contenido de agua en su comportamiento mecánico.

Por un lado, la caracterización como capa de drenaje de una capa granular no es sencilla, ya que no pueden utilizarse los criterios de la geotecnia clásica. En los materiales analizados en la geotecnia convencional es habitual el empleo del coeficiente de conductividad hidráulico de Darcy. Esta formulación sólo puede aplicarse a materiales saturados sobre los que actúa un flujo estacionario e irrotacional. En el caso de las capas granulares que suelen colocarse en carreteras no se cumple ninguna de estas tres premisas, por lo que no se puede caracterizar su conductividad hidráulica usando la ley de Darcy. Para conseguir una elevada conductividad hidráulica el material granular debe tener una estructura abierta con poros interconectados para beneficiar el flujo de agua a su través.

Por otro lado, la presencia de agua en el interior de las capas granulares modifica sus características mecánicas. Un cierto contenido de humedad tiene una influencia positiva en el comportamiento mecánico del material, sin embargo un aumento de este contenido de humedad hasta valores cercanos a la saturación hace que para la aplicación de cargas rápidas, como las que se producen por el paso del tráfico, pueda producirse un aumento de la presión intersticial con el consiguiente descenso en las tensiones efectivas. Este efecto puede agravarse cuando las condiciones de drenaje no son las adecuadas. Dado que en materiales granulares no cohesivos el comportamiento mecánico está determinado fundamentalmente por la tensión efectiva a la que se encuentran, una disminución de la misma provoca un descenso en la rigidez de la capa, lo que provoca un aumento de la deformación tanto recuperable como no recuperable (Lekarp, 2000)

Como puede observarse, la definición de las características de las capas granulares para obtener el mejor comportamiento de las mismas respecto al agua, desde los puntos de vista hidráulico y resistente, no sólo no es igual sino que es radicalmente opuesta, por lo que debe llegarse a una solución de compromiso entre ambos grupos de características, de forma que la capa funcione bien como capa drenante sin perder su capacidad como capa estructural.

3.3.3.3. Influencia de la densidad

La mayoría de los estudios hasta la fecha parecen coincidir en que la densidad es un factor importante en el desarrollo de la resistencia a la deformación permanente de las capas granulares (Lekarp et al., 2000; Arnold, 2007). Por lo general, el aumento de la densidad de una capa granular da lugar a un aumento de su resistencia a la deformación plástica. Sin embargo algunos autores han apuntado que la influencia real de este suceso es pequeña debido al rango de densidades existentes en los pavimentos (95-100% de la densidad seca máxima del Proctor modificado).

La influencia de la densidad fue estudiada por Lekarp et al. (2000). En dicho artículo se hace una revisión bibliográfica del tema que se ha considerado actualizada y completa, por lo que en este apartado se muestra un resumen de la recopilación realizada en el mismo.

Barksdale estudió el comportamiento de diversos materiales granulares y pudo observar que aparecía de media un 185% más de deformación axial permanente cuando estos se encontraban compactados al 95% en lugar de compactarse a su densidad máxima de compactación (citado por Lekarp et al., 2000).

Allen observó en sus estudios que se produce una reducción significativa en la deformación total plástica al aumentar la densidad de la muestra de la obtenida en el Proctor a la del Proctor Modificado, esta reducción se cifró en un 80% para materiales calizos provenientes de machaqueo y en un 22% para gravas (citado por Lekarp et al., 2000).

Holubec defiende que esta reducción de la deformación plástica al incrementar la densidad sólo es relevante cuando el árido estudiado es de machaqueo, y siempre y cuando la carga cíclica no provoque un aumento significativo de la presión intersticial. En el caso de áridos naturales, es decir redondeados, este efecto puede despreciarse debido a su mayor densidad relativa para esfuerzos de compactación de la misma magnitud.

Kolisoja (1998) sugiere que si se cambia la granulometría de forma que la densidad relativa aumenta también lo hará su resistencia a la deformación permanente. Así mismo defiende que contenidos extremos de finos, bien por exceso o por defecto, reducen significativamente la resistencia a la deformación permanente de los áridos.

Además de lo citado en el artículo de Lekarp et al. (2000) se ha encontrado un caso práctico reportado por Gidel et al. (2002). En el citado artículo se recogen las observaciones de los autores en un ensayo en pista después de 6 meses de aplicaciones de carga. Tras dicho periodo de tiempo, los desplazamientos medidos en las zonas de baja (97% de la densidad Proctor) y alta compactación (100% de la densidad Proctor) fueron de 11.3mm y 3.8 mm respectivamente.

Como puede verse, todos los estudios hasta la fecha apuntan que existe una clara influencia de la densidad en el comportamiento a largo plazo de los materiales granulares no tratados. Cobrando esta mayor relevancia en el caso de capas conformadas por áridos de machaqueo.

3.3.3.4. Influencia de la forma y tamaño de las partículas, la cantidad de finos y la granulometría

Tras la revisión bibliográfica podemos concluir que los distintos autores parecen estar de acuerdo en que capas conformadas por partículas angulares, procedentes de machaqueo, presentan en términos generales mayor resistencia a la deformación vertical permanente que aquellas formadas por partículas redondeadas. A pesar de esto, su composición mineral así como el método empleado en el proceso de machaqueo, también deben tenerse en cuenta, ya que los áridos procedentes de machaqueo presentan mayor susceptibilidad a cambiar sus características a lo largo del tiempo (mayor abrasión, bordes más afilados).

Sin embargo, en cuanto al efecto de la granulometría y el contenido de finos parece no haber consenso, pues se encuentran en muchos casos resultados contradictorios.

Thom y Brown (citados por Werkmeister, 2003) llevaron a cabo ensayos sobre muestras no compactadas con granulometrías uniforme y continua, llegando a la conclusión de que en muestras no compactadas la granulometría uniforme presentaba una mayor resistencia a la deformación permanente. Sin embargo, una vez compactadas las muestras, observaron que la granulometría no afectaba a la deformación permanente. Posteriormente otros autores cuestionaron estos resultados, Dawson et al. (citado por Garnica et al., 2002) llegaron a la conclusión de que la granulometría tiene un efecto mayor sobre la deformación permanente que el grado de compactación, siendo las muestras más densas las que presentan una mayor resistencia a la deformación plástica.

Finalmente Thom y Brown (citados por Werkmeister, 2003) tras la realización de estudios sobre el comportamiento de áridos de machaqueo de naturaleza caliza con distintas granulometrías, llegaron a la conclusión de que la resistencia a la deformación permanente decrece con el incremento del contenido de finos. Esto puede explicarse como el resultado de que no toda la fracción de finos rellene los huecos de las fracciones mayores, no desarrollándose de esta forma todos los contactos posibles en el esqueleto granular, dando lugar a una disminución de la resistencia a la deformación permanente.

3.4. PRINCIPALES INCONVENIENTES EN EL ANÁLISIS DE LAS CAPAS GRANULARES

3.4.1. NATURALEZA DISCONTINUA, TRIFÁSICA Y HETEROGÉNEA DEL MEDIO

Por un lado está la propia naturaleza del objeto de estudio, la capa granular. Se trata de un medio discontinuo, heterogéneo en su composición y trifásico desde el punto de vista de la coexistencia en él de elementos en los tres estados de la materia. Esto nos lleva a dificultades en la caracterización de la capa, estas se pueden tratar de solventar a través de la caracterización tanto de los elementos que compongan nuestra capa granular como de algunos parámetros de conjunto empleados en el estudio de los firmes y contemplados en las normativas vigentes.

3.4.2. DIFICULTAD DE REPRODUCCIÓN DEL ESTADO TENSIONAL

Existen diversos inconvenientes a la hora de realizar el análisis de este tipo de capas, exponiéndose a continuación una primera aproximación a los más generales y de mayor incidencia.

Todos los materiales empleados en un firme sufren procesos de carga complejos, que se caracterizan por una rotación e incremento de las tensiones principales a las que se someten a medida que se acerca y se aleja la carga, que es a su vez dinámica. Los materiales granulares sufren estas cargas de un modo especial al carecer de cohesión. Los esfuerzos verticales y horizontales son positivos mientras que los esfuerzos de corte se invierten cuando pasa la carga, produciéndose de este modo la rotación de los ejes principales de esfuerzos (ver Figura 3).

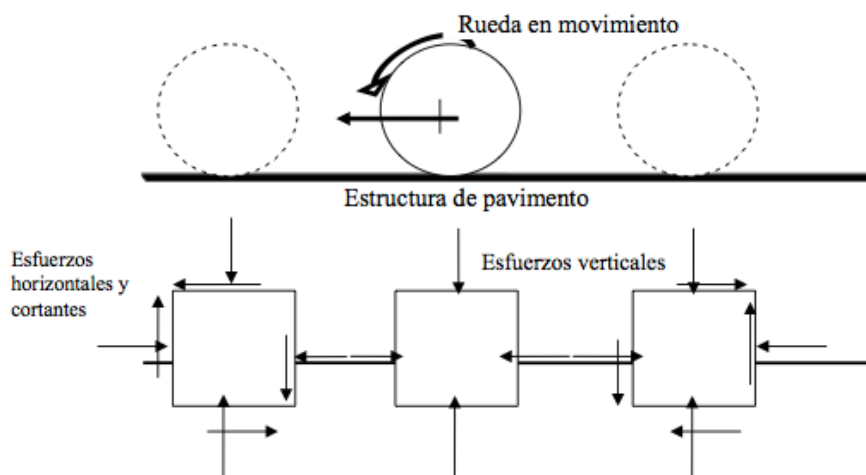


Figura 3.- Esquema de esfuerzos en un elemento del pavimento bajo una carga en movimiento
(Garnica et al., 2001)

Como puede inferirse de la explicación anterior, la reproducción de estas circunstancias en laboratorio, a través de ensayos, no es sencilla. En la mayor parte de la bibliografía revisada este inconveniente se ha resuelto mediante la realización de ensayos triaxiales de diversos tipos (verdaderos, de trayectorias, de presión de confinamiento variable o PCV y de presión de confinamiento constante o PCC). También aparecen en la bibliografía, aunque con menor frecuencia, el ensayo rápido de corte, el Hollow Cylinder Apparatus y el HVS (simulador de vehículos pesados – Heavy Vehicle Simulator) entre otros.

3.5. GEOTEXTILES COMO ELEMENTO INTEGRANTE DE LAS CAPAS GRANULARES PERMEABLES

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS en Europa, WSUD en Australia o LID en Estados Unidos y Japón) son un conjunto de técnicas encaminadas a mejorar la gestión de las aguas pluviales y de escorrentía al mismo tiempo que tratan de reducir la contaminación de las mismas. Muchos de estos sistemas, como los pavimentos permeables o los drenes filtrantes, incorporan en sus estructuras geotextiles con funciones de separación y filtro.

El papel que juegan los geotextiles en la conformación de pavimentos parece ser algo que aun hoy presenta cierta incertidumbre. Hecho que no mejora en el caso de los pavimentos permeables que forman parte de los SUDS. Si bien es cierto que existen guías y recomendaciones al respecto, la realidad es que todas ellas resultan ambiguas o poco determinantes (ver Tabla 2).

Guía	Geotextil
Melbourne Water – WSUD Engineering Procedures: Stormwater	Sí
Technical Manual for Water Sensitive Urban Design in Greater Adelaide, South Australia,	Opcional
Gold Coast City Council, Porous and Permeable Paving Guidelines	Sí
Boral Masonry, Hydrapave Permeable Paving System Brochure	Opcional
Adbri Masonry, Permeable Paving Design Guidelines	No
Interlocking Concrete Pavement Institute of America: Permeable Paving Design Guidelines	Opcional
Concrete Masonry Association of Australia (CMAA): Permeable Paving Design Guidelines	Opcional
State of New Jersey, Standard for Pervious Pavement Systems	Sí
Concrete Manufactures Association of South Africa, Concrete Block Paving Design Guidelines	No
Interpave UK: Permeable pavements: guide to the design, construction, and maintenance of concrete block permeable pavements	Opcional
City of Portland Stormwater Management Manual	No
Essex County Council, Sustainable Drainage Systems: Design and Adoption Guide	Opcional
North Shore City Council, Permeable Pavement Design Guidelines	Opcional
California Stormwater Quality Association, Pervious Pavements BMP Handbook, SD-20	Opcional

Tabla 2.- Distintas recomendaciones sobre la colocación de geotextiles (Mullaney y Lucke, 2013).

Tras una revisión bibliográfica se puede concluir que no existe consenso entre los distintos autores sobre la necesidad o no de incluir el geotextil en el diseño del pavimento, sobre su función o funciones, sobre la posición que este debe tener o incluso sobre si su colocación puede resultar más perjudicial que beneficiosa (debido principalmente al aumento de la posibilidad de deslizamiento entre capas) (Mullaney y Lucke, 2013; Lucke y Beecham, 2011).

De entre los beneficios reportados por la mayoría de los autores, cabe destacar el filtrado que los geotextiles proporcionan a las aguas de escorrentía y la retención que realizan, tanto de sólidos de pequeño tamaño como de algunos tipos de contaminantes (Tota-Maharaj et al., 2012; Lamy et al., 2013; Mulligan et al., 2009). Por lo que, para dichos autores, la inclusión de un elemento geotextil en el paquete de firme es un elemento determinante para mejorar la efectividad depuradora en estos tipos de sistemas.

Existe otra corriente de autores que pese a reconocer los beneficios aportados por la inclusión del geotextil, concluyen que tales beneficios no tienen magnitud suficiente como para justificar su inclusión (Lucke y Beecham, 2011).

Además de estos, existen otros muchos aspectos relativos al empleo de geotextiles en SUDS sobre los que parece no existir consenso (Mullaney y Lucke, 2013) o en los que incluso se apunta la necesidad de un estudio más pormenorizado.

Por tanto, queda demostrado como la consecución de los objetivos planteados en este supone una aportación original al conocimiento, dando un paso adelante, tanto en el estudio de las capas granulares, como en el análisis del papel del geotextil en los firmes permeables.

4

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. PLAN ESTRATÉGICO DE LA INVESTIGACIÓN

El trabajo se ha realizado a través de dos líneas de investigación paralelas. Una de estas líneas corresponde a la caracterización de la zahorra drenante y su comportamiento a fatiga. Mientras que la otra se centra en el análisis de la condición de nuevo del geotextil al introducirlo en este tipo de capas.

El fin conjunto de ambas líneas es no solo obtener una primera aproximación a la caracterización de capas granulares drenantes para su empleo en SUDS, sino también el establecimiento de unas metodologías de ensayo acordes.

El nexo de unión es el material granular empleado, la zahorra drenante caliza con la granulometría normativa recogida en el PG-3 (ZAD 20).

4.2. MATERIALES EMPLEADOS

El material granular empleado es de naturaleza caliza, por ser el de uso más extendido en España para las capas de base y sub-base.

Las granulometrías empleadas para las sub-bases en el estudio del geotextil, son las correspondientes a los límites del huso de zahorra artificial drenante que recoge el actual Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG-3, Ministerio de Fomento). La elección de estas granulometrías se basa en posibilitar la observación del rango de variación que puede presentar el factor de corrección buscado, dentro del abanico de granulometrías aceptadas por el pliego para la configuración de pavimentos drenantes (Ver Figura 4 y Tabla 3).

Como base se ha empleado en todos los casos una capa de 7 cm de material granular con granulometría continua de entre 6 y 12 mm.

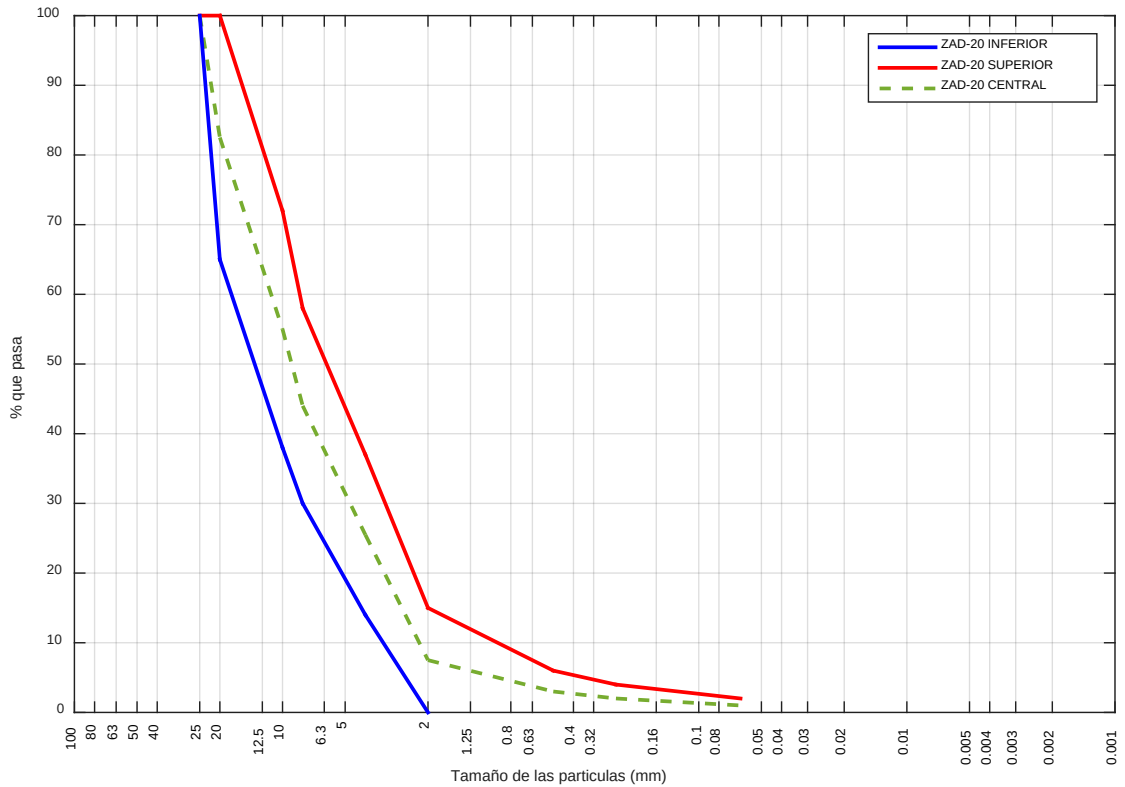


Figura 4.- Huso granulométrico ZAD20 recogido por el PG-3, que corresponde a las granulometrías empleadas en el ensayo modificado de daño mecánico basado en el ensayo ISO 10722.

ZAD20 (% Pasa)			
Tamiz (mm)	Límite superior del huso	Parte central del huso	Límite inferior del huso
25	100	100	100
20	100	82.5	65
8	58	44	30
4	37	25.5	14
2	15	7.5	0
0.5	6	3	0
0.25	4	2	0
0.063	2	1	0

Tabla 3.- Granulometrías empleadas, correspondientes con los límites del huso de zahorras drenantes (ZAD 20) recogidos en el PG-3.

Sin embargo, para el análisis del comportamiento de la zahorra como capa de base o subbase se ha optado por emplear la granulometría correspondiente a la parte central del huso, por considerarse suficientemente representativa para una caracterización inicial.

El tipo de geotextil elegido para este estudio es un geotextil no tejido (agujeteado) de polipropileno procedente de dos distribuidores distintos pero con similares características según su ficha técnica (ver Figura 5 y Tabla 4). La elección del geotextil responde al conocimiento práctico existente sobre el empleo de geotextiles en pavimentos constituyentes de SUDS (Rodriguez Hernandez, 2008).



Figura 5.- Geotextiles empleados en el análisis. Geotextil A (gris) y Geotextil B (negro)

Identificador del geotextil	Geotextil A	Geotextil B
Abertura característica (μm)	126	151
Masa por unidad de superficie (gr/m^2)	200	124
Permeabilidad perpendicular al plano inicial (mm/s)	149.95	162.6

Tabla 4.- Características de los geotextiles empleados en el estudio.

4.3. ENSAYOS REALIZADOS SOBRE ZAHORRA DRENANTE

Los ensayos realizados en el estudio pueden dividirse en dos grandes grupos según cual era el objeto fundamental de su realización. Por un lado los ensayos realizados sobre la zavorra drenante y por otro los realizados sobre geotextiles.

A pesar de esta diferenciación, como se verá en la descripción de los ensayos sobre geotextiles, la realización los mismos implica la utilización de zavorras, por lo que estos ensayos también pueden dar lugar a información relevante sobre el comportamiento de las zavorras utilizadas.

El esquema a seguir para la caracterización de las zavorras drenantes en su empleo como base y sub-base de carreteras es el siguiente:

1. Encontrar un método de preparación de la muestra.
2. Validar el método de preparación de la muestra.

3. Realizar los ensayos necesarios para la caracterización.
4. Comprobar la adecuación de los modelos de comportamiento existentes o crear nuevos modelos, si fuera necesario.

Es necesario que el método de preparación de la muestra para la realización de ensayos triaxiales cíclicos no provoque un deterioro del material tal que lo invalide para el ensayo, haciéndolo poco o nada representativo del caso a estudiar

La validación se lleva a cabo a través de ensayos triaxiales estáticos convencionales, comprobando que los resultados obtenidos son coherentes. Además, teniendo en cuenta las distintas normas de ensayo, el diámetro de la probeta triaxial debe ser al menos cinco veces el tamaño máximo del árido, de forma que para nuestro caso la probeta debe ser de al menos 100 mm de diámetro, siendo habitual en estos casos ir a probetas de mayor tamaño, con lo que parece aconsejable comprobar que la célula disponible funciona razonablemente bien para nuestro caso.

La caracterización mecánica se realiza mediante ensayos triaxiales cíclicos. A través de estos ensayos se puede obtener el módulo resiliente, así como las mediciones de comportamiento mecánico que permitan comprobar la validez para ahorras drenantes de la ley de fatiga propuesta en la normativa actual para ahorras artificiales (tabla 5 de la norma 6.1 IC).

Por último, en caso de no validarse la ley de fatiga normativa o de demostrarse que no se ajusta suficientemente, puede tratar de establecerse un ajuste más razonable, mediante la creación de un nuevo modelo.

4.3.1. Metodología de preparación de muestras para ensayo triaxial

El Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria desarrolló un método para la preparación de probetas triaxiales de materiales no cohesivos, basado en la congelación de la muestra, que ha demostrado ser adecuado en experiencias anteriores (Cimentada, 2009). Se ha optado por utilizar este método dado su simplicidad y la disponibilidad del material necesario para llevarlo a cabo, así como la experiencia del personal del laboratorio en la realización de probetas utilizando el citado procedimiento.

El equipo triaxial disponible condicionó las dimensiones de la probeta a ensayar, fabricándose probetas cilíndricas de 101.5 mm de diámetro y en torno a 203.5 mm de altura. Dichas probetas debían alcanzar una densidad de 19 kN/m³, valor de referencia resultado del ensayo Proctor modificado realizado previamente. Debido al sistema de

preparación de la probeta que se detalla a continuación, tanto la altura como la densidad de la probeta no han podido obtenerse con exactitud, pese a esto, todas las probetas que se han fabricado se encuentran dentro de las tolerancias admisibles por el ensayo.

Para alcanzar dicha densidad el material se compactó por tongadas mediante vibración y la aplicación de 7 golpes de maza Proctor manual por tongada. Además, y debido al método empleado para la compactación, se añadieron las fracciones más finas fundamentalmente en las dos últimas tongadas, tratando de evitar con esto que se produjese una acumulación de finos en la base de la muestra, como resultado del traslado de los mismos durante los sucesivos vibrados y golpes.

Después de compactado el árido, el molde se completa con agua desaireada y todo ello se congela a -16°C durante al menos 24 horas.

Una vez congelada la muestra, se extrae del molde mediante la acción de una prensa que empuja a la muestra congelada fuera del molde (ver Figura 6). El molde, que fue diseñado para este fin, tiene forma troncocónica, con una diferencia entre diámetros inferior y superior de 1 mm, y una tapa extraíble de acero inoxidable en la base.



Figura 6.- Probeta para ensayo triaxial tras 1 día de congelación

Una vez extraída la muestra simplemente se coloca según la norma UNE 103 402:1998 en la célula triaxial.

4.3.2. Triaxial estático

El ensayo triaxial estático llevado a cabo en este caso es del tipo consolidado drenado. Este ensayo consiste, fundamentalmente, en aplicar tensiones normales diferentes en las direcciones horizontal y vertical, sobre una probeta cilíndrica. De esta forma provocamos que exista simetría de revolución en tensiones y deformaciones en el plano horizontal. Al mismo tiempo se controla el drenaje y el cambio de volumen a través de este.

La probeta, previamente preparada mediante el método de congelación anteriormente explicado, se introduce en una membrana flexible e impermeable con cuidado para no dañarla. Debido a la angulosidad de las partículas del material ensayado y a su elevado tamaño, se han utilizado membranas con un espesor de 1mm, muy superior al que se usa habitualmente. Una vez colocada la membrana sobre la muestra se sitúa el conjunto sobre una piedra porosa (existe otra piedra porosa situada en la base superior) y a su vez sobre el pedestal de la célula triaxial. Una vez realizado el montaje anterior, se le colocan unas gomas en los extremos, a fin de fijar la membrana y asegurar la estanqueidad de la probeta respecto al agua que se introducirá en la célula.

Una vez montada la probeta en la célula triaxial, esta se cierra y se procede a su llenado con agua desaireada. Una vez hecho esto, comienza el proceso de saturación-consolidación (ver Figura 7).

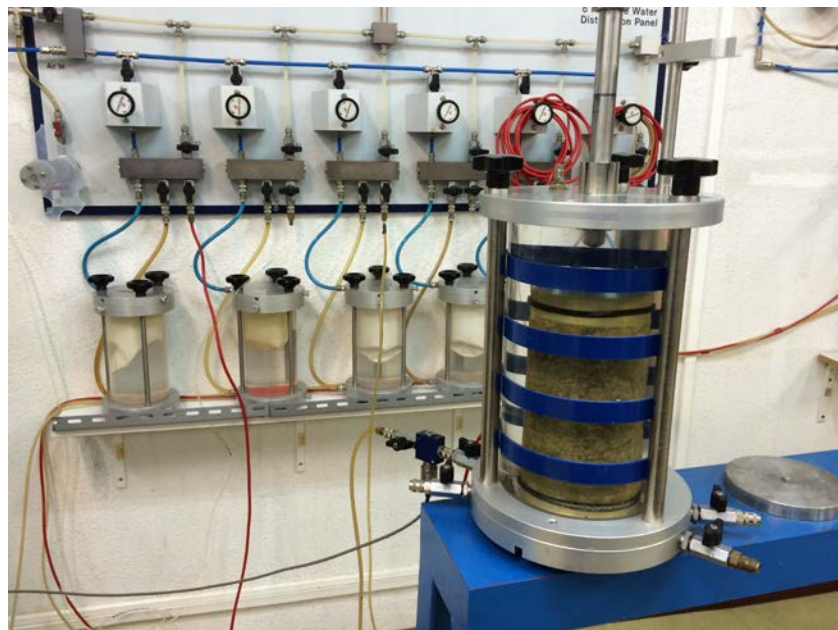


Figura 7.- Panel de presión y célula triaxial durante el proceso de saturación-consolidación

Se satura y consolida la probeta a fin de evitar succiones y posibles burbujas de aire que puedan quedar ocluidas en la misma. Para ello se aplica al agua de los poros presión suficiente (presión de cola) y una presión ligeramente superior al agua de la célula (presión de confinamiento), a fin de evitar presiones efectivas negativas así como la disgregación de la probeta. Esto sirve también para comprobar mediante la Ley de Skempton la correcta consolidación de la probeta:

$$\Delta u = B \cdot [\Delta \sigma_3 + A \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad \text{para} \quad \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$$

Siendo:

Δu : incremento de la presión intersticial

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$: incremento de las tensiones principales

Desde el punto de vista teórico, en suelos saturados el coeficiente B de la citada ley debe ser igual a la unidad, pues un incremento isótropo de la presión total produce un incremento igual de la presión intersticial, siempre y cuando se considere el agua como un fluido incompresible. Usualmente cuando se obtienen valores superiores a 0.85 se da por terminada la saturación y se continúa con el ensayo, anotando el valor obtenido.

A partir de este momento se mantendrán constantes las presiones de confinamiento y cola durante todo el ensayo. Con ello se trata de prevenir la posible aparición de presiones intersticiales negativas. Además, debe tenerse en cuenta que se aplica la presión de cola, tanto a la presión intersticial como a la total, de forma que no tiene efecto sobre el suelo y se suele descontar de los cálculos. Además, al tratarse de un ensayo drenado, tiene que permitirse el flujo de agua bien hacia el interior de la probeta o hacia el exterior de la misma. Este flujo se controla con un equipo mantenedor de presión, que mantiene la presión constante e igual a la presión de cola aplicada en todo momento.

Una vez consolidada la probeta, todo el conjunto se introduce en una prensa de ensayo que actúa sobre el vástago de la célula aplicando la tensión vertical o desviadora (ver Figura 8). El ensayo de compresión triaxial se realiza normalmente en deformación controlada, es decir, a una velocidad de deformación constante, midiendo la carga ejercida (tensión desviadora) en cada momento. Durante la aplicación del desviador, además de este se mide también la deformación volumétrica, mediante el volumen de agua admitido o expulsado por la probeta.



Figura 8.- Fase de rotura de un ensayo triaxial.

La fase de rotura del ensayo se continúa hasta que se produce una rotura clara de la probeta, es decir, se alcanza la tensión desviadora máxima (ver Figura 9). Normalmente la probeta toma una forma abarrilada característica en el momento de la rotura, debido al rozamiento de las caras superior e inferior de la probeta con las piedras porosas. Si no se llega a la situación de rotura o esta no es clara, la norma marca que el ensayo no se continúe con deformaciones superiores al 20%.

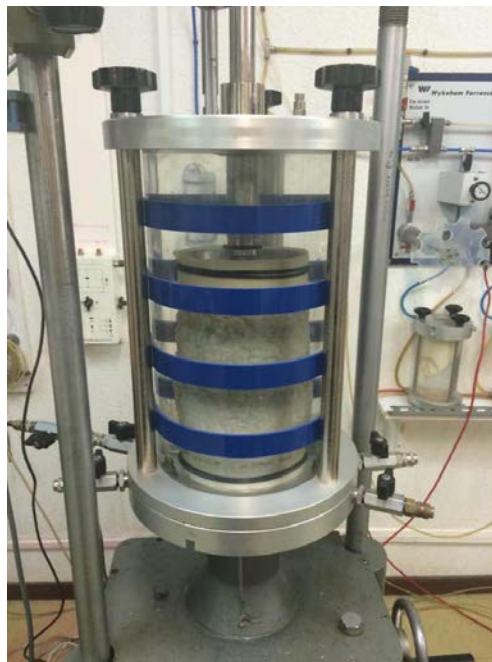


Figura 9.- Probeta en situación de rotura.

4.3.3. Triaxial dinámico

La idea original era realizar ensayos triaxiales dinámicos usando la célula triaxial convencional presentada en el apartado anterior y la prensa dinámica empleada para los ensayos de geotextiles. Para ello era necesario contrastar la validez del método de congelación para la preparación de la probeta, ya que nunca antes se había utilizado con gravas de tanto tamaño, motivo por el que se llevaron a cabo, inicialmente, triaxiales convencionales.

La finalidad de los triaxiales dinámicos es doble. Por un lado, encontrar el módulo resiliente que permite caracterizar el material de manera acorde con su posterior uso (AASTHO T292). Por otro lado, obtener datos del comportamiento del material a fatiga que permitan obtener conclusiones relativas tanto sobre su durabilidad como sobre su comportamiento resistente y deformacional a lo largo de la vida útil de la carretera en la que se instale.

Esta parte del estudio no se ha podido llevar a cabo debido fundamentalmente a la falta de tiempo, que excedía del disponible para un TFM. Teniendo además en cuenta la dificultad añadida que supone el montaje del ensayo, ya que implica no sólo el movimiento de equipos entre distintos laboratorios, sino la coordinación del personal de dos laboratorios.

Sin embargo, como se verá en apartados posteriores, los ensayos realizados sobre geotextiles para pavimentos drenantes ha requerido la simulación del daño mecánico por el proceso de puesta en obra de los mismos (ver apartado 4.4.2). Para la realización de esta simulación se ha sometido a una muestra formada por geotextil y zahorra a una serie de ciclos de carga. Se ha aprovechado esta aplicación para recoger datos sobre el comportamiento del material bajo estas circunstancias con el fin de obtener conclusiones de cara a futuras investigaciones. Como se verá en los apartados dedicados al análisis, los resultados obtenidos de estas pruebas están fuertemente influenciados por el molde en que se realizan y la metodología de ensayo, por lo que únicamente son válidos para analizar tendencias y realizar un pre-dimensionamiento del ensayo triaxial dinámico que, como se ha dicho con anterioridad, es el mejor procedimiento para obtener la caracterización mecánica necesaria para la utilización de este tipo de materiales en proyectos reales.

4.4. ENSAYOS REALIZADOS SOBRE GEOTEXTILES PARA PAVIMENTOS DRENANTES

Se ha diseñado una metodología de ensayo para proporcionar un marco que posibilite la comparativa de funcionamiento de los geotextiles frente a la colmatación provocada por los sólidos presentes en los áridos mediante ensayos de laboratorio. Este sistema podría extenderse a un análisis con contaminantes agregados en una composición más conforme a la situación real de trabajo del firme. Se ha denominado al ensayo Deterioro Hidráulico de geotextiles por Puesta en Obra (DHPO).

4.4.1. Consideraciones iniciales

Para el estudio de una posible corrección inicial, lo primero que se debe identificar son los factores que influyen sobre la permeabilidad o capacidad de filtración inicial. En este caso, se ha llegado a la determinación de que dichos factores son, fundamentalmente, el tipo de geotextil, la posición del geotextil en el pavimento, el material granular empleado y el proceso de puesta en obra.

La elección de la posición del geotextil dentro del paquete de firme como factor a tener en cuenta, se justifica por la diferente cantidad de sólidos de pequeño tamaño o finos adheridos al material granular susceptibles de sufrir arrastre y colmatar, total o parcialmente, el geotextil según su posición.

Por otro lado, la elección del material granular así como del proceso de puesta en obra del mismo, como factores a considerar, tienen su justificación en la forma y magnitud del daño generado sobre el geotextil.

Finalmente, parece lógico que geotextiles con distintas características técnicas de partida, requieran un valor de corrección diferente. Debido a esto el presente estudio se centrará en demostrar que geotextiles similares pueden ser afectados con el mismo factor de corrección, lo que permite generalizar el factor por tipo de geotextil.

El procedimiento de ensayo empleado busca reproducir en laboratorio las condiciones a las que está expuesto el geotextil durante su colocación en obra, para posteriormente medir la pérdida de capacidad de filtración a través del mismo.

Para este fin, se propone dividir el proceso de simulación de las condiciones de puesta en obra en dos partes. Una primera parte en la que se simula el daño mecánico producido sobre el geotextil durante su puesta en obra, y una segunda parte en la que

se simula la circulación de agua a su través durante la construcción del firme. El agua vertida en obra sobre la capa puede tener orígenes diversos, desde el regado superficial durante la obra hasta fenómenos meteorológicos que puedan ocurrir durante la construcción.

4.4.2. Simulación del daño mecánico por el proceso de puesta en obra

Para la simulación de las condiciones de puesta en obra se emplea una versión modificada del ensayo ISO 10722. Este ensayo consiste, originalmente, en colocar una probeta de geotextil de dimensiones definidas (30x30 cm) entre dos capas de árido sintético. Una vez colocado todo en el contenedor de ensayo (ver Figura 10), según indica la norma, se coloca centrada sobre la probeta una placa de reparto de carga a través de la que se aplica una presión cíclica comprendida entre un mínimo de 10 ± 10 kPa y un máximo de 500 ± 10 kPa, a una frecuencia de 1 Hz durante 200 ciclos de carga (ver Figura 11).

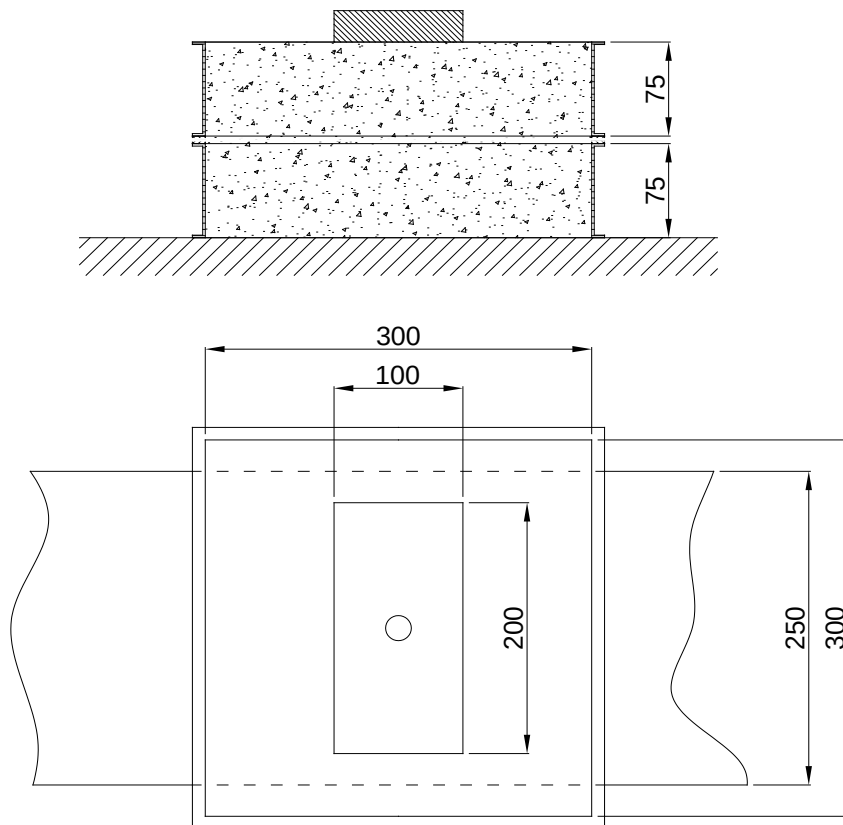


Figura 10.- Molde visto en sección. Esquema según la Norma ISO 10722.



Figura 11.- Montaje inicial del ensayo ISO 10722.

Para adecuar el ensayo a las condiciones reales de puesta en obra se modifica tanto la naturaleza y granulometría del árido empleado como el número de ciclos de carga aplicados.

El daño mecánico que sufren los geotextiles empleados en la construcción de carreteras, aparece fundamentalmente durante las fases de construcción, instalación y compactación. Aunque también se causa daño mecánico sobre el geotextil durante su vida útil, este es generalmente inferior.

El tipo de daño mecánico al que puede verse sometido un geotextil puede dividirse en seis categorías: abrasión, separación, punzonado, rotura por tensión, rasgado y rotura de fibras. (abrasion, splitting, puncturing, stress rupture, fibre cutting and tearing).

Durante la realización de los primeros ensayos, se ha observado que la intensidad del daño no depende únicamente de la energía de compactación sino, en gran medida, de los materiales que conforman el pavimento. Este fenómeno fue estudiado por Carnerio et al. (2013) y González-Torre et al. (2015), llegando a la misma conclusión tras estudiar diversos materiales.

Partiendo de estas observaciones iniciales, se decide realizar un análisis comparativo del comportamiento ante carga cíclica de los materiales susceptibles de

ser utilizados en el ensayo, así como de una muestra de ofita, material empleado usualmente en el laboratorio de LAGUC para este ensayo, como sustitución del corindón marcado por la norma. La utilización de ofita en sustitución del corindón es posible ya que ambos materiales tienen coeficientes de desgaste de Los Ángeles similares, en torno a 16. Dado que la variación de la capacidad filtrante de los geotextiles por su puesta en obra está causada, fundamentalmente, por la acumulación de finos procedentes del machaqueo (Carneiro et al., 2013), puede considerarse, a igualdad de forma y tamaño de las partículas, el coeficiente de desgaste de Los Ángeles como un buen indicador de la agresividad del árido frente a la pérdida de capacidad filtrante del geotextil.

4.4.3. Análisis comparativo del comportamiento a carga cíclica de los distintos materiales

Gran parte del daño producido al geotextil durante el ensayo está provocado por los movimientos relativos de las partículas durante el proceso de compactación (reacomodo de las partículas). Debido a esto, para realizar una comparación entre distintos materiales es necesario obtener los parámetros que provocan grados de compactación similares en los diferentes materiales. Con el fin de ajustar dichos parámetros del ensayo, se ha realizado una caracterización frente a acciones cíclicas tanto del material de referencia (ofita), como de los materiales en los extremos granulométricos del huso marcado por la norma para capas de ZAD20.

Estos ensayos se han llevado a cabo bajo las siguientes especificaciones: mismo molde, tensiones y frecuencia que las marcadas en la norma ISO 10722. Por lo que se propone que el único parámetro a calibrar sea el número de ciclos aplicados durante el ensayo.

4.4.4. Ajuste del ensayo

En primer lugar se ha representado la evolución del asiento plástico con la aplicación de ciclos de carga (ver Figura 12).

Adicionalmente se ha obtenido la evolución del módulo de elasticidad (E) con la aplicación de ciclos de carga (ver Figura 13). Para obtener dicho parámetro se ha considerado que el asiento que se produce en cada ciclo es totalmente elástico, asunción que no es válida para las primeras aplicaciones de carga, dado que el asiento permanente que se produce en cada ciclo en esta fase del ensayo no es despreciable,

si bien si puede despreciarse tras la aplicación de un número relativamente pequeño de ciclos de carga, en torno a los 500.

Como puede verse en la Figura 12, tanto la magnitud del asiento como su evolución son claramente diferentes para los tres materiales. Debido a esto, se propone como ajuste del ensayo la variación del número de ciclos a aplicar de tal forma que se produzca el mismo grado de compactación para el material estudiado como el que se produce tras la aplicación de 200 ciclos sobre el material patrón. Para obtener este ratio, se considera como asiento máximo el que se ha obtenido tras la aplicación de 270.000 ciclos. Si bien puede observarse en la gráfica que no se ha llegado a la estabilización del asiento, la pendiente de las curvas en dicha zona indica que la velocidad de aumento del asiento es pequeña. Por otro lado, debido a la configuración del ensayo, se produce una migración de material de la zona bajo la placa de reparto hacia los bordes del molde, lo que aumenta el asiento producido sin incremento de densidad del material, lo que podría explicar, al menos en parte, la no estabilización del asiento para cargas pequeñas como las aplicadas.

En la ofita ensayada se ha obtenido que el asiento producido tras 200 ciclos es del orden del 35% del asiento considerado máximo (ϵ_f), a este asiento se le ha denominado ϵ_{35} . El número de ciclos a aplicar en un ensayo con material diferente al material patrón será, por lo tanto, el que produzca un asiento igual al 35% del máximo. En la Tabla 5 se muestran los valores obtenidos para los materiales ensayados.

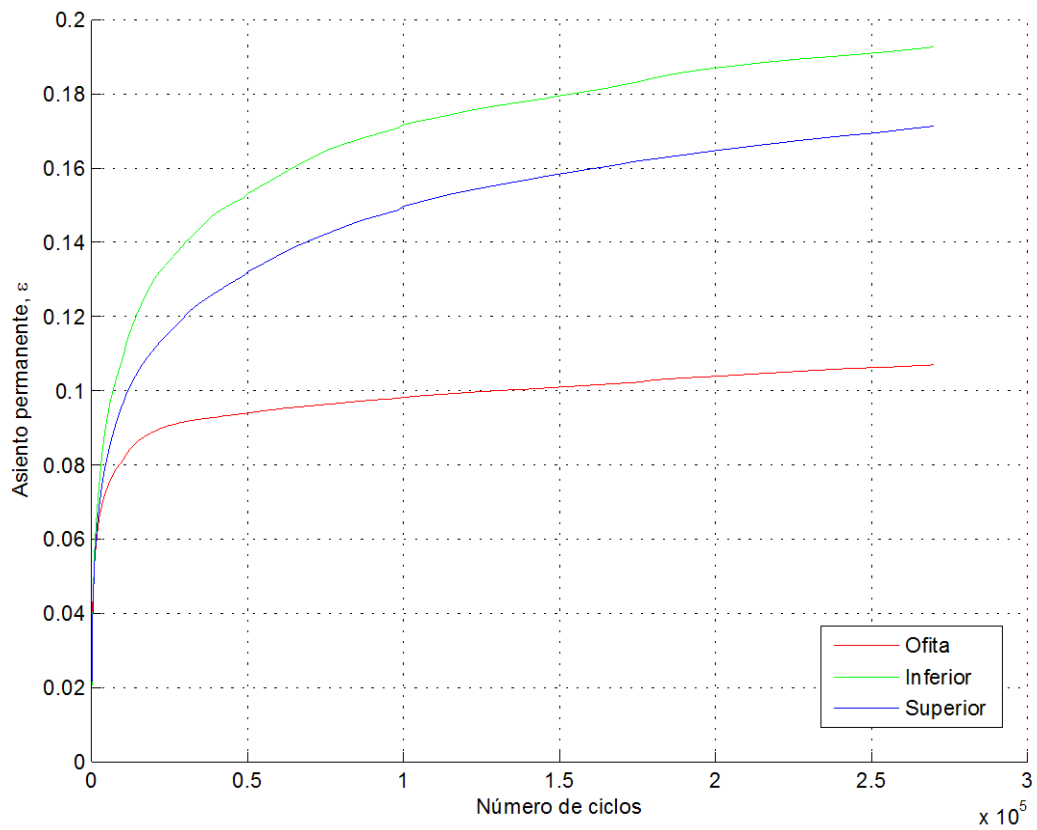


Figura 12.- Evolución del asiento plástico con el número de ciclos.

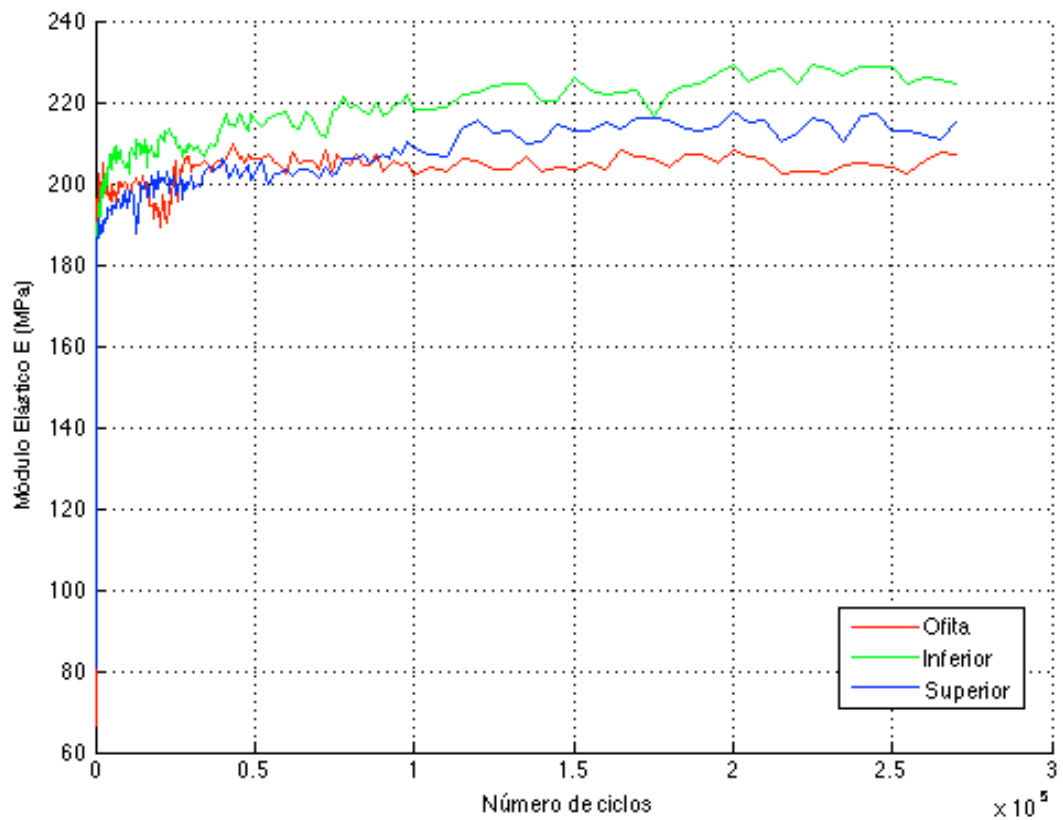


Figura 13.- Evolución del módulo de elasticidad con el número de ciclos.

Material	ϵ_f	ϵ_{35}	Ciclos ensayo
Ofita	0.1070	0.0385	200
ZAD20 Inferior	0.1927	0.0674	1800
ZAD20 Superior	0.1714	0.0600	1500

Tabla 5.- Ciclos de ensayo según el material empleado

Dado que las granulometrías del árido utilizado para la simulación son las extremas recogidas en el PG-3 para zahorra drenante, límites del huso granulométrico correspondiente a ZAD-20 (ver Figura 4 y Tabla 5), el número de ciclos será de 1500 para la granulometría correspondiente a la parte superior del huso y de 1800 para la granulometría correspondiente a la parte inferior del mismo.

4.4.5. Simulación del efecto de lavado

Una vez recuperado el geotextil tras la simulación de daño mecánico, se reducen las dimensiones de la probeta de 20x20cm para eliminar los posibles efectos de borde.

La segunda fase del ensayo consiste en hacer pasar agua por una probeta con la misma disposición de capas de base y sub-base que el firme a estudiar, utilizando como geotextiles los resultantes de la fase anterior. Para la conformación de la probeta no se utilizan los materiales granulares procedentes de la fase anterior, sino unos nuevos y sin lavar. La probeta se monta dentro de un recipiente de metacrilato sin fondo que se coloca sobre una geocelda para permitir el flujo libre del agua hasta un desagüe (ver Figura 14).

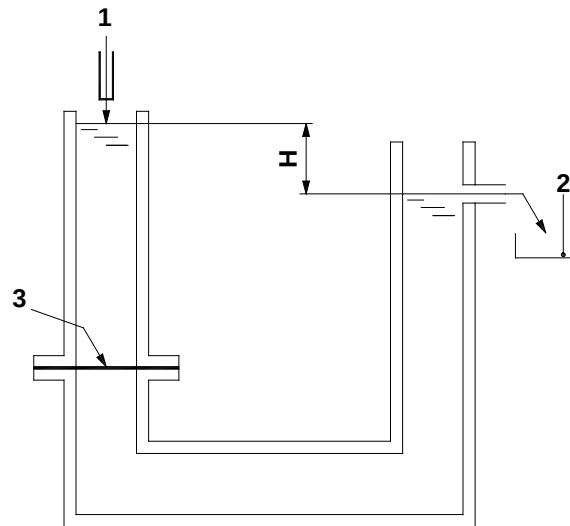


Figura 14.- Imagen tomada durante una simulación del efecto de lavado.

La circulación de agua a través de la capa granular se lleva a cabo mediante el vertido de 8 litros de agua. Esta cantidad corresponde al límite superior de la suma de los volúmenes de la capacidad de campo de la muestra (estimada en un 7% en volumen) y del volumen de huecos (estimado en un 35% en volumen sobre la muestra).

4.4.6. Obtención de la permeabilidad final del geotextil

Una vez que el geotextil ha sido sometido a un ciclo completo de ensayo, simulación de daño mecánico y lavado, se recupera cuidadosamente la muestra para obtener de ella las probetas que posteriormente son sometidas al ensayo de permeabilidad al agua perpendicularmente al plano sin carga (ISO 11058) (Figura 15). El fin de este último análisis es obtener la pérdida porcentual de dicha propiedad para con ella poder realizar las correcciones pertinentes si este fuese el caso.



- 1.- Flujo de entrada
2.- Flujo de salida recogido
3.- Probeta
H.- Pérdida de carga

Figura 15.- Esquema de ensayo según la Norma ISO 11058.



Figura 16.- Imagen tomada durante la realización del ensayo en el Laboratorio de Geosintéticos de la Universidad de Cantabria.

4.4.7. Campaña de ensayos DHPO

Inicialmente se realizó el ensayo ISO 11058 sobre los dos geotextiles empleados en el estudio sin ensayar para obtener la permeabilidad perpendicular al plano sin carga de referencia.

Se llevaron a cabo un total de 16 simulaciones completas, para lo que fue necesario realizar 24 simulaciones de daño mecánico y 16 simulaciones de lavado.

De las 24 simulaciones de daño mecánico por puesta en obra, 12 se correspondieron a uno de los geotextiles elegidos y otras 12 al otro tipo. Dentro de estas 12 simulaciones por tipo de geotextil, 6 se llevan a cabo con la granulometría ZAD-20 de la parte inferior del huso granulométrico recogido en el PG-3 y el resto con la granulometría correspondiente a la parte superior del huso.

Posteriormente y con esas 24 probetas de geotextil, se realizan 16 simulaciones de lavado, correspondiéndose 8 a cada tipo de geotextil. A su vez estas 8 simulaciones se subdividen en grupos de 4 por el tipo de granulometría empleada como base. Siendo realmente, 2 de las 4 las necesarias para reproducir las diferentes configuraciones de posición y empleándose las 2 restantes como contraste.

Por último se realiza el ensayo ISO 11058 sobre las 24 probetas de geotextil expuestas al proceso, obteniéndose 5 probetas de este tipo de ensayo por cada probeta de geotextil obtenida en el paso anterior.

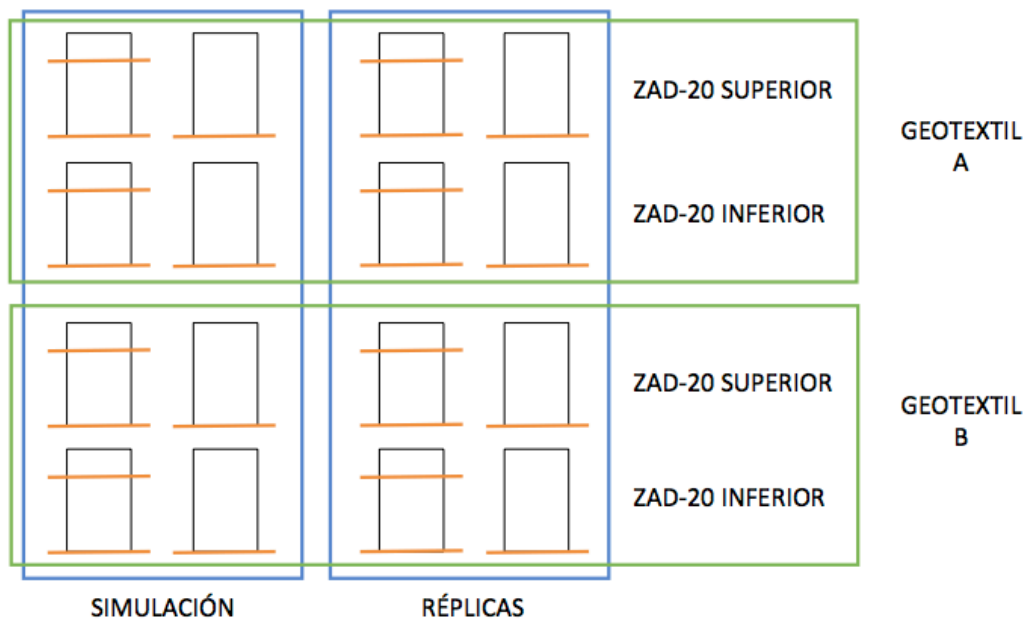


Figura 17.- Esquema de la campaña de ensayos realizada

5

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La estructura de este apartado sigue el esquema que se ha utilizado durante la exposición del estado del arte y de la metodología, por lo que se divide en dos apartados, cada uno de ellos dedicado a un tipo de material.

5.1. ENSAYOS REALIZADOS SOBRE ZAHORRAS DRENANTES

En este apartado se muestran, además de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre las zahorras drenantes, las observaciones relativas a la adecuación de la metodología de ensayo utilizada al material ensayado.

Además de lo anteriormente citado, se incluye un apartado en el que se analizan los datos recogidos por la prensa dinámica en la simulación del daño mecánico por el proceso de puesta en obra, que si bien no puede tomarse como un ensayo del que obtener datos numéricos, si pueden obtenerse datos valiosos para futuras investigaciones, así como contrastar las tendencias que muestra el material con las que muestran otros materiales cuando son sometidos a ensayos dinámicos convencionales.

5.1.1. PREPARACIÓN DE MUESTRAS POR CONGELACIÓN

Una vez preparada la primera probeta empleando el método de congelación descrito anteriormente (apartado 4.3.1.1) se observa, mediante reconocimiento visual de la misma, que no se ha producido segregación por tamaños debido al método de compactación empleado (vibrado y golpeo con maza Proctor manual).

También pudo observarse que tras una congelación prolongada, superior a una semana, los bordes de la probeta comienzan a deteriorarse.

Además de esto, se realizó un ensayo granulométrico, posterior al ensayo triaxial, para comprobar que efectivamente la granulometría sigue estando dentro del uso ZAD-20 y por tanto puede seguir considerándose zahorra drenante.

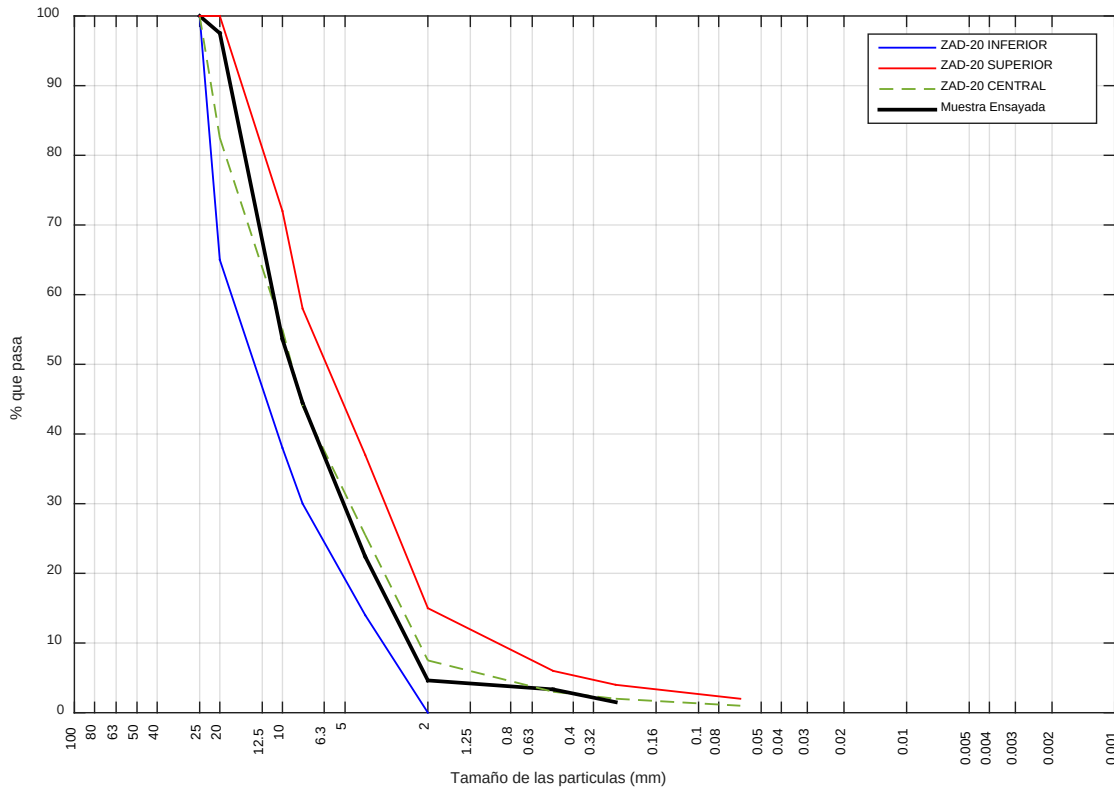


Figura 18.- Granulometría del material después del ensayo

En la gráfica se observa que la fracción mayor prácticamente desaparece pasando a formar parte, en su mayoría, de la siguiente fracción. Sin embargo, no debe perderse de vista que esto sucede para la muestra una vez ensayada, es decir, cuando el material ya ha plastificado. Teniendo en cuenta además, que aún en estas condiciones sigue cumpliendo con el uso granulométrico.

5.1.2. TRIAXIAL ESTÁTICO

A continuación se muestran los resultados obtenidos de la realización del ensayo triaxial C-D llevado a cabo sobre la zavorra drenante. Como puede observarse, los resultados son coherentes para un suelo granular de este tipo. Esto nos sirve para contrastar el método empleado, tal y como se apuntó en el capítulo 4.

5.1.2.1. Parámetros resistentes

En la Tabla 6 se muestra el estado tensional en rotura para cada una de las probetas ensayadas usando los parámetros de Lambe.

Presión de célula (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
50	303.61	253.61
150	658.97	508.97
300	1032.30	732.30

Tabla 6.- Estado tensional en rotura

Para obtener los parámetros resistentes se ha utilizado el criterio de Mohr-Coulomb, por lo que se ha ajustado una recta a los puntos de rotura y, a partir de la misma, se han obtenido dichos parámetros. En las gráficas siguientes (ver Figura 19 y Figura 20) se ha representado el estado tensional en rotura de las probetas en el plano de Lambe. Para ello, además de representar los puntos de rotura de cada probeta se han dibujado sus círculos de Mohr en el momento de la rotura.

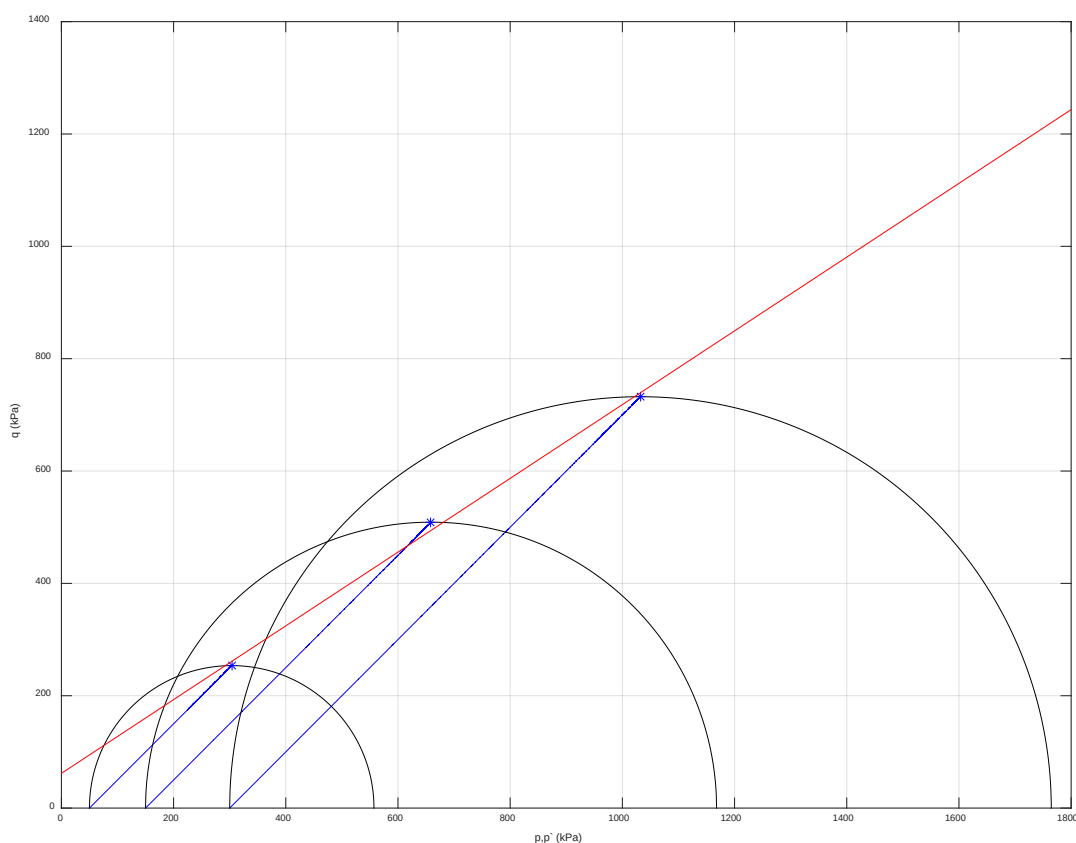


Figura 19.- Ajuste de la línea de rotura considerando cohesión

Como se observa en la gráfica, el ajuste tiene término independiente distinto a cero, lo que implica que la resistencia no es directamente proporcional al estado tensional y, por lo tanto, que el material presenta cierta cohesión. Sin embargo, tradicionalmente este tipo de materiales, gravas y arenas, se denominan no cohesivos

y se tiende a caracterizar su resistencia usando únicamente la componente friccional del criterio de Mohr-Coulomb. Debido a esto se ha realizado un segundo ajuste forzando que la recta resultante pase por el origen y, por lo tanto, que su término independiente sea nulo.

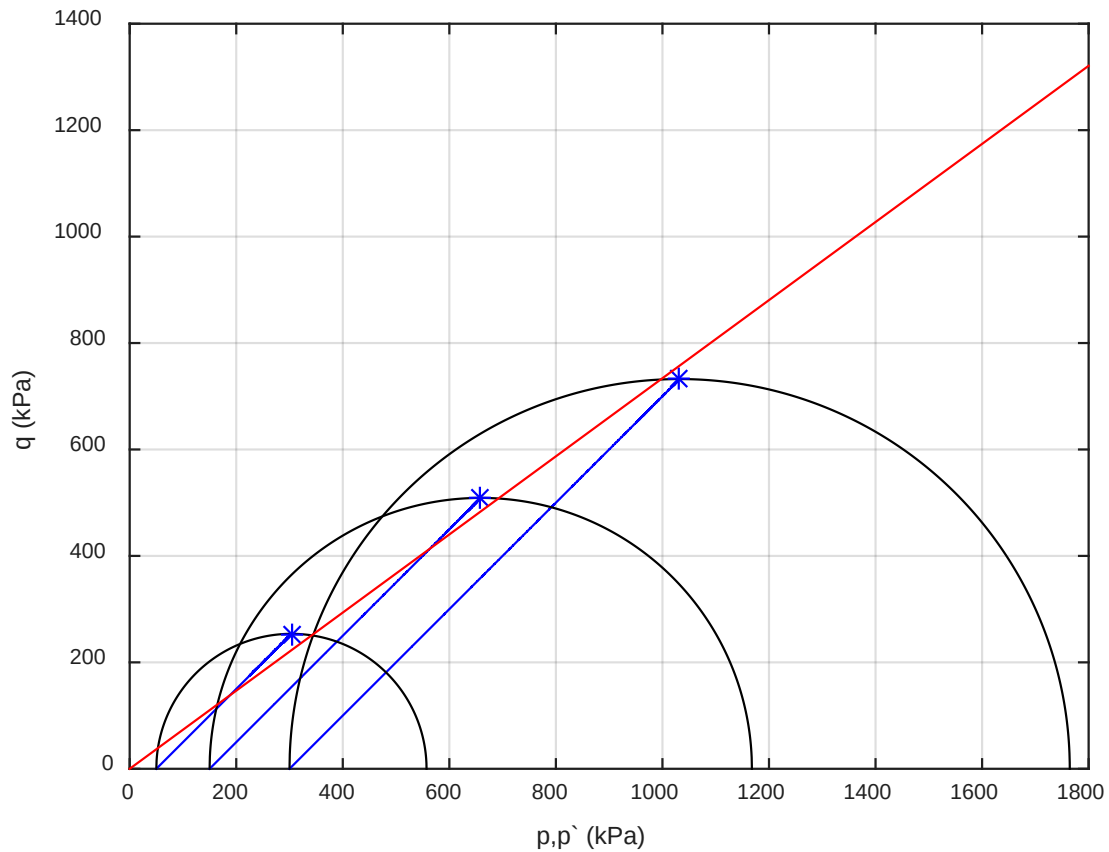


Figura 20.- Ajuste de la línea de rotura considerando cohesión nula

En la tabla siguiente se muestra el resultado de ambos ajustes, así como los parámetros resistentes obtenidos de los mismos.

Mohr-Coulomb					
Con cohesión			Sin cohesión		
ϕ (rad)	ϕ (°)	c (kPa)	c (kPa)	ϕ (rad)	ϕ (°)
0.72	41.03	81.92	0	0.82	47.21

Tabla 7.- Parámetros resistentes

5.1.2.2. Parámetros deformacionales

A continuación se muestran las curvas de rotura obtenidas en los ensayos realizados. Se han realizado dos tipos de gráficas, por un lado la curva tensión desviadora – deformación vertical (ver Figura 21) y, por otro, la curva cambio de volumen – deformación vertical (ver Figura 22). Como es habitual en este tipo de ensayo, se muestran las curvas correspondientes a cada una de las tres probetas ensayadas en una misma gráfica.

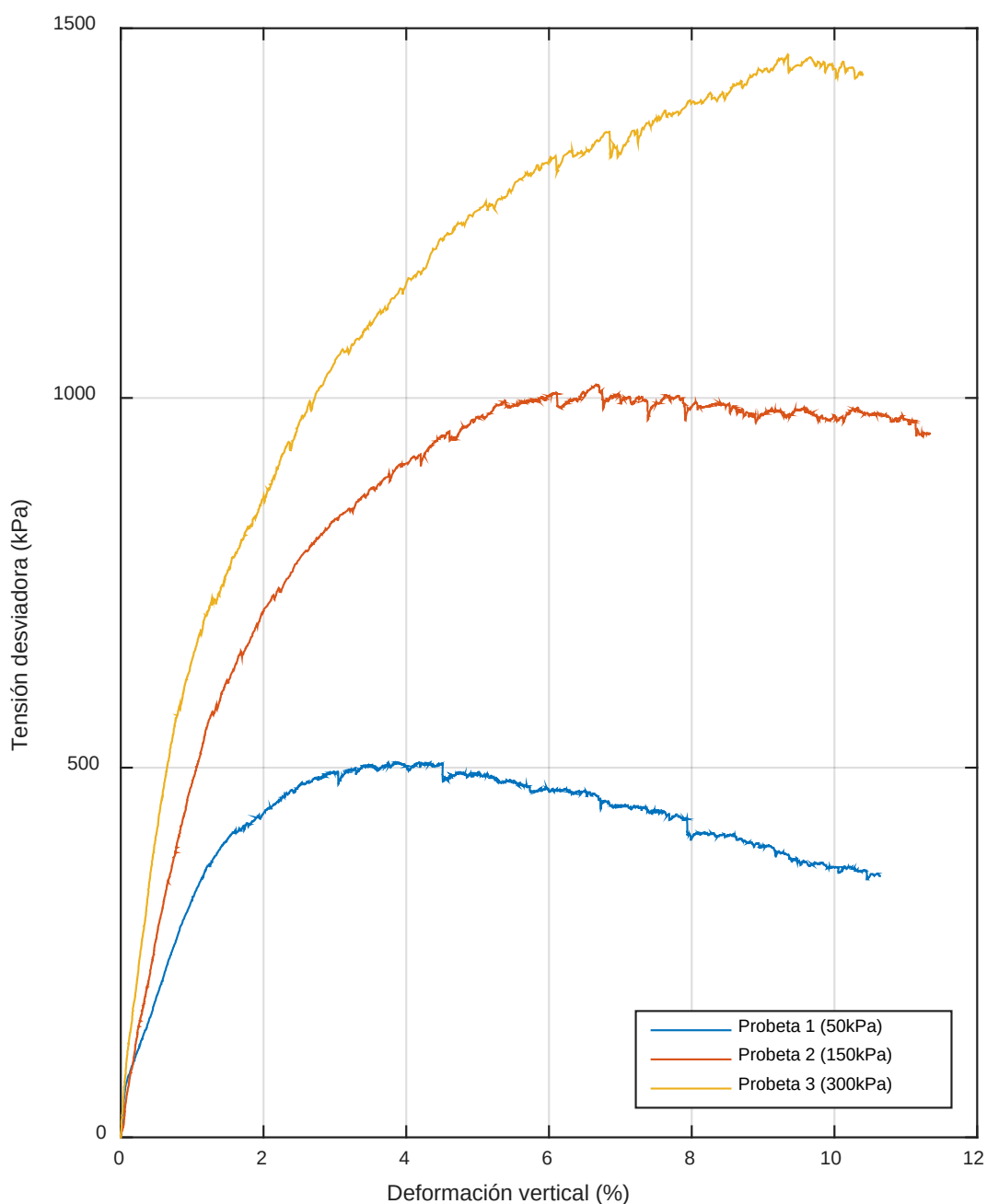


Figura 21.- Curvas tensión desviadora-deformación vertical

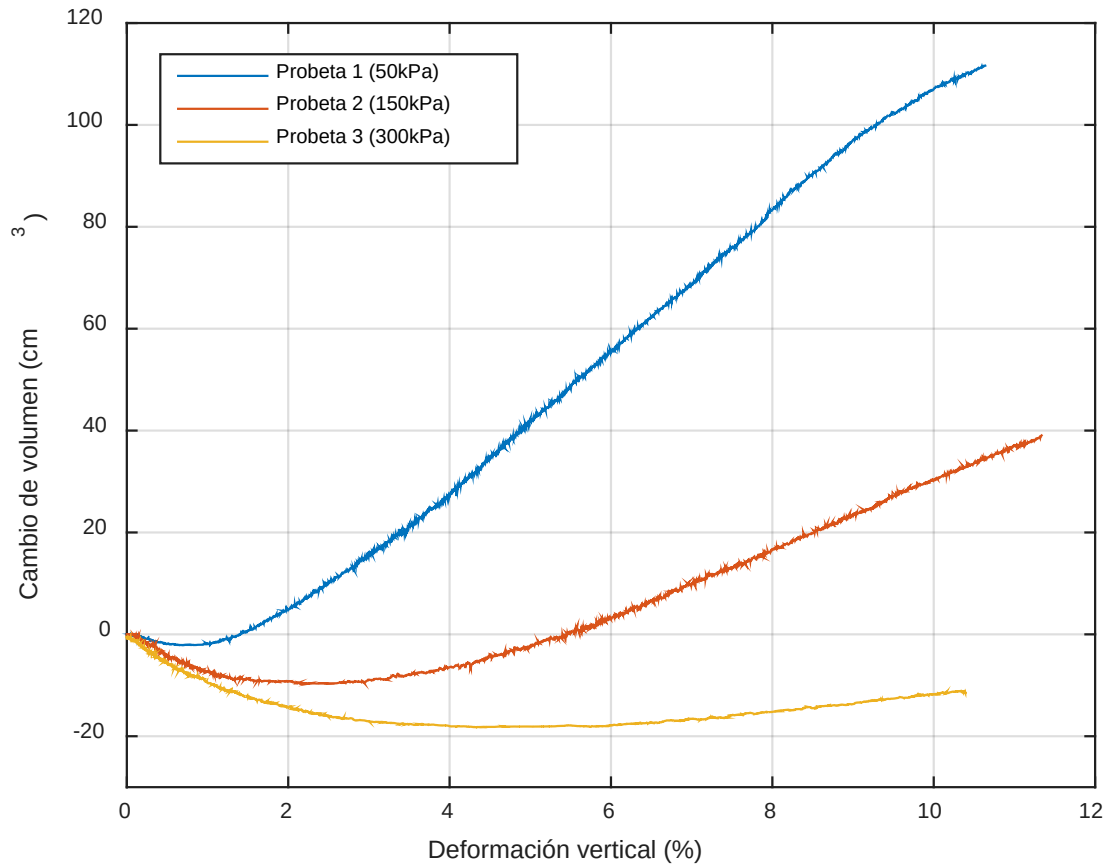


Figura 22.- Curvas cambio de volumen-deformación

Los parámetros deformacionales se han obtenido utilizando el modelo de Mohr-Coulomb, que considera que el material se comporta de forma perfectamente elástica hasta que se produce la plastificación y a partir de dicho momento su resistencia se mantiene constante (ver Figura 23).

En la Figura 23 se ha representado la curva tensión desviadora – deformación vertical teórica. Como puede verse, comparando la figura teórica con las curvas obtenidas el comportamiento real del material difiere del modelo teórico, esto se debe a que en materiales reales la duración del tramo elástico puro se reduce al comienzo de las curvas, con valores de deformación muy bajos, apareciendo un comportamiento elastoplástico hasta alcanzar el valor de rotura. Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, normalmente se obtiene el módulo de elasticidad (E) ajustando una recta al tramo quasi-recto de la curva tensión desviadora – deformación vertical, de esta forma se obtiene un valor del módulo de Young razonable para uso en modelos convencionales.

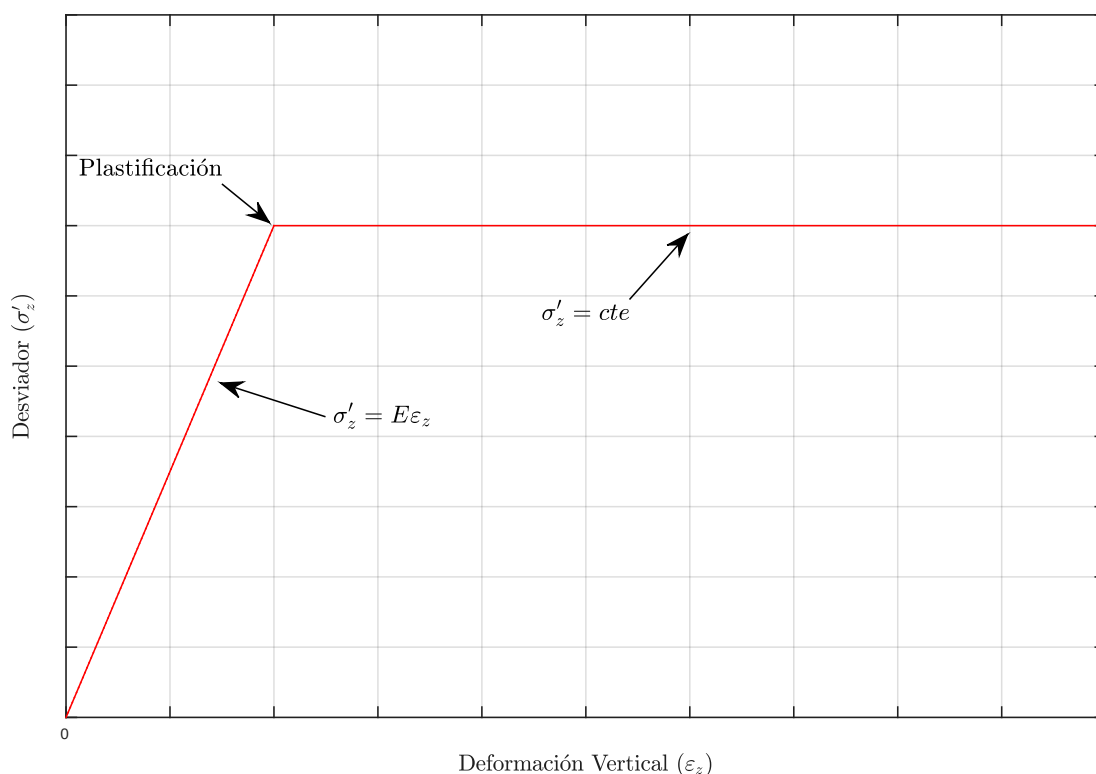


Figura 23.- Curva desviador – deformación vertical teórica según Mohr-Coulomb

Como puede verse en la Figura 21, el módulo de elasticidad del material aumenta con la presión de célula, y por lo tanto con la profundidad, lo que es coherente con las experiencias previas en este tipo de materiales. En la Tabla 8 se muestran los valores del módulo de Young obtenidos.

Para realizar una caracterización mecánica completa desde el punto de vista deformacional, es necesario obtener, además del módulo de elasticidad, el módulo de Poisson (ν) y la dilatancia (ψ). Para obtener dichos parámetros se utiliza la curva cambio de volumen – deformación vertical. El modelo elástico predice que la deformación volumétrica sólo se produce por variaciones de la tensión octaédrica normal, mientras que los esfuerzos tangenciales producen sólo distorsiones. Los fenómenos de dilatancia que muestran los materiales de este tipo incumplen la premisa anterior, por lo que sólo puede utilizarse el modelo elástico para pequeñas deformaciones. La forma final de la curva se explica debido, precisamente, al efecto de la dilatancia. La curva deformación volumétrica – deformación vertical teórica se muestra en la Figura 24.

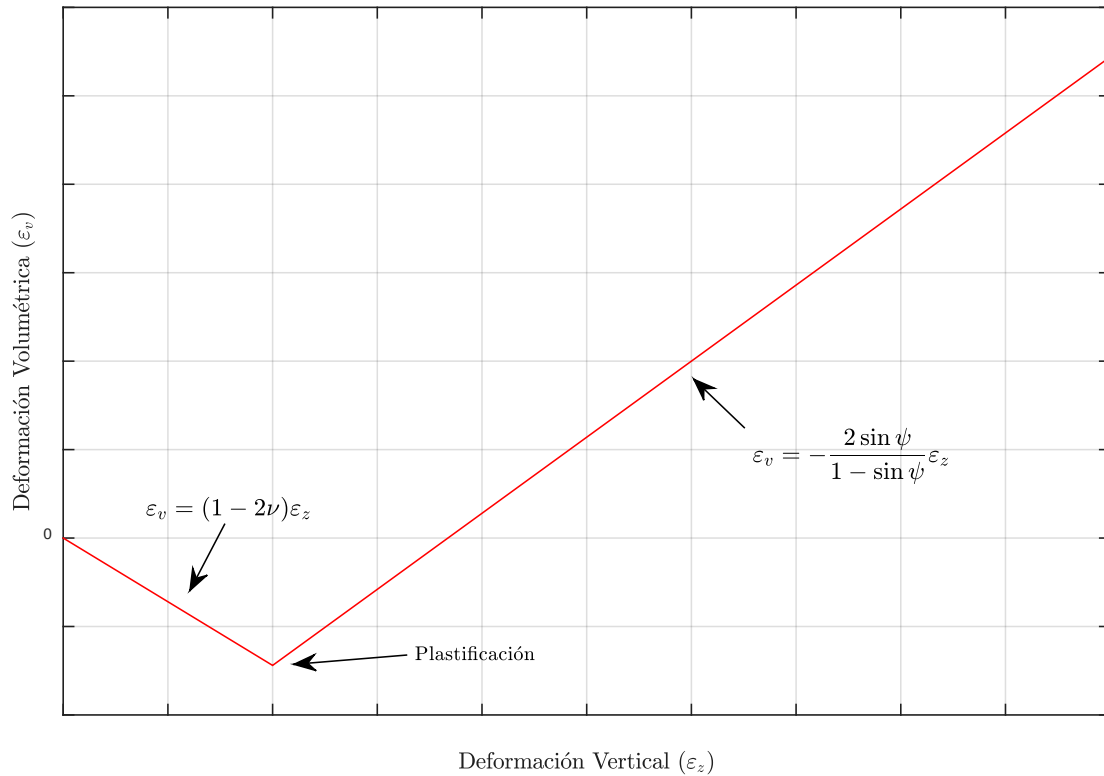


Figura 24.- Curva deformación volumétrica – deformación vertical teórica según Mohr-Coulomb

Para poder ajustar las medidas obtenidas a las leyes que se muestran en la figura anterior es necesario transformar el cambio de volumen en centímetros cúbicos obtenido durante el ensayo por la deformación volumétrica. Para realizar esta transformación simplemente hay que dividir el cambio de volumen por el volumen inicial de cada probeta. En la Figura 25 se muestran las curvas deformación volumétrica – deformación vertical obtenidas para cada una de las probetas ensayadas.

Para obtener el módulo de Poisson debe ajustarse una recta al tramo inicial de las curvas obtenidas. En nuestro caso no ha sido posible realizar este ajuste para la probeta 1, ya que el tramo inicial elástico no contenía puntos suficientes para realizar un ajuste representativo. A diferencia de lo que ocurre con el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson se mantiene constante frente a variaciones de la presión de célula, por lo que puede obtenerse usando las dos probetas con mayor presión de célula. Las curvas obtenidas en las probetas 2 y 3 confirman lo dicho anteriormente, ya que de ambas se obtiene un módulo de Poisson similar, de alrededor de 0.2.

Por otro lado, para obtener la dilatación debe ajustarse una recta al tramo final de las curvas. Como puede verse en la Figura 25, a diferencia de lo que ocurriría con el módulo de Poisson, la dilatación no se mantiene constante cuando se varía la presión

de célula, disminuyendo con ella. En la Tabla 8 se muestra una tabla resumen con los valores de los parámetros deformacionales obtenidos en los diferentes ajustes realizados.

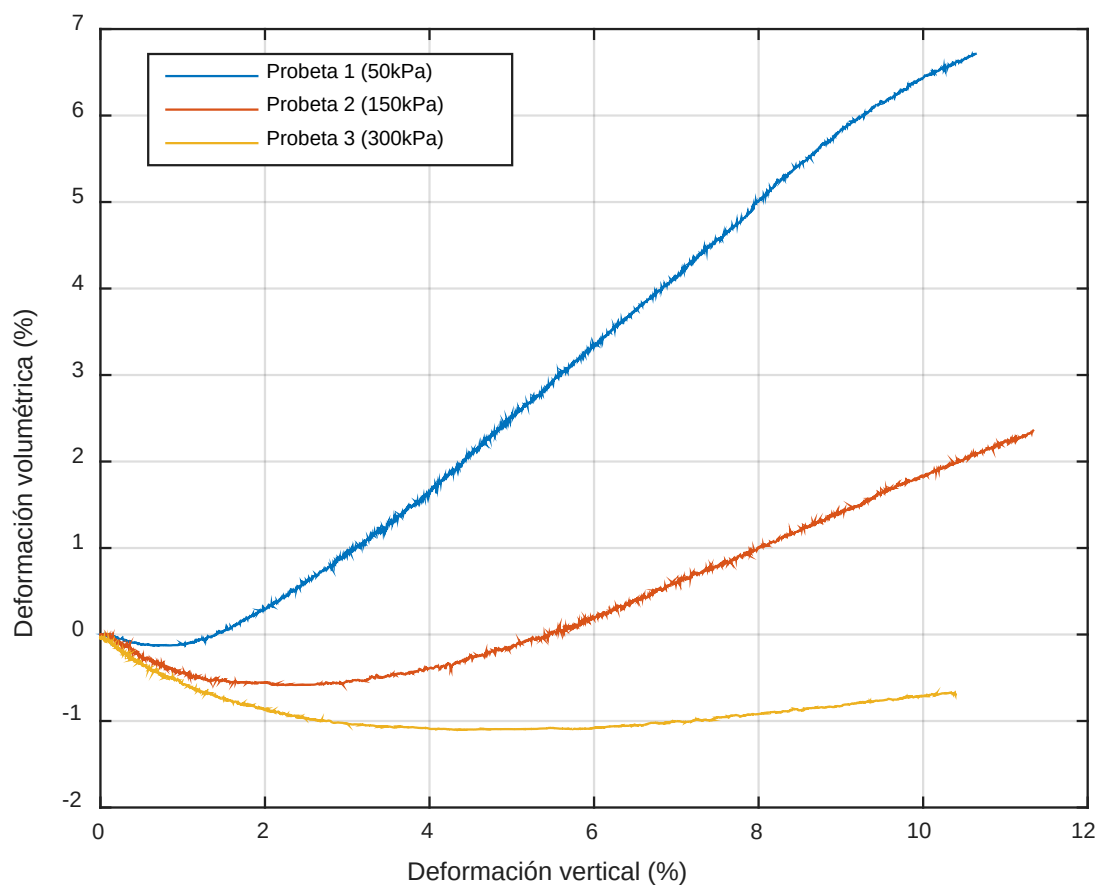


Figura 25.- Curvas deformación volumétrica – deformación vertical

En la tabla siguiente se muestran los parámetros deformacionales obtenidos para las diferentes presiones de célula.

Célula (kPa)	Módulos de elasticidad		Módulos de Poisson		Dilatancia	
	E (Mpa)	r^2	ν	r^2	ψ ($^\circ$)	r^2
50	27.80	0.9994	-	-	17.02	0.9997
150	47.60	0.9959	0.1959	0.9786	9.75	0.9996
300	75.02	0.9947	0.2154	0.9904	2.86	0.993

Tabla 8.- Parámetros deformacionales

5.1.3. APROXIMACIÓN A LA CARACTERIZACIÓN DINÁMICA

Durante las diferentes aplicaciones de carga cíclica a las que ha sometido al material, cuando la metodología de ensayo lo requería, se tomaron datos que, si bien no son necesarios para los ensayos planteados, pueden usarse para obtener una primera aproximación a la caracterización dinámica. Debido a las condiciones en las que se ha aplicado la carga y, sobretodo, a la influencia que el molde metálico (ver Figura 10 y Figura 11) puede tener en el comportamiento del material, los resultados obtenidos sólo deben considerarse para obtener tendencias y realizar el predimensionamiento de ensayos triaxiales dinámicos de los que obtener los valores con precisión.

En la Figura 26 se muestra la evolución del asiento permanente que sufre el material tras ser sometido a 280.000 ciclos de carga en las condiciones descritas en el apartado 4.4.2. Como se ha comentado con anterioridad, el asiento permanente no llegó a estabilizarse en dicha aplicación de carga, pero sí que se redujo de forma significativa su velocidad de crecimiento. Esta tendencia es similar a la descrita por varios autores (Kolisoja, 2002; Werkmeister, 2003) para materiales granulares no tratados, por lo que es de esperar que puedan usarse los modelos diseñados para zahorras normales, sin más que obtener los parámetros necesarios. Por otro lado, la normativa de dimensionamiento de firmes española (6.1 IC) propone como ley de fatiga para zahorras artificiales una ley potencial y obtiene los parámetros de ajuste para zahorras artificiales convencionales, finalmente proporciona una ley de fatiga media:

$$\epsilon_z = 2.16 * 10^{-2} * N^{-0.28}$$

Se ha comprobado que las leyes de fatiga obtenidas de los datos recogidos durante la aplicación de carga cíclica a las zahorras drenantes se ajustan correctamente a una ley potencial, con parámetros de ajuste diferentes a los determinados por la instrucción 6.1 IC. La diferencia entre los valores obtenidos puede deberse bien a diferencias en el material, en las condiciones de ensayo o en ambas. Por lo que es necesaria la realización de un ensayo de caracterización dinámica más ortodoxo con el fin de eliminar la incertidumbre asociada a las condiciones de ensayo, objetivo que se cumpliría con la realización de triaxiales dinámicos.

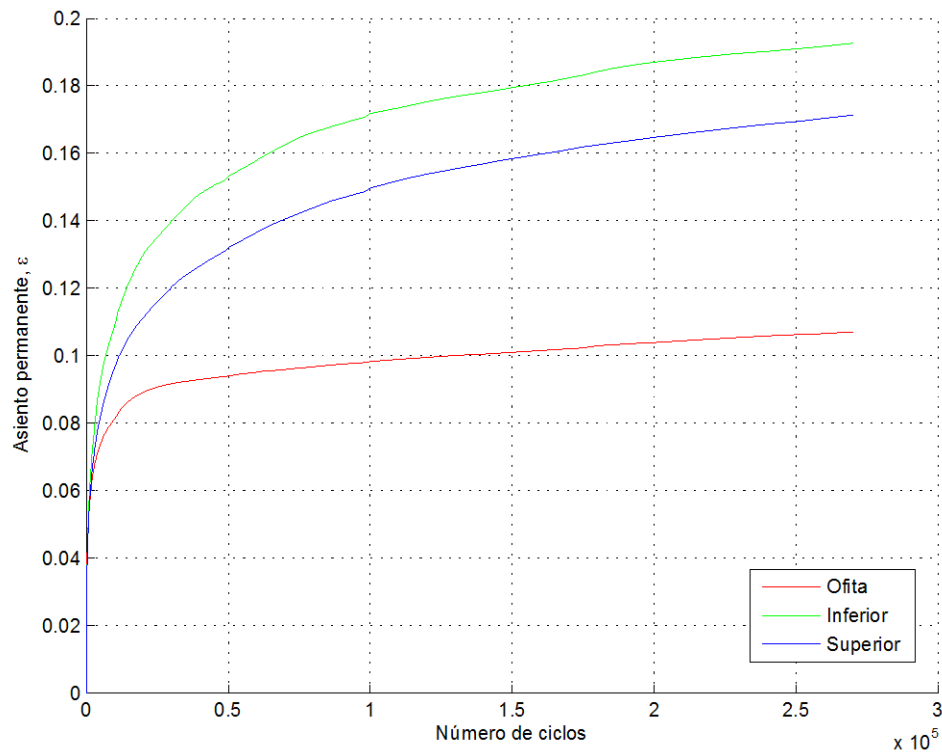


Figura 26.- Evolución del asiento permanente con la aplicación de ciclos

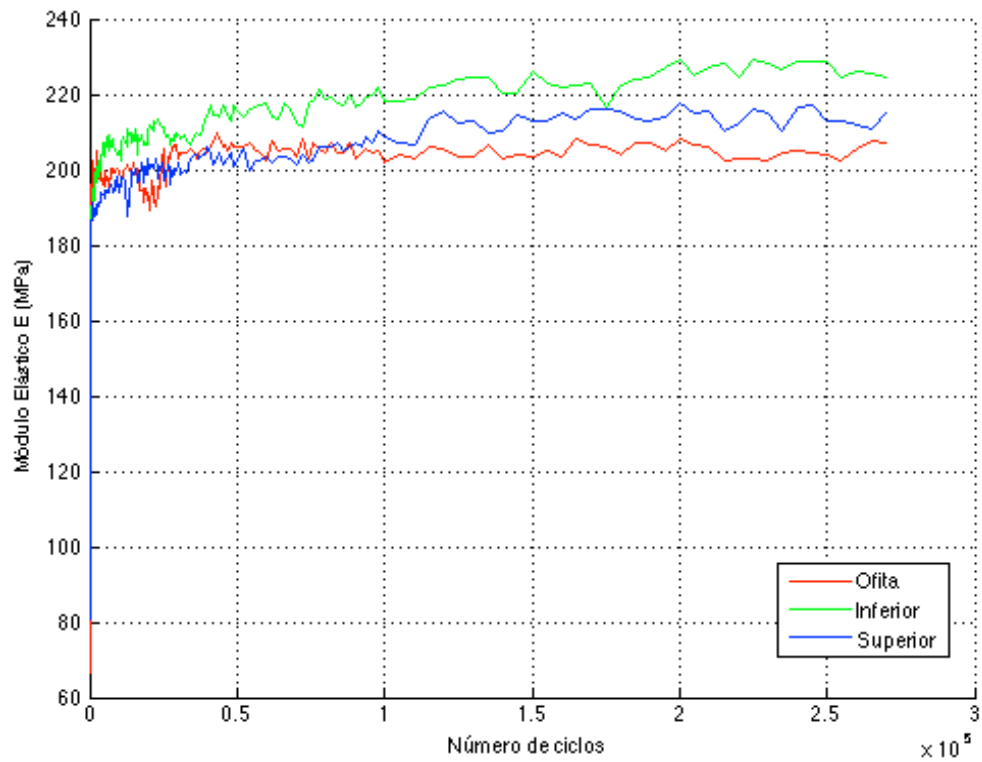


Figura 27.- Evolución del módulo de elasticidad con la aplicación de ciclos

En la Figura 27 se muestra la evolución del módulo de elasticidad con la aplicación de ciclos de carga. En la figura se aprecia que el módulo tiende a estabilizarse tras la aplicación de 200.000 ciclos, si bien no llega a estabilizarse por completo. Este fenómeno es consistente con lo que ocurre en materiales granulares no tratados en la bibliografía, y permite obtener el módulo resiliente, que es el utilizado para el dimensionamiento de firmes. El aumento del módulo con la aplicación de ciclos explica la diferencia entre el módulo de elasticidad obtenido en los ensayos triaxiales estáticos realizados en el presente trabajo y el módulo que se suele asociar con este tipo de materiales en la bibliografía consultada.

Durante el resto de aplicaciones de carga cíclica también se tomaron datos de carga y asiento, si bien al aplicar una cantidad considerablemente inferior de ciclos, no puede analizarse el comportamiento del material a tan largo plazo como en el caso anterior, si puede comprobarse que la tendencia coincide. Por otro lado, a la vista de los resultados, la colocación de una lámina geotextil en el interior de la probeta afecta de manera significativa al ensayo.

Las curvas de evolución del asiento permanente (ver Figura 28 y Figura 29) muestran que la ley de fatiga del material, al menos en su tramo inicial, se ajusta a una ley potencial, si bien dicho comportamiento se ve fuertemente afectado por la existencia de la lámina geotextil. Como puede verse en las gráficas, se han obtenido dos familias de curvas claramente diferenciadas, dependiendo del tipo de geotextil instalado. En el caso de la granulometría superior, tras la aplicación de 1500 ciclos, el asiento permanente (ϵ_z) medio en el geotextil gris es de 0.057, mientras que para el geotextil negro es de 0.032. En el caso de la granulometría inferior, para el mismo número de ciclos, las deformaciones medias medidas son de 0.085 y 0.052 en el geotextil gris y negro respectivamente. Como se ha dicho con anterioridad, debido a las condiciones del ensayo estos valores sólo sirven como indicación de la diferencia de comportamiento de los geotextiles, y no deben usarse como valores característicos del material.

Por otro lado, se muestran las curvas de evolución del módulo de elasticidad con la aplicación de ciclos de carga (ver Figura 30 y Figura 31). Al igual que en el caso del asiento permanente, las curvas se agrupan según dos familias claramente diferenciadas en cuanto a la magnitud medida pero con igual tendencia según las características del geotextil instalado en la probeta. Siendo para ambas granulometrías del orden de 120 MPa para el geotextil gris y de 175 MPa para el geotextil negro. Como en el caso de la

deformación, estos valores solo tienen sentido para valorar cualitativamente el cambio de comportamiento según el geotextil, nunca para hacer valoraciones cuantitativas.

La influencia de las características del geotextil instalado en el comportamiento mecánico del paquete de firme excede los objetivos de este trabajo y debería ser abordado en futuras investigaciones.

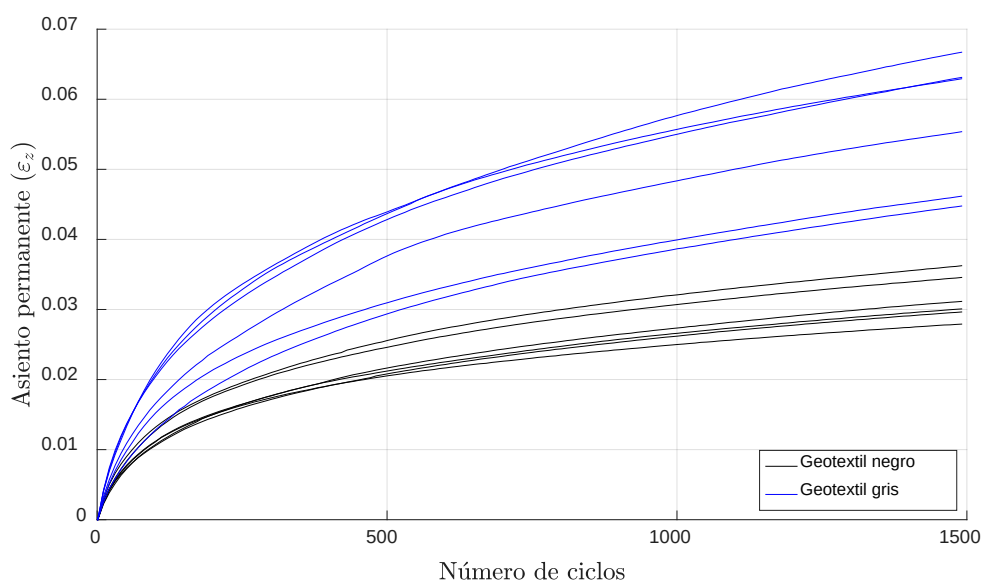


Figura 28.- Evolución del asiento permanente en la para la granulometría superior con la aplicación de ciclos.

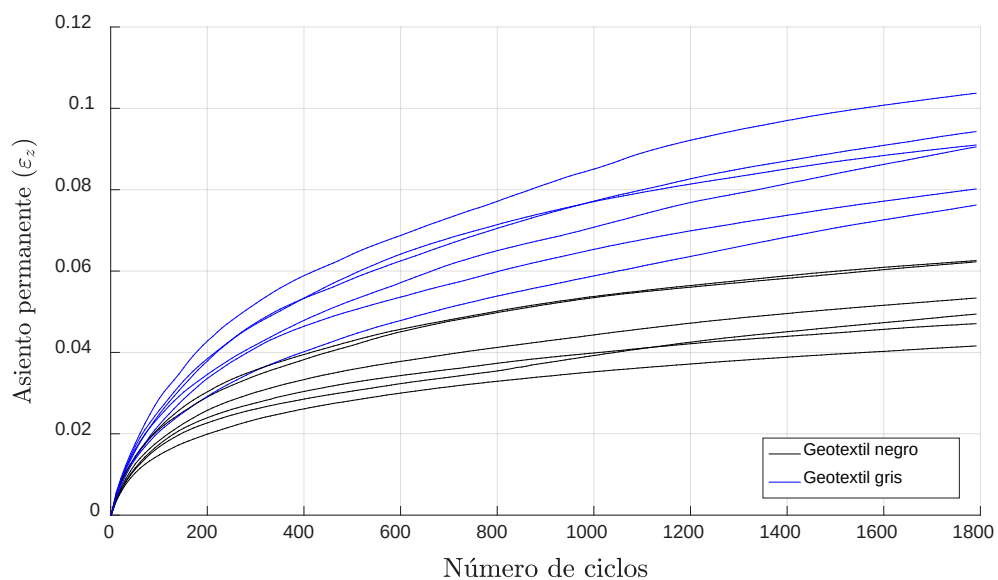


Figura 29.- Evolución del asiento permanente en la para la granulometría inferior con la aplicación de ciclos.

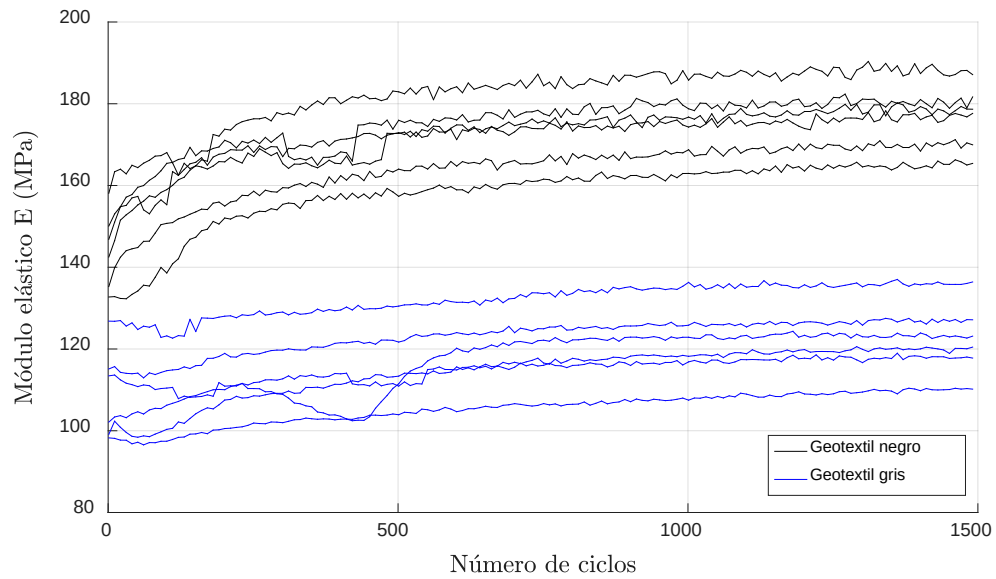


Figura 30.- Evolución del módulo elástico en la para la granulometría superior con la aplicación de ciclos.

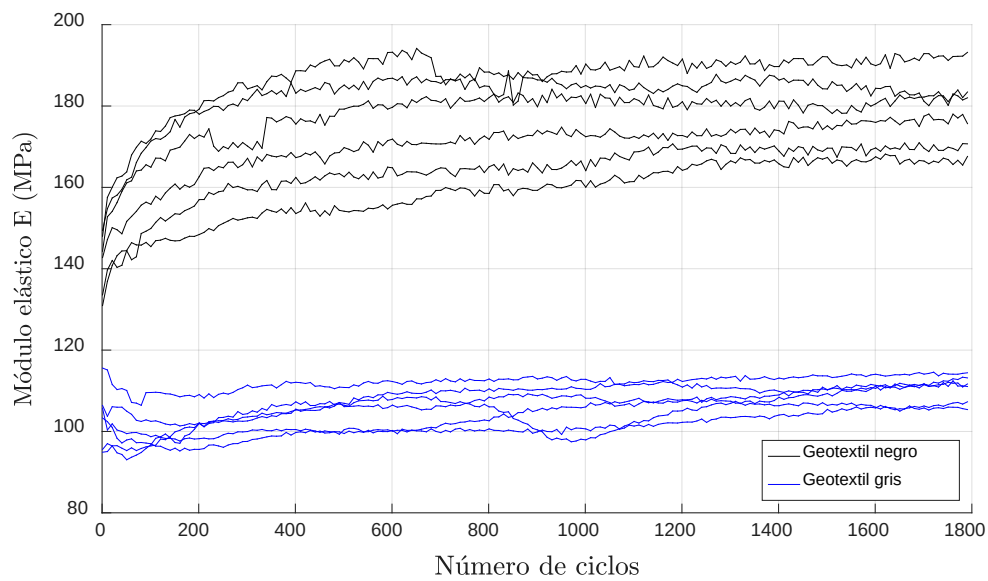


Figura 31.- Evolución del módulo elástico en la para la granulometría inferior con la aplicación de ciclos.

5.2. ENSAYOS REALIZADOS SOBRE GEOTEXILES PARA PAVIMENTOS DRENANTES

Igual que en el caso de las zavorras drenantes, se muestran tanto resultados obtenidos de la campaña de ensayos realizada como observaciones sobre la metodología empleada (ensayo DHPO). En el caso de los geotextiles las observaciones sobre el método empleado cobran especial relevancia, ya que la parte fundamental de la campaña de ensayos era el diseño de una nueva metodología para obtener la pérdida de permeabilidad del material por su puesta en obra (coeficiente de puesta en obra).

5.2.1. ENSAYO DHPO

Mediante una inspección visual (ver Figura 32), se observa que el deterioro del geotextil tras la simulación de daño mecánico es similar al que describen experiencias anteriores de otros autores y al que se hacen referencia experiencias en obras reales. Aparecen algunos agujeros puntuales, observándose además claramente la migración de finos al geotextil por efecto de la compactación.

Si unimos a esto el hecho de que al realizar una granulometría del material posterior a la simulación, esta apenas varía respecto de la de partida, podemos concluir que esas partículas finas que han migrado corresponden, en su mayoría, a los finos preexistentes en el material adheridos en su superficie.

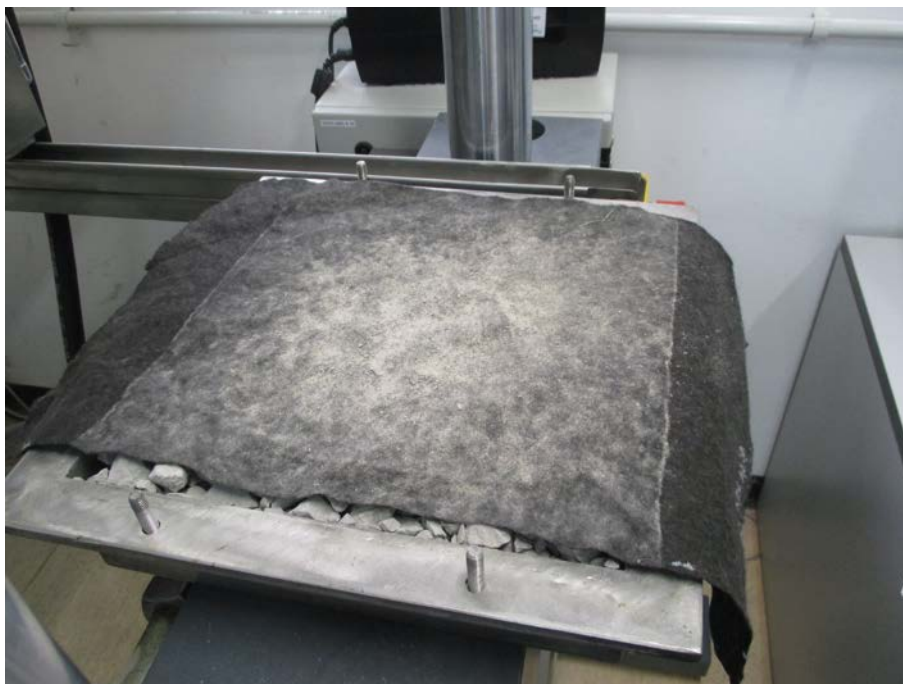


Figura 32.- Apariencia del geotextil tras una simulación de daño mecánico.

Por otro lado, tras la simulación del daño hidráulico, se observó un claro empeoramiento del aspecto del geotextil (ver Figura 33 y Figura 34). Esto se debe, además de a la migración de los finos adheridos a las partículas gruesas del material granular, a la cementación de los mismos sobre la superficie del geotextil por la presencia de agua. Es esta película de material cementado la que a priori puede reducir de manera significativa la permeabilidad del geotextil.



Figura 33.- Apariencia del geotextil tras la simulación del daño hidráulico



Figura 34.- Detalle del daño producido por la filtración

Por último comentar que una vez realizada la campaña de ensayos DHPO, y tras la inspección visual no se aprecia como necesaria la inclusión del geotextil superior con función de separación. Las capas conformadas con granulometría 6-12 mm continua no se han mezclado de forma apreciable con la ZAD 20 en ninguno de los casos en los que no se ha interpuesto geotextil entre ellas.

5.2.2. CAMPAÑA DE ENSAYOS DHPO

A continuación se muestran los resultados de permeabilidad perpendicular al plano sin carga para los geotextiles tipo A (geotextil gris) nuevos y ensayados:

	Geotextil Gris (A)	
	Valor ensayado nuevo	Unidades
Abertura de poro	126	µm
Masa por ud. de superficie	200	gr/cm ²
Permeabilidad perpendicular	149.95	mm/s

ZAD 20 SUPERIOR (MÁS FINOS) CON GEOTEXTIL A (GRIS) SUPERIOR E INFERIOR

	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Superior	67.4	80.1	55.05	46.58
Inferior	131	97.6	12.64	34.91

ZAD 20 SUPERIOR (MÁS FINOS) CON GEOTEXTIL A (GRIS) INFERIOR

	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Inferior	80.8	105.1	46.12	29.91

ZAD 20 INFERIOR (MENOS FINOS) CON GEOTEXTIL A (GRIS) SUPERIOR E INFERIOR

	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Superior	128.4	125.2	14.37	16.51
Inferior	145	138.7	3.30	7.50

ZAD 20 INFERIOR (MENOS FINOS) CON GEOTEXTIL A (GRIS) INFERIOR

	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Inferior	148	143.2	1.30	4.50

Tabla 9.- Resultados del ensayo de permeabilidad del geotextil tipo A.

De acuerdo con los resultados que se muestran en la Tabla 9, se pueden realizar las siguientes observaciones:

Atendiendo a las dos granulometrías empleadas, se observa una clara influencia de la cantidad de finos presentes en las mismas en los resultados obtenidos. Siendo la pérdida de permeabilidad al menos cuatro veces superior en las experiencias llevadas a cabo con la zahorra (ZAD-20) correspondiente a la parte inferior del huso, que la ocasionada en el caso en que se empleó la zahorra correspondiente a la parte superior.

Atendiendo a las distintas opciones de colocación de geotextiles dentro de la capa, se observa que la presencia del geotextil superior no tiene una influencia significativa en la pérdida de permeabilidad del geotextil inferior. Debido a la dispersión de los resultados, no parece en principio que la reducción en la pérdida de permeabilidad sirva como justificación para su empleo. Es decir, que puede utilizarse tan sólo en una posición, siendo está la que se considere más útil para otros fines o en ambas.

Se observa además, que la pérdida de permeabilidad en el geotextil superior ha variado mucho de unas muestras a otras, hecho que puede explicarse a través de una cantidad no controlada de finos adheridos a la superficie del material, ya que en todas las experiencias llevadas a cabo, la parte superior estaba confeccionada con el mismo árido de 6-12 mm.

Por otro lado, se aprecia que el geotextil superior puede llegar a pérdidas de permeabilidad del orden del 50% sólo por el hecho de la puesta en obra. El geotextil superior se colmata más y a mayor velocidad que el inferior, por lo que su inclusión no parece ser beneficiosa a efectos hidráulicos. Es probable que la explicación a la mayor y más rápida colmatación del geotextil superior, sea la combinación entre una mayor superficie de material granular (ya que se trata de una granulometría con tamaños menores) potencial portadora de finos adheridos y el hecho de que el arrastre ejercido por el agua a su paso por la zona superior se atenúa menos que a su paso por el paquete granular que constituye la sub-base.

A continuación se muestran los resultados de permeabilidad perpendicular al plano sin carga para los geotextiles tipo B (geotextil negro) nuevos y ensayados:

	Geotextil Negro (B)	
	Valor ensayo nuevo	Unidades
Abertura de poro	151	µm
Masa por ud. de superficie	124	gr/cm ²
Permeabilidad perpendicular	162.6	mm/s

ZAD 20 SUPERIOR (MÁS FINOS) CON GEOTEXTIL SUPERIOR E INFERIOR				
	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Superior	74.3	122.3	54.31	24.78
Inferior	138.4	111.7	14.88	31.30

ZAD 20 SUPERIOR (MÁS FINOS) CON GEOTEXTIL INFERIOR				
	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Inferior	125.4	103.4	22.88	36.41

ZAD 20 INFERIOR (MENOS FINOS) CON GEOTEXTIL SUPERIOR E INFERIOR				
	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Superior	130.6	164.6	19.68	-1.23
Inferior	125.1	124.7	23.06	23.31

ZAD 20 INFERIOR (MENOS FINOS) CON GEOTEXTIL INFERIOR				
	Valor 1 (mm/s)	Valor 2 (mm/s)	% Respecto valor ensayo nuevo (v1)	% Respecto valor ensayo nuevo (v2)
Inferior	129.4	105.2	20.42	35.30

Tabla 10.- Resultados del ensayo de permeabilidad del geotextil tipo B.

De acuerdo con los resultados que se muestran en la Tabla 10, se pueden realizar las siguientes observaciones:

Atendiendo a las dos granulometrías empleadas se observa que no existe influencia de la cantidad de finos presentes en las mismas. Siendo la pérdida de

permeabilidad del mismo orden de magnitud, en torno al 25% (con un mínimo del 15% y un máximo de 36) para las diferentes muestras ensayadas.

Atendiendo a las distintas opciones de colocación de geotextiles dentro de la capa, se observa que la presencia de geotextil superior no tiene influencia sobre la pérdida de permeabilidad del geotextil inferior. Por lo que en este caso no existe la necesidad de duplicar el uso del geotextil. Es decir, que puede utilizarse tan sólo en una posición, siendo esta la que se considere más útil para otros fines, de manera análoga a lo que sucedía con el geotextil tipo A.

Se observa además que la pérdida de permeabilidad en el geotextil superior ha variado mucho de unas muestras a otras. Este hecho puede explicarse, en este caso, además de a través de una cantidad no controlada de áridos adheridos a la superficie del material empleado, por el deterioro observado en el geotextil durante la fase de simulación del daño mecánico, con el consiguiente incremento de la abertura de poro en zonas localizadas.

Además de las observaciones particulares de cada tanda de ensayos, se han realizado observaciones comparativas entre los dos tipos de geotextiles ensayados, que a priori se consideraron suficientemente similares:

Se puede decir que el geotextil A (gris), en su condición de nuevo, presenta mayor rigidez que el de tipo B en las mismas circunstancias, esto es razonable ya que la masa del geotextil A es casi doble de la del B. A la vista de esto, tres comportamientos eran posibles:

- Que los dos tipos de geotextil empleados presentasen una respuesta similar a la compactación simulada.
- Que el geotextil menos rígido (menos denso) se ajustase mejor al reacomodo de partículas y por ello sufriese menor daño.
- Que la menor densidad implicase una menor resistencia al punzonado y abrasión que la grava ejerce durante su reacomodo.

De la inspección visual de las muestras tras la simulación de daño mecánico en la prensa dinámica, se observa que los geotextiles de tipo B (negro) presentan mayores signos de daño mecánico, siendo visibles algunos desgarros en el material que no existían previamente. Este tipo de desgarros no se han observado en los geotextiles tipo A. Una explicación a este fenómeno es que al tratarse de un material con menor densidad de fibras, siendo estas del mismo tipo (polipropileno) e igualmente tratadas

(agujeteado) es más sencillo de desgarrar, pese a que a priori puedan adaptarse mejor a los reacomodos.

A pesar de que a priori se consideraron similares, los dos tipos de geotextiles ensayados presentan grandes diferencias en cuanto a su comportamiento hidráulico. La permeabilidad del geotextil tipo A presenta gran sensibilidad a la existencia de fracciones finas en la granulometría, viéndose afectado no solo por los finos adheridos a los áridos, sino también por aquellos que por constitución forman parte de la capa. Sin embargo, el geotextil tipo B no muestra una respuesta significativamente distinta en cuanto a la pérdida de permeabilidad, según la cantidad de finos presentes en la constitución de la capa.

En base a los resultados que se muestran se puede pensar que estas diferencias de comportamiento responden fundamentalmente a la abertura de poro. La realización de un análisis granulométrico de los finos que quedaron retenidos en los geotextiles podría servir para confirmar esta explicación. Si al llevar a cabo un análisis granulométrico de los finos retenidos, este diese un tamaño característico de los mismos en torno a 140 μm , quedaría explicado por qué la presencia de finos afecta de forma significativa a los geotextiles del tipo A (gris) y no así a los de tipo B (negro).

Además esto sirve como punto de partida para encontrar la corrección buscada ya que, a la vista de los resultados, si es necesario para estimar la permeabilidad real que presenta el geotextil tras su puesta en obra. Esta corrección deberá tener en cuenta, al menos, la abertura de poro y la granulometría empleada.

En base a estos dos criterios y para los resultados obtenidos en nuestro caso se ha obtenido:

- Para ahorros con el mayor contenido de finos en su constitución, siendo aun así drenantes, una pérdida de la permeabilidad inicial en torno al 25-50%, correspondiendo la menor pérdida porcentual de permeabilidad a los geotextiles con mayor abertura de poro (tipo B).
- Para ahorros con un tamaño mínimo de partículas de 2 mm, es decir, sin finos en su constitución, una pérdida de la permeabilidad inicial en torno al 5-25%, correspondiendo la menor pérdida porcentual de permeabilidad a los geotextiles con menor abertura de poro (tipo A).

Sin embargo, no se pueden utilizar estas reducciones directamente como corrección ya que, como puede observarse en la Tabla 9 y la Tabla 10, existe una

dispersión apreciable en los resultados, con lo que se hace necesaria la realización de una campaña de ensayos mayor para obtener un resultado más definitivo.

6

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1. CONCLUSIONES DE LAS METODOLOGÍAS EMPLEADAS

En cuanto al método de preparación de las probetas para la realización de ensayos triaxiales sobre zahorras drenantes, podemos concluir que ha resultado satisfactorio, dando lugar a probetas suficientemente homogéneas (representativas), con la densidad buscada y cuya granulometría se mantiene dentro del huso de las zahorras drenantes.

La ejecución del ensayo triaxial estático consolidado-drenado ha servido para validar el método de preparación de la muestra y los aparatos empleados para su utilización en futuros ensayos triaxiales dinámicos que ofrezcan más información sobre el comportamiento de este material. Además, se ha validado tanto el empleo de las células triaxiales de 100 mm de diámetro como el uso de las membranas de 1 mm de grosor.

En cuanto al método de simulación del daño sufrido por los geotextiles por el proceso de puesta en obra, a la vista de las observaciones visuales y la discusión de los resultados, el método permite la cuantificación del deterioro hidráulico por el proceso de puesta en obra del geotextil, teniendo en cuenta el material granular empleado en la construcción del firme, por lo que puede decirse que la metodología cumple con los requisitos marcados inicialmente.

6.2. CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS

Se han obtenido los parámetros resistentes y deformacionales de las zahorras drenantes mediante un ensayo triaxial consolidado-drenado con carga estática. Los parámetros obtenidos son coherentes con el tipo de material. En la Tabla 11 se muestra un resumen de los parámetros obtenidos.

Presión de célula	Parámetros resistentes			Parámetros deformacionales		
	Sin cohesión	Con cohesión				
	ϕ (°)	ϕ (°)	c (kPa)	E (Mpa)	ν	ψ (°)
50	47.21	41.03	81.92	27.80	0.2	17.02
150				47.60		9.75
300				75.02		2.86

Tabla 11.- Resumen de los parámetros obtenidos en el ensayo triaxial

Como puede verse en la tabla anterior, el comportamiento del material es el esperado en un material granular similar a una grava de machaqueo. Los parámetros

resistentes se han obtenido teniendo en cuenta la componente cohesiva de la resistencia y sin tenerla en cuenta. El valor de la cohesión obtenido en el ajuste en el que se ha tenido en cuenta ha sido bajo, como corresponde a un material granular. En ambos casos el ángulo de rozamiento se encuentra en el entorno de los 45° , siendo mayor cuando no se considera cohesión. Este valor está dentro de los rangos habituales para ahorras artificiales procedentes de machaqueo.

En cuanto a los parámetros deformacionales, el módulo de elasticidad aumenta con la presión de confinamiento, es decir, con la profundidad y la dilatación disminuye, como es habitual en los materiales granulares. Por su parte, el módulo de Poisson obtenido es el mismo para las tres presiones de células ensayadas, manteniéndose constante con un valor de 0.2.

En cuanto a los geotextiles, partiendo del método de ensayo propuesto y las observaciones llevadas a cabo, podemos concluir que el principal motivo de la pérdida de permeabilidad por el proceso de puesta en obra es la colmatación de los poros del geotextil por los finos arrastrados durante la puesta en obra. Por tanto, cobra importancia la necesidad de limitar el contenido de finos inicial del material.

La pérdida de permeabilidad perpendicular que sufre el geotextil por el proceso de puesta en obra presenta dos orígenes fundamentalmente. Por un lado los finos que se encuentran en las caras de los áridos empleados y, por otro, los finos propios de la granulometría empleada, preexistentes por composición o generados como resultado de las acciones mecánicas de la puesta en obra sobre partículas mayores.

Los finos, con independencia de su origen, sufren durante el proceso de puesta en obra una serie de acciones mecánicas que favorecen su desplazamiento hasta alcanzar el geotextil. Una vez alcanzado este punto parece ser la abertura de poro el factor que determina si pueden seguir desplazándose en mayor o menor medida.

Durante el proceso, el problema de colmatación de los poros del geotextil se ve acentuado por la inevitable presencia del agua que propicia un proceso de cementación de dichos finos sobre el geotextil, creando una costra que le resta permeabilidad.

Atendiendo a las dos granulometrías empleadas en relación con los dos tipos de geotextiles ensayados, se observa una clara influencia de la abertura de poro del geotextil en la pérdida de permeabilidad perpendicular, siendo esta pérdida mayor al disminuir dicha abertura de poro.

Se concluye que es necesario un factor de diseño que corrija la permeabilidad de partida. Si bien es cierto que existe una amplia dispersión en los resultados obtenidos y que por ello no puede extraerse de los ensayos realizados un valor concreto, también lo es que existe en todos los casos una reducción de la permeabilidad. En los ensayos realizados para zahorras con finos en su constitución este factor se encuentra entre el 25 y el 50%, mientras que para zahorras sin finos en su constitución este valor se reduce hasta el 5-25%, por lo que sería razonable obtener el valor de la reducción de la permeabilidad en función del contenido de finos del material granular utilizado y la abertura de poro del geotextil utilizado, para lo que sería necesario realizar una campaña de ensayos más amplia. Como valor medio, y de forma preliminar, podría decirse que la reducción de permeabilidad de un geotextil del tipo de los ensayados por el proceso de puesta en obra se encuentra en el entorno del 30%.

De los ensayos realizados se observa que la duplicidad de colocación del geotextil no aporta diferencias relevantes en el comportamiento de conjunto desde el punto de vista de la pérdida de permeabilidad perpendicular. La interposición de dos geotextiles sólo puede explicarse con relación a la consecución de otros fines.

En algunos casos, se ha observado que existe una mayor y más rápida colmatación del geotextil superior. Este fenómeno puede tener su explicación en la combinación entre una mayor superficie de material granular (ya que se trata de una granulometría con tamaños menores) potencial portadora de finos adheridos y el hecho de que el arrastre ejercido por el agua a su paso por la zona superior se atenúa menos que a su paso por el paquete granular que constituye la sub-base.

6.3. FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

En cuanto a las futuras líneas de investigación que pueden surgir del presente TFM son varias, dado que debido a las limitaciones de tiempo y medios sólo se han llevado a cabo los primeros pasos en ambas direcciones.

6.3.1. CARACTERIZACIÓN DE ZAHORRAS DRENANTES

Realización de los ensayos triaxiales dinámicos. Estos ensayos permitirán obtener una caracterización más concreta del material a través de la obtención del módulo resiliente. Además también permitirán obtener datos para el contraste o reformulación de una ley de fatiga del material, que en caso de zahorras drenantes para su uso en SUDS no está suficientemente definida.

6.3.2. CARACTERIZACIÓN DE GEOTEXTILES PARA SU APLICACIÓN EN PAVIMENTOS DRENANTES

En cuanto a la pérdida de permeabilidad del geotextil por el proceso de puesta en obra, puede decirse que se ha obtenido una metodología para su determinación. Sin embargo, dada la dispersión de datos y las observaciones realizadas es necesario realizar una campaña de ensayos mayor. Tanto en variedad de materiales estudiados como en la cantidad de ensayos realizados a cada material.

Además, en esta misma dirección sería muy conveniente realizar análisis granulométricos de los finos retenidos en los geotextiles para conocer más en detalle su influencia en la colmatación.

7

REFERENCIAS

ARAYA, A., MOLENAAR, A. y HOUBEN, L., 2010. Characterization of unbound granular materials using repeated load CBR and triaxial testing, *proceedings of GeoShanghai International Conference 2010*, pp. 3-5.

ARAYA, A.A., 2011. *Characterization of unbound granular materials for pavements*. TU Delft, Delft University of Technology.

BEECHAM, S.C., PEZZANITI, D., MYERS, B., SHACKEL, B. y PEARSON, A., 2009. *Experience in the application of permeable interlocking concrete paving in Australia*, .

BROWN, C., CHU, A., VAN DUIN, B. y VALEO, C., 2009. Characteristics of Sediment Removal in Two Types of Permeable Pavement. *Water Quality Research Journal of Canada*, **44**(1),.

CALZADA PÉREZ, M.Á., 1984. *Desarrollo y normalización del ensayo de pérdida por desgaste aplicado a la caracterización, dosificación y control de mezclas bituminosas de granulometría abierta: ensayo cántabro*. Tesis doctoral. ETSICCP Universidad de Santander.

CARNEIRO, J., MORAIS, L.M., MOREIRA, S. y LOPES, M.L., 2013. Evaluation of the Damages Occurred During the Installation of Non-Woven Geotextiles, *Materials Science Forum 2013*, Trans Tech Publ, pp. 439-444.

CERNI, G., CARDONE, F., VIRGILI, A. y CAMILLI, S., 2012. Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Construction and Building Materials*, **28**(1), pp. 79-87.

CHEN, J., LIN, C., STEIN, E. y HOTHAN, J., 2004. Development of a mechanistic-empirical model to characterize rutting in flexible pavements. *Journal of Transportation Engineering*, **130**(4), pp. 519-525.

CIMENTADA HERNÁNDEZ, A.I., 2009. *Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava*, Universidad de Cantabria.

COLLOP, A., CEBON, D. y HARDY, M., 1995. Viscoelastic approach to rutting in flexible pavements. *Journal of Transportation Engineering*, **121**(1), pp. 82-93.

CONGRESO NACIONAL DE FIRMES, 2000. *Las capas de base para firmes de carretera*. 5 edn. León.: Asociación Española de la Carretera, D.L.

COST 337, *Unbound Granular Materials for Road Pavements, Final Report of the Action*. 2002. Luxembourg.: Official Publications of the European Communities.

ERLINGSSON, S. y INGASON, T., 2004. Performance of two thin pavement structures during accelerated pavement testing using a Heavy Vehicle Simulator, *2nd*

International Conferences on Accelerated Pavement Testing 2004, University of Minnesota.

FASSMAN, E.A. y BLACKBOURN, S., 2010. Urban runoff mitigation by a permeable pavement system over impermeable soils. *Journal of Hydrologic Engineering*, **15**(6), pp. 475-485.

GARNICA ANGUAS, P. y SESMA MARTINEZ, J., 2002. Mecánica de materiales para pavimentos. *Publicación técnica*, (197).

GARNICA ANGUAS, P. y GOMEZ LOPEZ, J., 2001. Deformaciones Permanentes en Materiales Granulares para la Sección Estructural de Carreteras. *Publicación Técnica*, (176).

GIDEL, G., BREYSSE, D. y DENIS, A., 2002. Modeling the Unbound Granular Material Long Term Behavior, *15th ASCE Engineering Mechanics Conference* 2002.

GONZÁLEZ-TORRE, I., CALZADA-PÉREZ, M.A., VEGA-ZAMANILLO, A., CASTRO-FRESNO, D. 2015. Evaluation of reflective cracking in pavements using a new procedure that combine loads with different frequencies. *Construction and Building Material*, **75**, pp 368-374.

JIMÉNEZ SALAS, J.A., DE JUSTO ALPAÑES, J.L. y SERRANO GONZÁLEZ, A.A., 1981. *Geotecnia y Cimientos II*. 2 edn. Madrid: Rueda.

KOLISOJA, P., SAARENKETO, T., PELTONIEMI, H. y VUORIMIES, N., 2002. Laboratory testing of suction and deformation properties of base course aggregates. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, **1787**(1), pp. 83-89.

KRAEMER, C., PARDILLO, J.M., ROCCI, S., ROMANA, M.G., SÁNCHEZ BLANCO, V., DEL VAL, M.A., 2004. *Ingeniería de carreteras*. Madrid: McGraw Hill.

LAPEÑA MAÑERO, P., 2012. *Diseño y desarrollo de un sistema de adquisición de datos en un laboratorio de ensayos geotécnicos*. Santander (Cantabria): Dpto. de Ciencia y Tecnología del Terreno y de los Materiales de la Universidad de Cantabria.

LEKARP, F., ISACSSON, U. y DAWSON, A., 2000. State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, **126**(1), pp. 66-75.

LEKARP, F., ISACSSON, U. y DAWSON, A., 2000. State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, **126**(1), pp. 76-83.

LI, J., 2013. *Permanent deformation and resilient modulus of unbound granular materials*, Iowa State University.

LUCKE, T. y BEECHAM, S., 2011. Field investigation of clogging in a permeable pavement system. *Building Research & Information*, **39**(6), pp. 603-615.

LUCKE, T. y BEECHAM, S., 2011. An investigation into long term infiltration rates for permeable pavements on sloping sub-catchments, *12th International Conference on Urban Drainage, Brazil 2011*, pp. 1-8.

MAGNUSDOTTIR, B. y ERLINGSSON, S., 2002. Repeated Load Triaxial Testing for Quality Assessment of Unbound Granular Base Course Material, *Proceedings, 9th Nordic Aggregate Research Conference, Reykjavik, Iceland 2002*, pp. 5.

MINISTERIO DE FOMENTO. GOBIERNO DE ESPAÑA, 2015. *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3)*. Madrid: Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

MINISTERIO DE FOMENTO. GOBIERNO DE ESPAÑA, 2003. *Norma 6.1 IC: Secciones de firme*. Madrid: Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

MINISTERIO DE FOMENTO. GOBIERNO DE ESPAÑA, 2003. *Norma 6.3 IC: Rehabilitación de firmes*. Madrid: Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

MULLANEY, J. y LUCKE, T., 2013. Practical Review of Pervious Pavement Designs. *CLEAN–Soil, Air, Water*, .

MULLANEY, J., RIKALAINEN, P. y JEFFERIES, C., 2012. Pollution profiling and particle size distribution within permeable paving units—with and without a geotextile. *Management of Environmental Quality: An International Journal*, **23**(2), pp. 150-162.

PAULA, A.M., PINHO-LOPES, M. y LOPES, M.D.L., 2004. Damage during instalation laboratory test. Influence of the type of granular material.

PÉREZ, I., MEDINA, L. y GALLEGOS, J., 2010. Plastic deformation behaviour of pavement granular materials under low traffic loading. *Granular Matter*, **12**(1), pp. 57-68.

PÉREZ L, I., ROMANAZ, M. y MEDINAL, L., 2006. Unbound Granular Materials.

PRATT, C., WILSON, S. y COOPER, P., 2002. *Source control using constructed pervious surfaces: Hydraulic, structural and water quality performance issues*.

PUEHMEIER, T. y NEWMAN, A.P., 2008. Oil retaining and treating geotextile for pavement application, *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, UK 2008*.

QUINTANA, H.A.R. y LIZCANO, F.R., 2007. Comportamiento resiliente de materiales granulares en pavimentos flexibles: estado del conocimiento. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, **6**(11), pp. 65-90.

RIVAS CERVERA, M., 1988. *Rivas Cervera, M. (1988). Estudio de los materiales granulares utilizados en capas de base y subbase en carreteras (Tesis doctoral, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos)*. Madrid.

RODRÍGUEZ HERNÁNDEZ, J., 2008. Estudio, análisis y diseño de secciones permeables de firmes para vías urbanas con un comportamiento adecuado frente a la colmatación y con la capacidad portante necesaria para soportar tráfico ligero. *Santander: Universidad de Cantabria*.

RONDÓN, H. A., y REYES, F., 2007. Comportamiento resiliente de materiales granulares en pavimentos flexibles: estado del conocimiento. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 6(11), 65-90.

RONDÓN QUINTANA, H.A., WICHTMANN, T., TRIANTAFYLIDIS, T. y LIZCANO PELÁEZ, A., 2008. Comportamiento de un material granular no tratado en ensayos triaxiales cíclicos con presión de confinamiento constante y variable. *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, 16(3), pp. 461-472.

RONDÓN, H.A. y REYES, F., 2009. Deformación permanente de materiales granulares en pavimentos flexibles: estado del conocimiento. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 8(14), pp. 71-94.

SAARENKETO, T., KOLISOJA, P., VUORIMIES, N. y YLITAPIO, S., 2001. Suction and deformation properties of base course aggregates. *Finnra reports*, 10, pp. 2001.

SAGASETA MILLÁN, C., CAÑIZAL BERINI, J. y DA COSTA GARCÍA, A., 2007. *Geotecnia I. Propiedades del Terreno*. 1 edn. Santander (Cantabria): E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de Santander.

SHACKEL, B., 2010. The design, construction and evaluation of permeable pavements in Australia, *ARRB CONFERENCE, 24TH, 2010, Melbourne, Victoria, Australia*.

SWEERE, G.T.H., 1990. *Unbound granular bases for roads (Doctoral dissertation, TU Delft, Delft University of Technology)*. TU Delft, Delft University of Technology.

TOTA-MAHARAJ, K., GRABOWIECKI, P., BABATUNDE, A. y COUPE, S.J., 2012. The Performance and Effectiveness of Geotextiles within Permeable Pavements for Treating Concentrated Stormwater, *Proceedings of 16th International Water Technology Conference (IWTC-2012), Istanbul, Turkey 2012*.

UNE-EN ISO 103402, 1998. *Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial. (ISO 103402:1998)*. AENOR.

UNE-EN ISO 11058, 2010. *Geotextiles y productos relacionados con geotextiles. Determinación de las características de permeabilidad al agua perpendicularmente al plano sin carga. (ISO 11058:2010)*. AENOR.

UNE-EN ISO10722, 2007. *Geosintéticos. Procedimiento de ensayo indexado para la evaluación del daño mecánico bajo carga repetida. Daño causado por material granulado. (ISO 10722:2007)*. AENOR.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. y WELLNER, F., 2004. Pavement design model for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering*, **130**(5), pp. 665-674.

WERKMEISTER, S., 2003. *Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions*. .

WERKMEISTER, S., DAWSON, A.R. y WELLNER, F., 2001. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, **1757**(1), pp. 75-81.

WERKMEISTER, S., NUMRICH, R., DAWSON, A. y WELLNER, F., 2002. Deformation behaviour of granular materials under repeated dynamic load. *Journal of Environmental Geomechanics—Monte Verità*, , pp. 215-223.

YONG, C. y DELETIC, A., 2012. Factors that predict clogging through porous pavements, *7th International Conference on Water Sensitive Urban Design, Melbourne, Australia* 2012.

YONG, C., DELETIC, A., FLETCHER, T. y GRACE, M., 2008. The clogging behaviour and treatment efficiency of a range of porous pavements, *Proc. 11th Int. Conf. on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK* 2008.

YONG, C., MCCARTHY, D. y DELETIC, A., 2013. Predicting physical clogging of porous and permeable pavements. *Journal of Hydrology*, **481**, pp. 48-55.

8

ANEXOS

ANEXO I

**SEMINARIOS DE
INVESTIGACIÓN**

1. ÍNDICE DE ACTIVIDADES DE LA PRIMERA SESIÓN

- 3.1 Índices JCR y SJR.
- 3.2 Selección de publicaciones a través del índice JCR.
- 3.3 Aims and scopes de las diferentes publicaciones (objetivos y alcance).
- 3.4 Comparativa de la selección de publicaciones a través del índice SJR.
- 3.5 Índice H.

1.1. ÍNDICES JCR Y SJR

Los índices son sistemas de clasificación de revistas que permiten hacer comparaciones entre la importancia y el impacto de las mismas. Estos índices nos dan una idea de la calidad de los artículos que estamos revisando y también nos permiten comprobar la aceptación de nuestro trabajo, que será mayor cuando sea publicado en revistas con mayor índice. De igual forma podemos utilizar este indicador para seleccionar las publicaciones donde más nos puede interesar aparecer (caso del documento que nos ocupa).

En la actualidad existen varios índices, siendo los más importantes SCI (Science Citation Index) propiedad de la empresa Thomson Reuters que da lugar al JCR (Journal Citation Report). Está muy relacionado con el cálculo del Factor de impacto de las publicaciones científicas, siendo uno de los principales indicadores a la hora de evaluar la actividad científica en Europa y

EE. UU. El JCR genera dos índices: CR Science Editio y el JCR Social Science Edition. El otro índice de mayor relevancia será el SCImago propiedad de la compañía Elsevier B.V. que da lugar al SJR (SCImago Journal Rank).

Para la búsqueda de información se han usado dos bases de datos, cada una de ellas emplea uno de los índices anteriormente mencionados. Por un lado se ha utilizado la base de datos WOK (Web of Knowledge) de la compañía Thomson Reuters, que como es lógico emplea el índice de su propiedad (JCR). Mientras que por otro lado se ha accedido a la base de datos SCOPUS, publicada por Elsevier, que de igual forma emplea el índice de su propiedad (SJR).

1.2. SELECCIÓN DE PUBLICACIONES A TRAVÉS DEL ÍNDICE JCR

En este caso la búsqueda se realiza con el fin de encontrar las publicaciones más acordes con el tema de mi TFM que versará sobre el análisis a fatiga en capas granulares empleadas como base y/o sub-base. De acuerdo con esto y con los criterios de impacto y relevancia científica aprendidos durante la sesión de hoy, seleccionaría en una primera aproximación las siguientes publicaciones (revistas indexadas):

Construction and building materials

Impact factor: 2.293

Categoría Q1 en Construction and building technology

Total Journals in Category: 57

Journal Rank in Category: 7

Categoría Q1 en materials science, multidisciplinary

Total Journals in Category: 241

Journal Rank in Category: 54

Structure and Infrastructure Engineering

Impact factor: 2.805

Categoría Q1 en Civil engineering

Total Journals in Category: 122

Journal Rank in Category: 6

Categoría Q1 en Mechanical engineering

Total Journals in Category: 125

Journal Rank in Category: 6

Journal of engineering mechanics-ASCE

Impact factor: 1.116

Categoría Q2 en Mechanical engineering

Total Journals in Category: 125

Journal Rank in Category: 41

1.3. AIMS AND SCOPES DE LAS DIFERENTES PUBLICACIONES (OBJETIVOS Y ALCANCE)

Construction and building materials

An international journal dedicated to the investigation and innovative use of materials in construction and repair

Construction and Building Materials provides an international forum for the dissemination of research and development in the field of construction and building materials and their application in new works and repair practice. The journal publishes a wide range of research and application papers which describe laboratory and numerical investigations or report on full scale projects.

Construction and Building Materials also publishes detailed case studies and review articles, as well as short communications and discussions.

The materials and technology covered include: cement, concrete reinforcement, bricks and mortars, additives, corrosion technology, ceramics, timber, steel, polymers, glass fibres, recycled materials and by-products, sealants, adhesives.

The scope of Construction and Building Materials includes, but is not restricted to, new works and repair and maintenance of the following: bridges, high-rise buildings, dams, civil engineering structures, silos, highway pavements, tunnels, water containment structures, sewers, roofing, housing, coastal defences.

At a time when the pressure is on all engineers, architects and contractors to optimise use of new materials and up-to-date technologies, Construction and Building Materials provides essential information that will help improve efficiency, productivity and competitiveness in world markets. It is therefore vital reading for all professionals and academics involved with research into, or specification of, building materials.

Author duties: Acceptance of a manuscript for publication in the journal carries with it an understanding that the author, when requested, will fulfil an obligation to contribute their expertise to the review of others' manuscripts. Authors who are unwilling to assist with the review of a colleague's paper may in extreme cases find that their manuscripts are no longer welcomed for publication in Construction and Building Materials.

Structure and Infrastructure Engineering

Structure and Infrastructure Engineering is an international journal dedicated to recent advances in maintenance, management and life-cycle performance of a wide range of infrastructures, such as: buildings, bridges, dams, underground constructions, offshore platforms, pipelines, naval vessels, ocean structures, nuclear power plants, airplanes and other types of structures including aerospace and automotive structures.

The aim of this journal is to present research and developments on the most advanced technologies for analyzing, predicting and optimizing infrastructure performance. The main gaps to be filled are those between researchers and practitioners in maintenance, management and life-cycle performance of infrastructure systems, and those between professionals working on different types of infrastructures. To this end, the journal provides a forum for a broad blend of scientific, technical and practical papers.

Journal of engineering mechanics-ASCE

The Journal of Engineering Mechanics covers activity and development in the field of applied mechanics as it relates to civil engineering. Research on bioengineering, computational mechanics, computer-aided engineering, dynamics of structures, elasticity, experimental analysis and instrumentation, fluid mechanics, flow of granular media, inelastic behavior of solids and structures, probabilistic methods, properties of materials, fracture mechanics, stability of structural elements and systems, and turbulence is reported. Typically, published papers describe the development and implementation of new analytical models, innovative numerical methods, and novel experimental methods and results.

1.4. COMPARATIVA DE LA SELECCIÓN DE PUBLICACIONES A TRAVÉS DEL ÍNDICE SJR

Construction and building materials (H=50)

Impact factor: 1.498

Categoría Q1 en Construction and building

Categoría Q1 en materials science

Categoría Q1 en Civil and structural engineering.

Structure and Infrastructure Engineering (H=14)

Impact factor: 0.831

Categoría Q1 en Civil and Structural Engineering

Categoría Q1 en Mechanical engineering

Categoría Q1 en Building and Construction

Categoría Q1 en Geotechnical Engineering and Engineering Geology

Categoría Q1 en Ocean Engineering

Journal of engineering mechanics-ASCE (H=68)

Impact factor: 0.961

Categoría Q1 en Mechanical engineering

1.5. ÍNDICE H

Jorge E. Hirsch, catedrático de física de la Universidad de California publicó a mediados de 2005 un trabajo donde proponía un nuevo y sencillo índice para evaluar la carrera de un investigador: el índice h (h-index).

El índice h se calcula con base en la distribución de las citas que han recibido los trabajos científicos de un investigador. Al respecto, Hirsch dice: Un científico tiene índice h si el h de sus N_p trabajos recibe al menos h citas cada uno, y los otros ($N_p - h$) trabajos tienen como máximo h citas cada uno. Explicado de otro modo, si el factor h vale n, entonces n publicaciones han sido citadas más de n veces. Para hallarlo, basta ordenar los artículos de un autor o grupo por número de veces que han sido citados, e ir recorriendo la lista hasta encontrar la última publicación cuyo número correlativo sea menor o igual que el número de citas: ese número correlativo es el factor h.

Explicación de una forma más práctica: el factor h es un número que se asigna a cada científico y establece el número de artículos que tiene ese autor con tantas o más citas que su factor h. Por ejemplo, un factor $h=20$ significa que ese científico tiene 20 artículos que han sido citados 20 o más veces.

2. ÍNDICE DE ACTIVIDADES DE LA SEGUNDA SESIÓN

- 2.1 La propiedad industrial.
- 2.2 Patente nacional y patente europea.
- 2.3 Reconocimiento de las patentes en el historial profesional de científicos e investigadores, como mérito equivalente a las publicaciones científicas.
- 2.4 Cómo hacer una búsqueda (tipos de búsquedas).
- 2.5 Educación y formación en propiedad industrial.
- 2.6 El procedimiento de patente.
- 2.7 Patente con estudio previo.
- 2.8 Internacionalización. PCT y patente europea.
- 2.9 Transferencia de tecnología.
- 2.10 Referencias e información extendida.

2.1. LA PROPIEDAD INDUSTRIAL

La Propiedad industrial otorga unos derechos de exclusividad sobre determinadas creaciones inmateriales que se protegen como verdaderos derechos de propiedad. Los derechos de Propiedad Industrial permiten a quien los ostenta decidir quién puede usarlos y cómo puede usarlos. Es decir, que en la práctica lo que la propiedad industrial protege es el uso de la innovación o novedad protegida.

Dichos derechos los otorga el organismo competente (en España la Oficina Española de Patentes y Marcas) y la su protección se extiende a todo el territorio nacional. Es decir, que la protección tiene carácter local, siendo solo válida en el ámbito de actuación de la oficina en que se registra (española, europea, estadounidense, etc.).

Uno de los principales problemas que presenta el registro de una propiedad industrial, es la necesidad de describir con detalle el procedimiento o aparato inventado, lo que hace que pueda ser copiado. Por esto hay veces que se toma una tercera vía, no publicar ni patentar, simplemente guardar el secreto industrial.

Otro problema que podemos encontrar es el caso de las patentes de programas y algoritmos informáticos, en este campo probablemente debido a su relativa juventud tanto la legislación como las patentes parecen adolecer de vacíos y falta de concreción. En Europa existe actualmente un debate abierto sobre la patentabilidad del software o las invenciones implementadas en ordenador, pese al rechazo prácticamente unánime, tras una segunda lectura, en 2005, de la propuesta de directiva de patentabilidad de software presentada ante el Parlamento Europeo.

En España existen varios tipos de derechos de propiedad industrial:

- Diseños industriales, se protege la apariencia externa de los productos.
- Marcas y nombres comerciales.
- Patentes y modelos de utilidad, la más relevante en nuestro campo, y por tanto, en la que más se focalizan las explicaciones siguientes.
- Topografías de semiconductores.

Para cada uno de estos derechos existe una legislación aplicable.

- Patentes y Modelos: Ley 11/86 de 20 de marzo, de patentes de invención y modelos de utilidad
- Signos Distintivos: Ley 17/2001 de 7 de diciembre de marcas

- Diseños Industriales: Ley 20/2003, de 7 de julio, de protección jurídica del diseño industrial
- Topografías de semiconductores: Ley 11/1988, de 3 de mayo de protección jurídica de las topografías de los productos semiconductores.

2.2. PATENTE NACIONAL Y PATENTE EUROPEA

Patente Nacional

Una Patente es un título que reconoce el derecho de explotar en exclusiva la invención patentada, impidiendo a otros su fabricación, venta o utilización sin consentimiento del titular. Como contrapartida, la Patente se pone a disposición del público para general conocimiento.

El derecho otorgado por una Patente no es tanto el de la fabricación, el ofrecimiento en el mercado y la utilización del objeto de la Patente, que siempre tiene y puede ejercitar el titular, sino, sobre todo y singularmente, "el derecho de excluir a otros" de la fabricación, utilización o introducción del producto o procedimiento patentado en el comercio.

La Patente puede referirse a un procedimiento nuevo, un aparato nuevo, un producto nuevo o un perfeccionamiento o mejora de los mismos. La duración de la Patente es de veinte años a contar desde la fecha de presentación de la solicitud. Para mantenerla en vigor es preciso pagar tasas anuales a partir de su concesión.

Patente europea

El sistema de patente europea permite obtener protección mediante una solicitud de patente europea directa con designación en aquellos Estados europeos en que se quiere obtener protección y sean parte del Convenio Europeo de Patentes.

La solicitud de Patente Europea puede ser presentada ante la OEPM pero es tramitada por la Oficina Europea de Patentes y la concesión produce el efecto de una patente nacional en cada uno de los Estados para los que se otorga.

2.3. RECONOCIMIENTO DE LAS PATENTES EN EL HISTORIAL PROFESIONAL DE CIENTÍFICOS E INVESTIGADORES, COMO MÉRITO EQUIVALENTE A LAS PUBLICACIONES CIENTÍFICAS.

Existe una resolución, de 18 de noviembre de 2009, de la Presidencia de la Comisión Nacional Evaluadora de la Actividad Investigadora, por la que se establecen los criterios específicos en cada uno de los campos de evaluación.

Para las solicitudes de evaluación de la actividad científica e investigadora que incluyan patentes y que se presenten en determinados campos y áreas de conocimiento (incluidas las ingenierías) se valorarán preferentemente:

“Las patentes en explotación, demostrada mediante contrato de compraventa o contrato de licencia. Se tendrá en cuenta la extensión de la protección de la patente (nacional, europea o por el Tratado de Cooperación de Patentes, PCT) valorándose más la de protección más extensa. También será válida esta aportación si la patente ha sido concedida por la OEPM mediante el sistema de examen previo”.

2.4. CÓMO HACER UNA BÚSQUEDA (TIPOS DE BUSQUEDAS)

Las nuevas tecnologías han hecho que el acceso a la información sobre patentes sea tremendamente sencillo, poniendo a disposición de cualquier persona con acceso a internet toda la información necesaria, incluso el documento completo de cada patente. Estas búsquedas se puede realizar a través de las bases de datos online ofrecidas por cada oficina de patentes.

- España: Oficina española de patentes y marcas (www.oepm.es).
- Europa: European Patent Office (www.epo.org).
- Estados Unidos: United States Patent and Trademark Office (www.uspto.org).

En la web de la OEPM podemos acceder a las siguientes búsquedas:

- Consulta de invenciones: Invenes, Espacenet, Latipat-Espacenet, PATENTSCOPE y Clasificación internacional de patentes.
- Consulta de marcas registradas: Localizador de marcas, TMWView y Clasificación internacional de productos y servicios.
- Consulta de diseños: Nacional, e-search plus y Hague-express.

En nuestro caso, podemos decir que existen dos tipos básicos de búsquedas del estado de la técnica que se deben realizar para estar razonablemente seguro de que una idea es innovadora, y por tanto, susceptible de ser protegida mediante la propiedad industrial, estas búsquedas son: de productos y de patentes. Además, cabe comentar, que es recomendable realizarlas antes de gastar cantidades significativas de tiempo y dinero en una idea.

Nuestra misión es encontrar anterioridades que prueben la falta de novedad de nuestra idea o invención. Nuestra esperanza será no tener éxito, pero para que la búsqueda sea eficaz, demos olvidarnos en lo posible de esto. Por la misma razón, debemos asumir que si no encontramos un estado anterior de la técnica, es resultado de una mala actividad de búsqueda. Debiendo seguir buscando hasta que tengamos una razonable seguridad de que ya no nos queda dónde buscar. Será útil guardar un registro de todos los sitios donde hemos buscado y de cualquier cosa relevante que encontremos, ya que esto puede ayudarnos a probar la ausencia de estado anterior de la técnica.

Como en el caso de cualquier búsqueda en una base de datos, el primer paso será tener una idea clara de las palabras clave que podemos utilizar. Este paso es clave y debemos tomarnos nuestro tiempo ya que una mala elección de las palabras clave puede hacernos perder mucho tiempo e incluso llevarnos a no encontrar lo que buscamos, dándonos la idea de que algo es innovador sin serlo.

Obviamente los términos más generales no son una buena idea ya que darán lugar a búsquedas gruesas, es decir, con muchos resultados. Es aconsejable el empleo de palabras técnicas relativas a la idea para obtener resultados más finos.

En cuanto a la búsqueda por productos, se trata de buscar aquello que ya esté en el mercado, que sea parecido a la idea que nos ocupa (estado de la técnica) o que se ocupe del mismo problema (técnicas en competencia). Tecnologías o productos obsoletos pueden constituir estado de la técnica, de manera que se deben comprobar tanto las fuentes actuales de información como las históricas. Los productos en desarrollo que aún no están en el mercado pueden también constituir estado de la técnica, así que también debemos buscar en nuevas páginas web, publicaciones del sector, ferias comerciales, páginas de exposiciones y puede que debamos buscar de manera especial en la actividad de investigación académica, pues es donde empiezan muchos productos, a menudo años antes de que el producto aparezca a escala comercial. Por supuesto, también cabe la búsqueda fuera de internet, en tiendas, libros,

revistas, catálogos, etc. e incluso las entrevistas con personas cuyo sector tenga relación con nuestra idea.

En cuanto a la búsqueda de patentes, esta supone ejercitar dos habilidades: encontrar todos los documentos de patente relevantes para nuestra invención e interpretar el significado de los resultados de la búsqueda de patentes.

En este caso la Oficina Española de Patentes y Marcas aconseja el uso de la base de datos gratuita Espacenet de la Oficina Europea de Patentes, que es fácil de usar para principiantes. Esto estará bien como primera aproximación aunque debe valorarse que la búsqueda la haga un profesional si no somos capaces de encontrar nada o más bien nada, cosa que no hará falta cuando el estado anterior de la técnica sea tan grande que haga que nuestra búsqueda termine rápidamente.

Se pueden hacer búsquedas gratuitas en la web de la Oficina Española de Patentes y Marcas (www.oepm.es), entrando en la opción bases de datos, donde es posible acceder tanto a una base de datos de patentes nacionales (invenes) como de patentes extranjeras (espacenet). En el caso de que realicemos la consulta de la base invenes, el idioma de consulta será el español, mientras que en el caso de espacenet, la búsqueda debe realizarse en inglés. En ambos casos al acceder a la base de datos se abrirán una serie de campos que permiten la consulta por diferentes criterios.

En la página de Internet de la OEPM es posible consultar diversos ejemplos de cómo llevar a cabo estas búsquedas dentro del apartado: Estás en: Cómo hacer una búsqueda. Ese mismo tipo de búsquedas pueden también solicitarse a un profesional de la OEPM, aunque en ese caso ya no se trata de un servicio gratuito, sino que tiene un precio de 21,65 euros (IVA incluido) para la base española y 85,86 € en las búsquedas internacionales. Estas cantidades son las tarifas mínimas a aplicar, pero pueden verse incrementadas en función del número de resultados obtenidos.

2.5. EDUCACIÓN Y FORMACIÓN EN PROPIEDAD INDUSTRIAL

La Oficina Española de Patentes y Marcas (OEPM) tiene entre sus funciones la promoción de iniciativas que conduzcan al mejor conocimiento de la propiedad industrial. Para llevar a cabo esta función la Oficina trabaja con instituciones educativas y organizaciones que fomentan y difunden la importancia que tiene la propiedad industrial para la actividad empresarial.

La OEPM ofrece jornadas, cursos y seminarios de sensibilización sobre todos los aspectos de la propiedad industrial, a establecimientos educativos, parques tecnológicos, centros tecnológicos, oficinas de transferencia de tecnología, centros de documentación y otros.

Las actividades y recursos formativos que ofrece la OEPM pueden consultarse en la siguiente dirección:

http://www.oepm.es/es/sobre_oepm/educacion_formacion/index.html

2.6. EL PROCEDIMIENTO DE PATENTE

Recordemos que una invención sólo es patentable si:

- Es novedosa y sin previa divulgación.
- Se distingue por una actividad inventiva no obvia a un experto en la correspondiente tecnología.
- Es susceptible de aplicación industrial, esto es, que sea físicamente posible fabricar la invención. Caso aparte, y objeto de análisis individual sobre su patentabilidad, constituyen ideas de otra naturaleza como es el caso de los algoritmos.

La OEPM nos recomienda recurrir a un abogado de patentes si estamos pensando seriamente en patentar nuestra idea ya que el riesgo de cometer errores es alto para una persona no especializada en la materia.

Solicitar una patente es un procedimiento jurídico regulado por plazos estrictos y generalmente inamovibles. No es algo que convenga apresurarse a hacer. Para optimizar la probabilidad de obtener una buena patente, deberemos:

- Estudiar el procedimiento de solicitud en detalle.
- Intentar no solicitarla con prisas, sino de una manera estratégica, en el momento y por las razones que mejor convengan a sus planes de explotación.

La elección de la vía para solicitar la patente (PCE, PCT, nacional o regional, o una combinación de las anteriores) dependerá de:

- Su invención.
- Su plan de negocio.

- Los fondos de que disponga.
- El mercado que le interese.
- Las fuentes más probables de productos infractores.

Lo habitual es empezar por el ámbito más reducido e ir ampliando en función de la respuesta que obtenga nuestra idea.

Las fases de solicitud de una patente deben consultarse con mucho cuidado por sus implicaciones. A continuación se muestran en términos generales:

Presentación de documentación: solicitud de patente, datos del solicitante (Vd.), una descripción de la invención, reivindicaciones, planos (en su caso) y un resumen. Además, se deberá pagar la tasa.

Ante la OEP, las solicitudes se aceptan en inglés, francés o alemán.

Fecha de presentación y examen previo: Si nuestra documentación parece estar en regla, se otorga a nuestra solicitud una fecha de presentación que también se conoce como fecha de prioridad. En cualquier momento durante los siguientes 12 meses podemos presentar solicitudes de protección de la patente en otros países, y dichas solicitudes se tratarán como si se hubieran presentado en la fecha de prioridad. En la práctica, esto nos da un año para decidir en cuántos países queremos incluir la protección de nuestra patente.

Búsqueda: Se nos envía un informe de búsqueda, en el que se relacionan y se incluyen copias de todos los documentos relevantes de estado anterior de la técnica que haya encontrado un examinador con experiencia. La búsqueda está principalmente basada en las reivindicaciones de novedad, pero la descripción y los planos también se toman en consideración. Con frecuencia se incluye en el informe un dictamen inicial sobre la patentabilidad de la invención.

Publicación: Nuestra solicitud se publica a los 18 meses de la fecha de presentación. Aparecerá ahora en las bases de datos accesibles a terceros en todo el mundo y tendrá consideración de estado de la técnica para cualquier solicitud de patente futura.

Decisiones: Disponemos ahora de otros seis meses para tomar dos decisiones: llevar o no a término la solicitud (examen de fondo) y en qué ámbito (tasas de designación).

Examen de fondo: En caso de llevar a término la solicitud se solicita un examen de fondo donde la OEP deberá decidir si la invención y la solicitud reúnen los requisitos del Convenio sobre la Patente Europea.

Decisión sobre la concesión de la patente: si los examinadores deciden conceder la patente, la decisión se publica en el Boletín Europeo de Patentes. La decisión es efectiva a la fecha de publicación.

Validación: trámites relativos al ámbito de aplicación y su entrada en vigor.

Oposición: una patente concedida puede ser objeto de oposición por terceros. Desde que la concesión se publica en el Boletín Europeo de Patentes, se dispone de nueve meses para presentar notificaciones de oposición.

Recurso: todas las decisiones de la OEP son susceptibles de recurso. La responsabilidad por las decisiones sobre los recursos la asumen consejos de recursos independientes.

2.7. PATENTE CON ESTUDIO PREVIO

Para que una invención sea patentable debe cumplir tres requisitos de patentabilidad: Novedad, Actividad Inventiva y Aplicación Industrial. En caso de que alguno de estos tres requisitos no se cumpla la patente es anulable. Por este motivo, antes de iniciar el proceso de patentar la invención es muy recomendable comprobar si se cumplen estos tres requisitos de patentabilidad. Dicha comprobación es realizada por un agente de la propiedad industrial, bien perteneciente a la OEPM (previo pago de la tasa correspondiente) o privado, que emitirá al final de la investigación un informe de patentabilidad, que tendrá como conclusión una de las tres siguientes:

- Se cumplen los tres requisitos, por lo que la invención es patentable
- La invención no cumple el requisito de novedad en algunos países, por lo que solo podrá inscribirse como modelo de utilidad en los países que contemplen dicha modalidad.
- La invención no cumple los requisitos de actividad inventiva y/o aplicación industrial, por lo que no es patentable.

2.8. INTERNACIONALIZACIÓN. PCT Y PATENTE EUROPEA.

Existen, fundamentalmente, tres vías para la protección internacional de las invenciones:

- La VIA NACIONAL, mediante la presentación de una solicitud de patente individualizada en aquellos Estados en los que se desea obtener la protección.
- La VIA EUROPEA, mediante una solicitud de patente europea directa que incluye la designación de los Estados europeos adheridos al Convenio sobre la concesión de Patentes Europeas. En este caso, la solicitud de patente europea se tramita en la Oficina Europea de Patentes, y la concesión produce el efecto de una patente nacional en cada uno de los Estados para los que se otorga. En nuestro caso se gestiona desde la OEPM.
- La VIA INTERNACIONAL PCT, el sistema PCT permite solicitar la protección para una invención en cada uno de los Estados que forman parte del Tratado internacional PCT, mediante una única solicitud, denominada solicitud internacional. En nuestro caso la OEPM actúa como oficina receptora de las solicitudes internacionales PCT (titulares españoles o con residencia en España). . Es importante aclarar que no se trata de un procedimiento de concesión de patentes, ni sustituye a las concesiones nacionales, sino que es un sistema por el que se unifica la tramitación previa a la concesión.

El Tratado de Cooperación en materia de Patentes (PCT) ofrece asistencia a los solicitantes que buscan protección internacional, asiste a las Oficinas en las decisiones sobre la otorgación de patentes y pone a disposición del público el acceso a una extensa información técnica con relación a las invenciones

2.9. TRANSFERENCIA DE TECNOLOGÍA

El proceso de transferencia de tecnología no se limita al cambio o autorización de ciertos derechos de propiedad sobre un objeto físico, sino que lleva incorporado el traspaso de los conocimientos y las prácticas necesarias para su funcionamiento. Se puede efectuar mediante cesiones (se cede la propiedad) y licencias (se permite el uso).

El proceso de transferencia de tecnología se manifiesta generalmente en forma de acuerdos o contratos que definen sus características y alcance, siendo los más comunes:

- Los acuerdos de cesión de licencias y marcas.
- Los contratos de I+D.
- Los contratos de asistencia técnica.
- Los spin-off.

En los acuerdos de cesión de licencias y marcas, el licenciador otorga al licenciatarlo los derechos de explotación de una tecnología, producto, servicio o proceso obteniendo a cambio un canon o royalty. En otras ocasiones, además de la cesión de la licencia se produce la cesión de la marca (licencias de marca), permitiéndose la explotación de la imagen asociada a ese producto, servicio o proceso.

Los contratos de I+D son el marco de cooperación más común entre el sector empresarial y las universidades o centros de I+D, así como entre empresas de base tecnológica. Por medio de estos acuerdos, las universidades y centros de I+D pueden acceder a financiación externa para sus investigaciones y las empresas, por su parte, pueden utilizar el conocimiento y los recursos científicos aportados por la otra parte para mejorar su posición competitiva. Los derechos sobre la propiedad intelectual e industrial de los resultados deben ser contemplados cuidadosamente en este tipo de acuerdos, ya que por lo general implican la obtención y transferencia entre las instituciones participantes de tecnologías patentables.

Los contratos de asistencia técnica permiten a un actor, generalmente una empresa, adquirir de otros actores (empresas, universidades o centros de I+D) el conocimiento tecnológico necesario para completar el proceso de asimilación de una tecnología. Este tipo de acuerdos está muy relacionado con la transferencia de tecnologías de proceso y requiere una gestión cuidadosa para poder eliminar la dependencia tecnológica que implica.

Los spin-off son procesos mediante los cuales emergen nuevas empresas a partir de una organización existente, apoyándose en una transferencia de tecnología, y cuya misión es introducir en el mercado nuevos productos o servicios.

2.10. REFERENCIAS E INFORMACIÓN EXTENDIDA

LA PROPIEDAD INDUSTRIAL

- http://www.oepm.es/es/propiedad_industrial/propiedad_industrial/index.html

- http://www.oepm.es/cs/OEPMSite/contenidos/Folletos/FOLLETO_3_PATENTAR_SOFTWARE/017-12_EPO_software_web.html

PATENTE NACIONAL Y PATENTE EUROPEA

Patente Nacional

- o Ver Ley 11/1986, de 20 de marzo, de Patentes.
- o http://www.oepm.es/cs/OEPMSite/contenidos/NORMATIVA/NormasSobrePatentes_MU_Topografias_CCP/NSPMTCCP_Patentes_Modelos/NSPMTCCP_Patentes_Modelos_Nacionales/Ley11_1986de20demarzo_dePatentes.htm
- o http://www.oepm.es/es/invenciones/patentes_nacionales/

Patente europea

- o http://www.oepm.es/es/invenciones/patente_europeas/

RECONOCIMIENTO DE LAS PATENTES EN EL HISTORIAL PROFESIONAL DE CIENTÍFICOS E INVESTIGADORES, COMO MÉRITO EQUIVALENTE A LAS PUBLICACIONES CIENTÍFICAS

- www.boe.es/boe/dias/2009/12/01/pdfs/BOE-A-2009-19218.pdf

CÓMO HACER UNA BÚSQUEDA (TIPOS DE BUSQUEDAS)

- búsqueda del estado de la técnica:
http://www.oepm.es/es/invenciones/herramientas/manual_del_inventor/novedad_y_estado_de_la_tecnica/busqueda_de_estado.html
- Búsquedas simples en espacenet:
http://www.oepm.es/es/invenciones/herramientas/manual_del_inventor/novedad_y_estado_de_la_tecnica/busqueda_simple.html
- Búsquedas retrospectivas:
[http://www.oepm.es/es/informacion_tecnologica/servicios_IT/busquedas Retrospectivas.html](http://www.oepm.es/es/informacion_tecnologica/servicios_IT/busquedas_Retropectivas.html)
- Búsqueda profesional de patentes:
http://www.oepm.es/es/invenciones/herramientas/manual_del_inventor/novedad_y_estado_de_la_tecnica/busqueda_profesional.html
- Otras búsquedas:
http://www.oepm.es/es/informacion_tecnologica/index.html

EDUCACIÓN Y FORMACIÓN EN PROPIEDAD INDUSTRIAL

- http://www.oepm.es/es/sobre_oepm/educacion_formacion/index.html

EL PROCEDIMIENTO DE PATENTE

- http://www.oepm.es/es/invenciones/herramientas/manual_del_inventor/proteger_su_idea/el_procedimiento_de_patente.html
- Guía breve sobre el proceso de solicitud de una Patente Europea al amparo del Convenio sobre la Patente Europea (CPE):
<http://www.wipo.int/pct>

PATENTE CON ESTUDIO PREVIO

- http://www.oepm.es/es/invenciones/patentes_nacionales/proteccion_recomendaciones/recomendaciones_antes_de_solicitar_una_patente_nacional.html

3. ÍNDICE DE ACTIVIDADES (AMPLIACIÓN VOLUNTARIA)

- 3.1 Selección de publicaciones a través del índice JCR.
- 3.2 Aims and scopes de las diferentes publicaciones (objetivos y alcance).
- 3.3 Comparativa de la selección de publicaciones a través del índice SJR.

3.1. SELECCIÓN DE PUBLICACIONES A TRAVÉS DEL ÍNDICE JCR

En este caso la búsqueda se realiza con el fin de encontrar las publicaciones más acordes con el tema de mi TFM que versará sobre el análisis a fatiga en capas granulares empleadas como base y/o sub-base de carreteras fundamentalmente para pavimentos permeables (en relación con los SUDS). De acuerdo con esto y con los criterios de impacto y relevancia científica aprendidos durante la primera sesión de los seminarios de investigación, seleccionaría las siguientes publicaciones (revistas indexadas):

Geotechnique

Impact factor: 1.481

Categoría Q1 en Geological engineering

Total Journals in Category: 32

Journal Rank in Category: 5

Categoría Q1 en Multidisciplinary geoscience

Total Journals in Category: 172

Journal Rank in Category: 83

Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering

Impact factor: 1.156

Categoría Q2 en Geological engineering

Total Journals in Category: 32

Journal Rank in Category: 13

Categoría Q3 en Multidisciplinary geoscience

Total Journals in Category: 172

Journal Rank in Category: 107

Journal of transportation engineering

Impact factor: 0.863

Categoría Q2 en Civil engineering

Total Journals in Category: 122

Journal Rank in Category: 57

Categoría Q3 en Transportation science and technology

Total Journals in Category: 30

Journal Rank in Category: 16

International Journal of fatigue

Impact factor: 1.976

Categoría Q1 en Mechanical engineering

Total Journals in Category: 125

Journal Rank in Category: 14

Categoría Q2 en Multidisciplinary materials science

Total Journals in Category: 241

Journal Rank in Category: 65

3.2. AIMS AND SCOPES DE LAS DIFERENTES PUBLICACIONES (OBJETIVOS Y ALCANCE)

Geotechnique

Established for 60 years, Géotechnique is the world's premier geotechnics journal, publishing the research of the highest quality on all aspects of geotechnical engineering.

Géotechnique provides access to rigorously refereed, current, innovative and authoritative research and practical papers, across the fields of soil and rock mechanics, engineering geology and environmental geotechnics. The journal also publishes articles

ahead of print to ensure you receive access to the latest research as soon as it is published. Ahead of print articles are fully citable using the DOI number, and subscribers can view the papers [here](#).

Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering

The Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering covers the broad area of practice known as geotechnical engineering. Papers are welcomed on topics such as foundations, retaining structures, soil dynamics, engineering behavior of soil and rock, site characterization, slope stability, dams, rock engineering, earthquake engineering, environmental geotechnics, geosynthetics, computer modeling, groundwater monitoring and restoration, and coastal and geotechnical ocean engineering. Authors are also encouraged to submit papers on new and emerging topics within the general discipline of geotechnical engineering. Theoretical papers are welcomed, but there should be a clear and significant potential for practical application of the theory. Practice-oriented papers and case studies are particularly welcomed and encouraged.

Journal of transportation engineering

The Journal of Transportation Engineering contains technical and professional articles on the planning, design, construction, maintenance, and operation of air, highway, rail, and urban transportation. Specific topics include airport and highway pavement maintenance and performance; management of roads, bridges, and transit systems; traffic management technology; railway engineering; and economics and environmental aspects of transportation.

International Journal of fatigue

International Journal of Fatigue covers the full range of scientific and technological issues associated with fatigue. The scope of the journal includes the spectrum of characterization, testing, and modeling of degradation processes under cyclic loading, commonly referred to as fatigue. This includes compromise of functionality with cycling, in addition to formation of cracks and other damage phenomena. Phenomena of interest range from the atomic level to engineering structures or devices, including all classes of materials and material systems.

3.3. COMPARATIVA DE LA SELECCIÓN DE PUBLICACIONES A TRAVÉS DEL ÍNDICE SJR

Geotechnique (H=62)

Impact factor: 1.481

Categoría Q1 en en Geotechnical Engineering and Engineering Geology

Categoría Q1 en Earth and Planetary Science (miscellaneous)

Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering (H=68)

Impact factor: 1.156

Categoría Q1 en Geotechnical Engineering and Engineering Geology

Journal of transportation engineering (H=36)

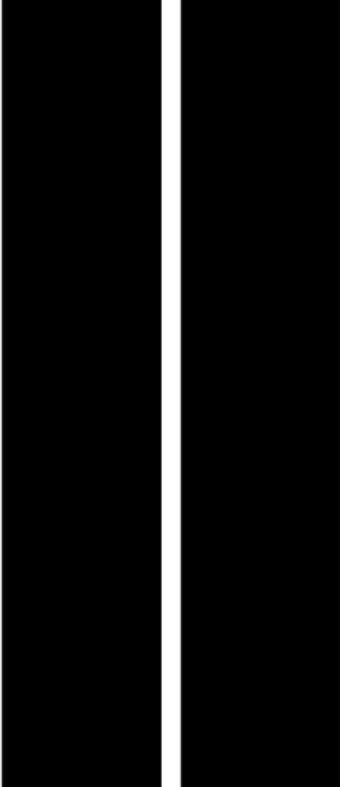
Impact factor: 0.863

Categoría Q1 en Civil and Structural Engineering

International Journal of fatigue (H=61)

Impact factor: 1.976

Categoría Q1 en Mechanical Engineering



ANEXO II

INFORME

ENSAYOS TRIAXIALES

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL EN SUELOS

(UNE 103402:1998)

1. Datos del ensayo

Tipo de muestra Remoldeada

Tipo de ensayo Consolidado drenado (C-D)

Tamaño de célula 100 mm

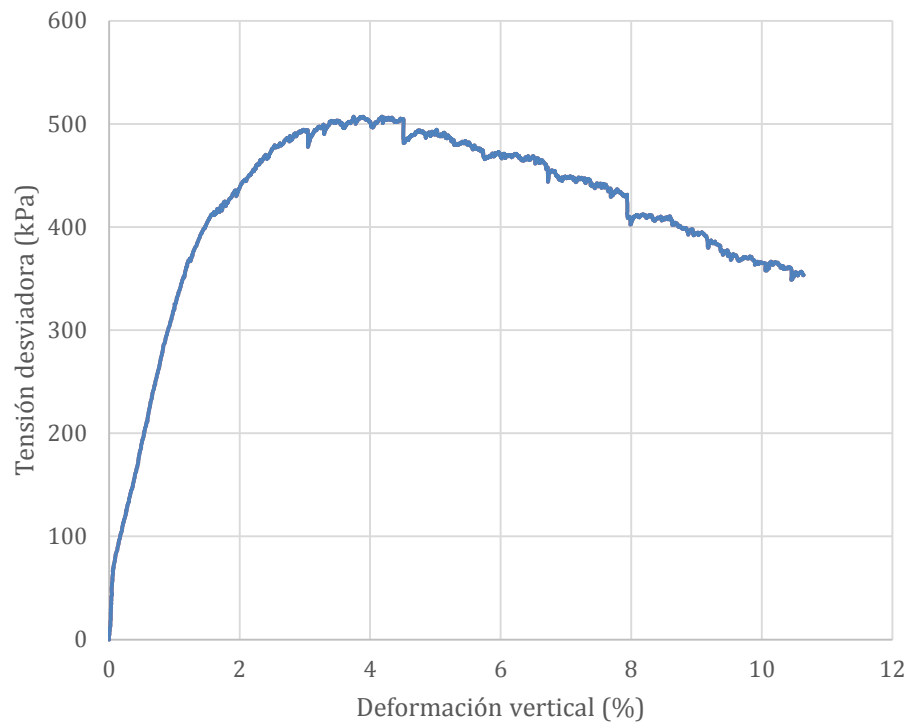
2. Información de las probetas

Probeta:	1		2		3	
Altura	205.52	mm	204.7	mm	204.45	mm
Diámetro	101.5	mm	101.5	mm	101.5	mm
Peso inicial	3116.2	g	3116.2	g	3116.2	g
Velocidad	0.13	mm/min	0.06	mm/min	0.06	mm/min
P. Célula	50	kPa	150	kPa	300	kPa

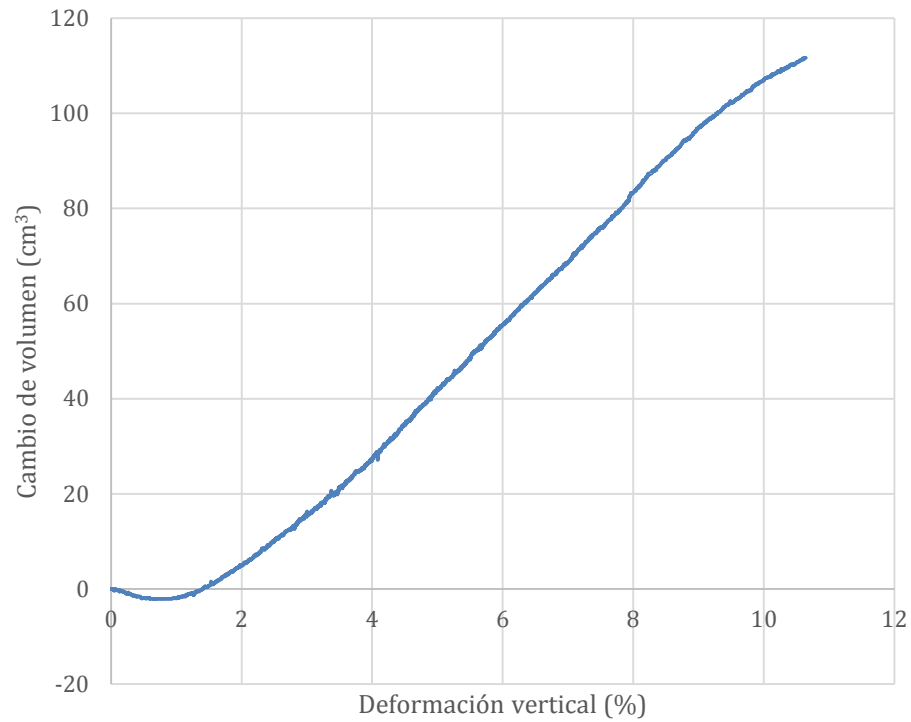
3. Ajuste de parámetros deformacionales

3.1. Probeta 1

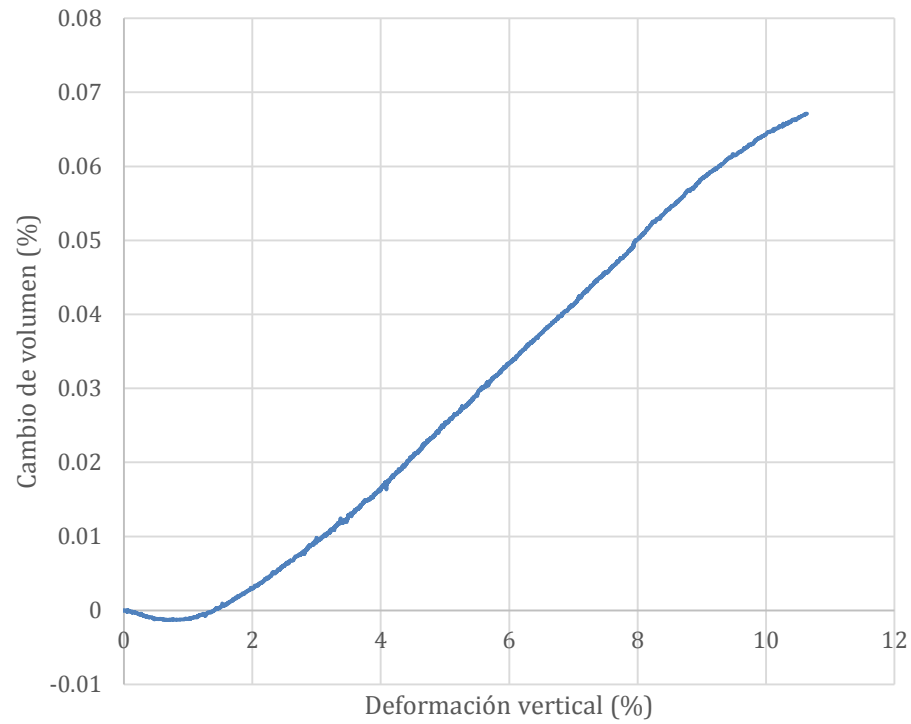
Curva de rotura



Curva de rotura



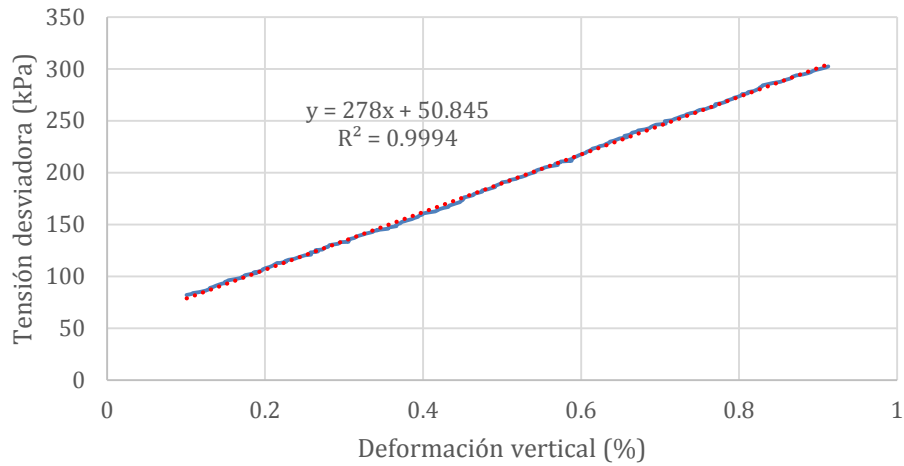
Curva de rotura



Módulo de elasticidad (E)

El módulo de elasticidad (E) se obtiene ajustando los puntos iniciales de la curva Tensión desviadora – Deformación vertical a una recta de la forma $\Delta\sigma' = E\Delta\varepsilon_z$

Ajuste E



A partir del ajuste realizado se obtiene un módulo de elasticidad (E) de **27.8 MPa**.

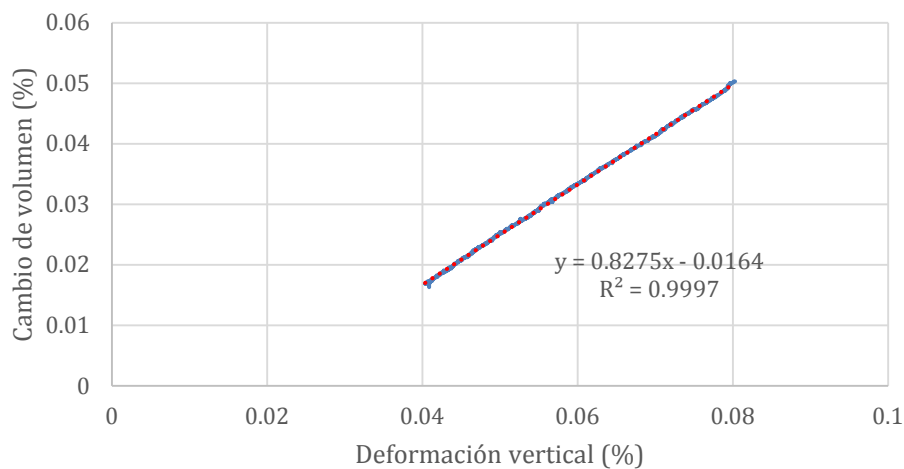
Módulo de Poisson (ν)

Para esta probeta no se ha podido obtener el módulo de Poisson al ser la rama descendente de la curva Cambio de volumen – Deformación vertical demasiado corta

Dilatancia (ψ)

El ángulo de dilatancia (ψ) se obtiene ajustando la rama ascendente de la curva Cambio de volumen – Deformación vertical a una recta de la forma $\varepsilon_v = -\frac{2 \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \varepsilon_z$

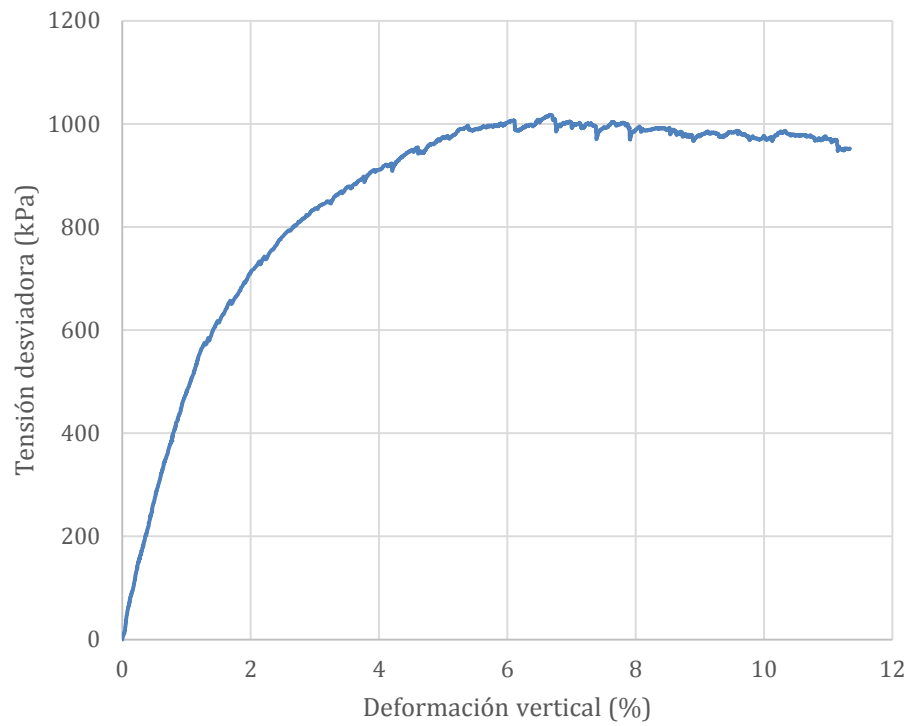
Ajuste Dilatancia



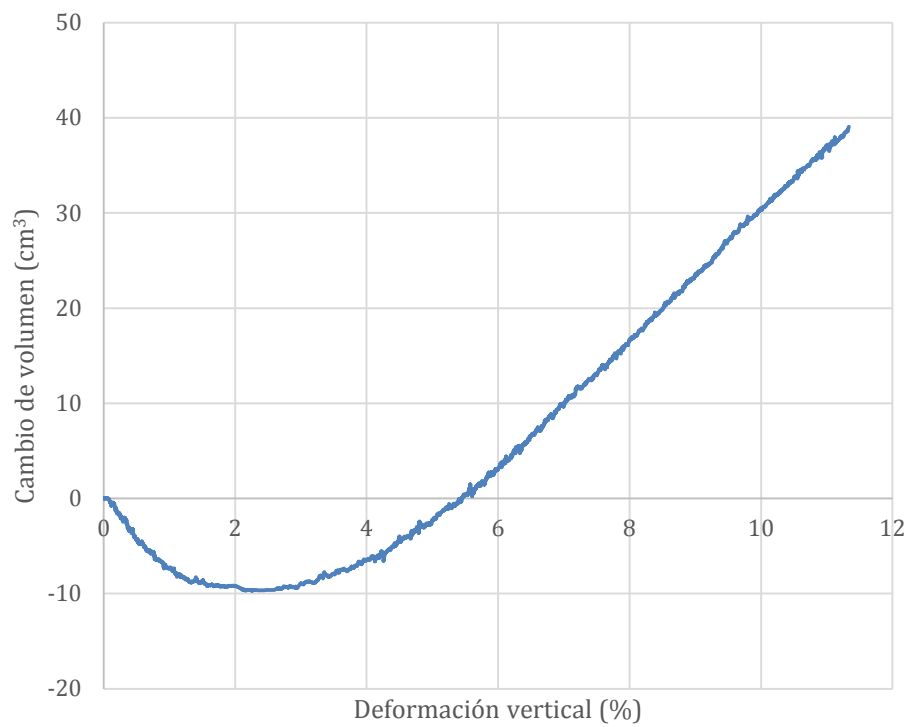
A partir del ajuste realizado se obtiene una dilatancia de **17.02°**.

3.2. Probeta 2

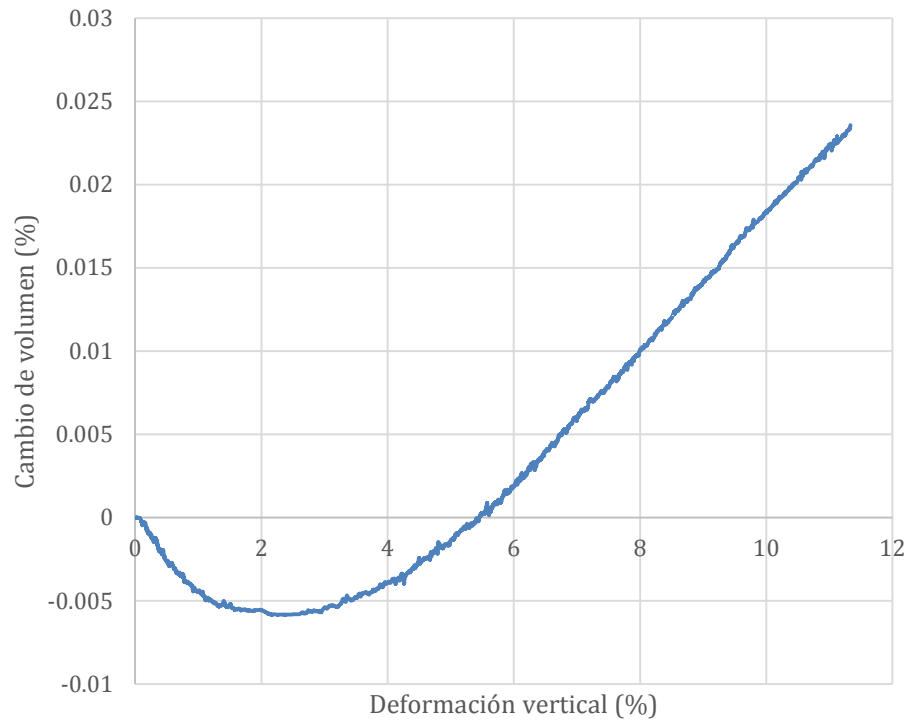
Curva de rotura



Curva de rotura



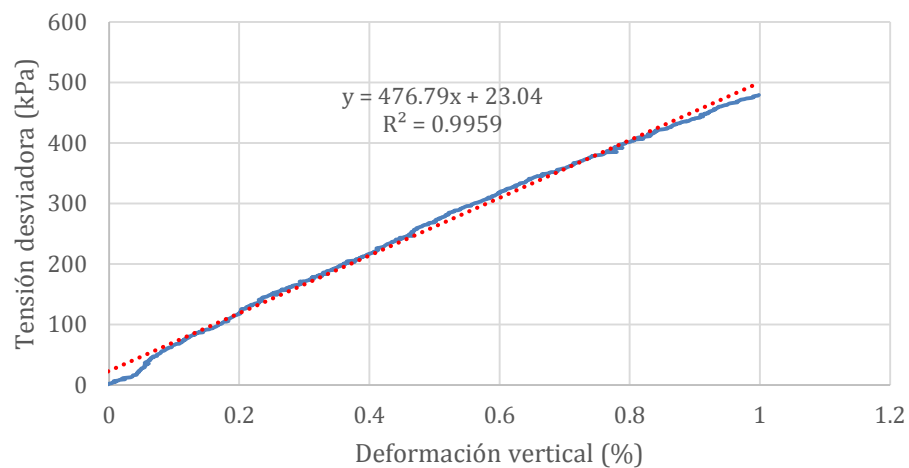
Curva de rotura



Módulo de elasticidad (E)

El módulo de elasticidad (E) se obtiene ajustando los puntos iniciales de la curva Tensión desviadora – Deformación vertical a una recta de la forma $\Delta\sigma' = E\Delta\varepsilon_z$

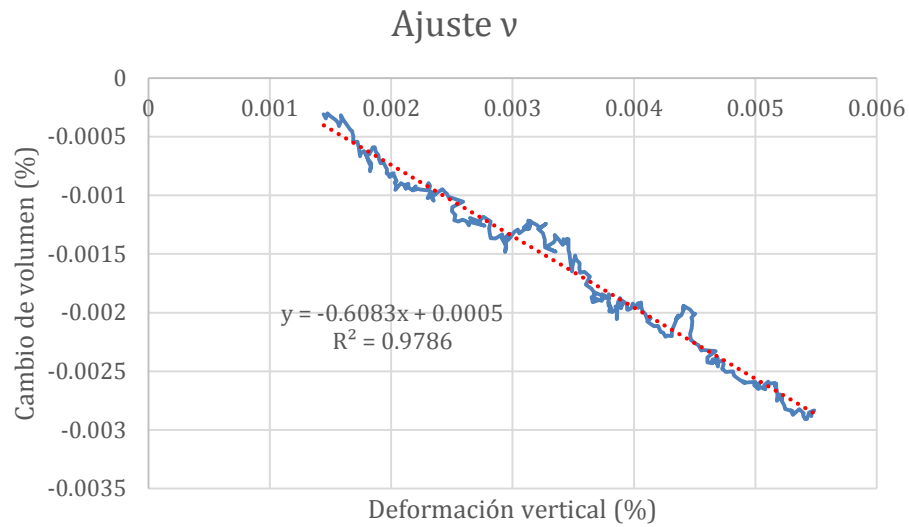
Ajuste E



A partir del ajuste realizado se obtiene un módulo de elasticidad (E) de **47.6 MPa**.

Coeficiente de Poisson (ν)

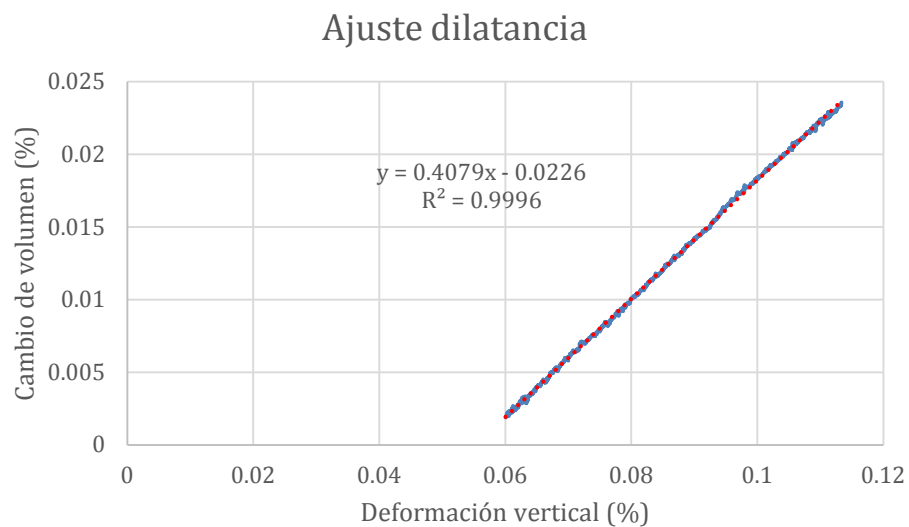
El coeficiente de Poisson se obtiene ajustando la rama descendente de la curva Cambio de volumen – Deformación vertical a una recta de la forma $\varepsilon_v = (1 - 2\nu)\varepsilon_z$



A partir del ajuste realizado se obtiene un coeficiente de Poisson de **0.196**.

Dilatancia (ψ)

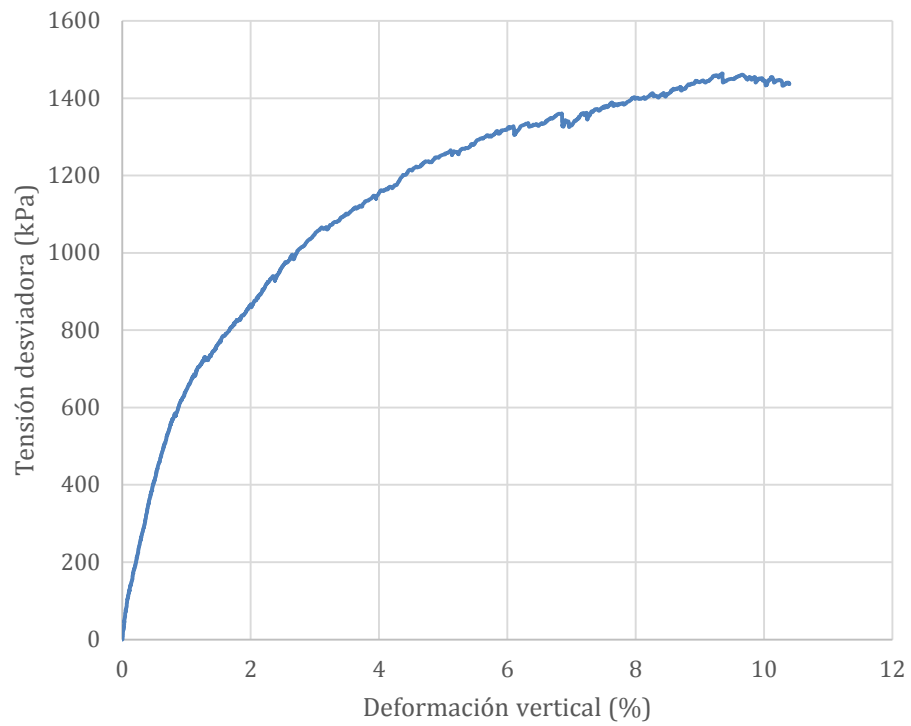
El ángulo de dilatancia (ψ) se obtiene ajustando la rama ascendente de la curva Cambio de volumen – Deformación vertical a una recta de la forma $\varepsilon_v = -\frac{2 \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \varepsilon_z$



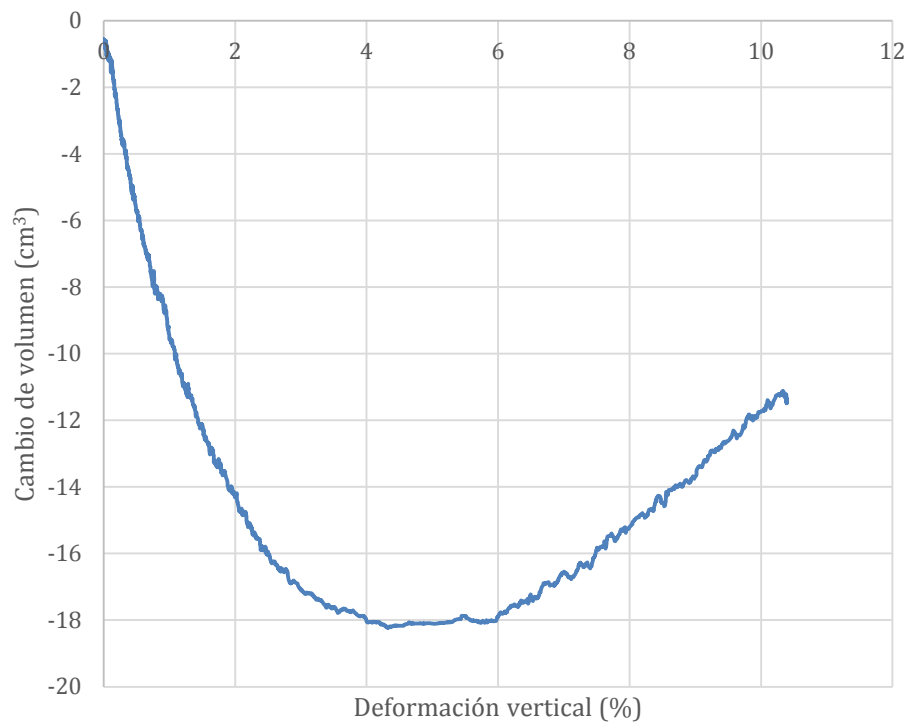
A partir del ajuste realizado se obtiene una dilatancia de **9.75°**.

3.3. Probeta 3

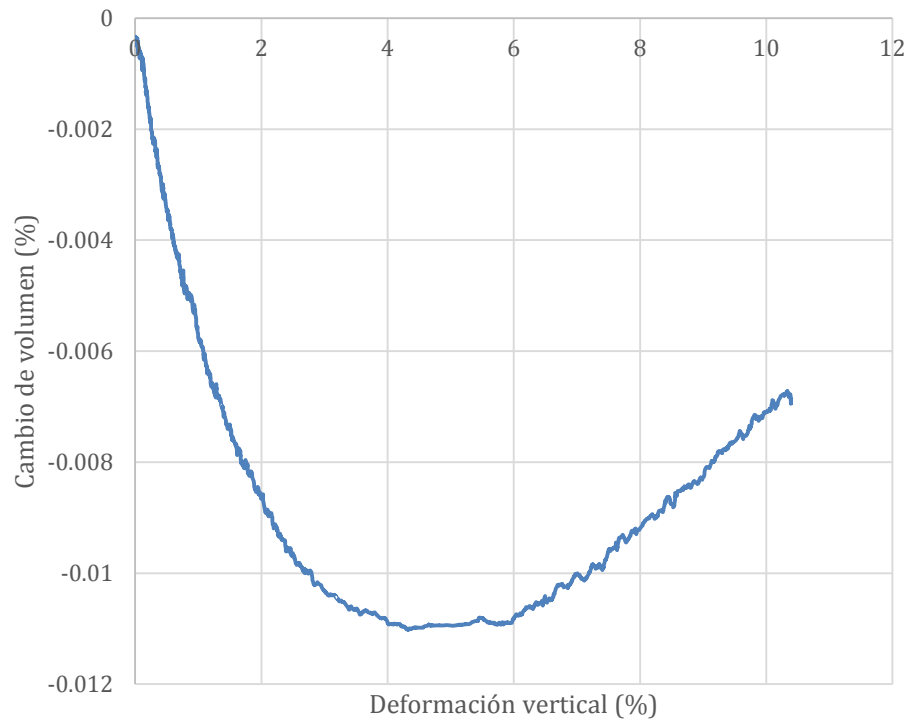
Curva de rotura



Curva de rotura



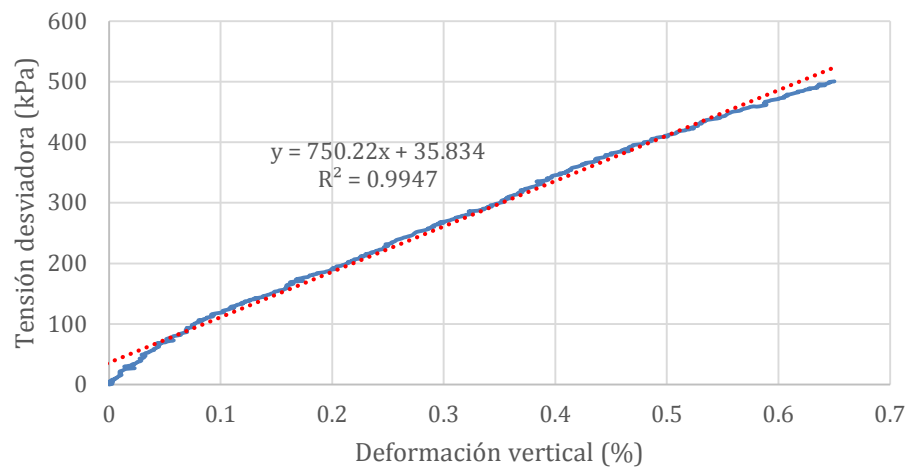
Curva de rotura



Módulo de elasticidad (E)

El módulo de elasticidad (E) se obtiene ajustando los puntos iniciales de la curva Tensión desviadora – Deformación vertical a una recta de la forma $\Delta\sigma' = E\Delta\varepsilon_z$

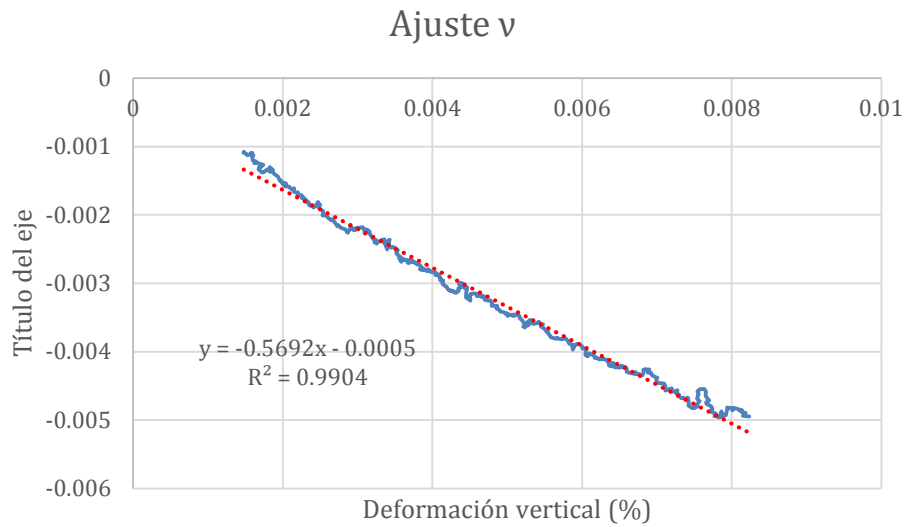
Ajuste E



A partir del ajuste realizado se obtiene un módulo de elasticidad (E) de **75.02 MPa**.

Coeficiente de Poisson (ν)

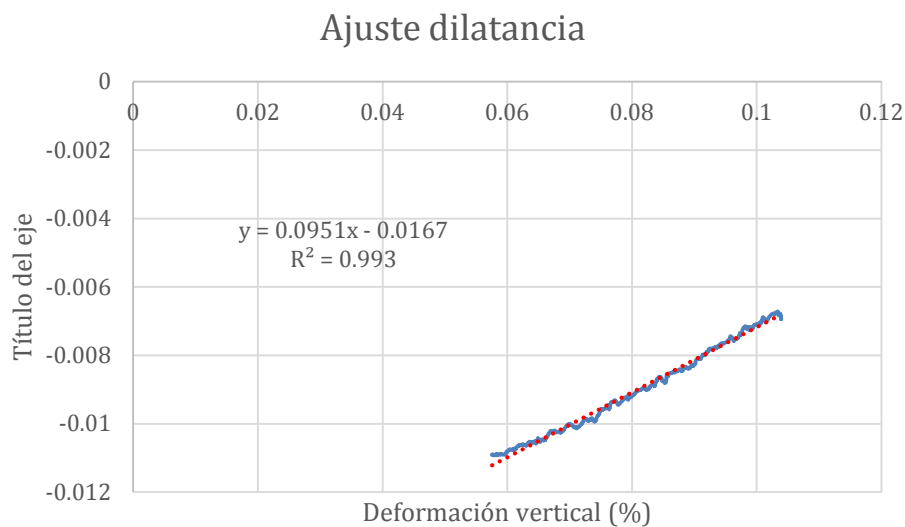
El coeficiente de Poisson se obtiene ajustando la rama descendente de la curva Cambio de volumen – Deformación vertical a una recta de la forma $\varepsilon_v = (1 - 2\nu)\varepsilon_z$



A partir del ajuste realizado se obtiene un coeficiente de Poisson de **0.215**.

Dilatancia (ψ)

El ángulo de dilatancia (ψ) se obtiene ajustando la rama ascendente de la curva Cambio de volumen – Deformación vertical a una recta de la forma $\varepsilon_v = -\frac{2 \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \varepsilon_z$



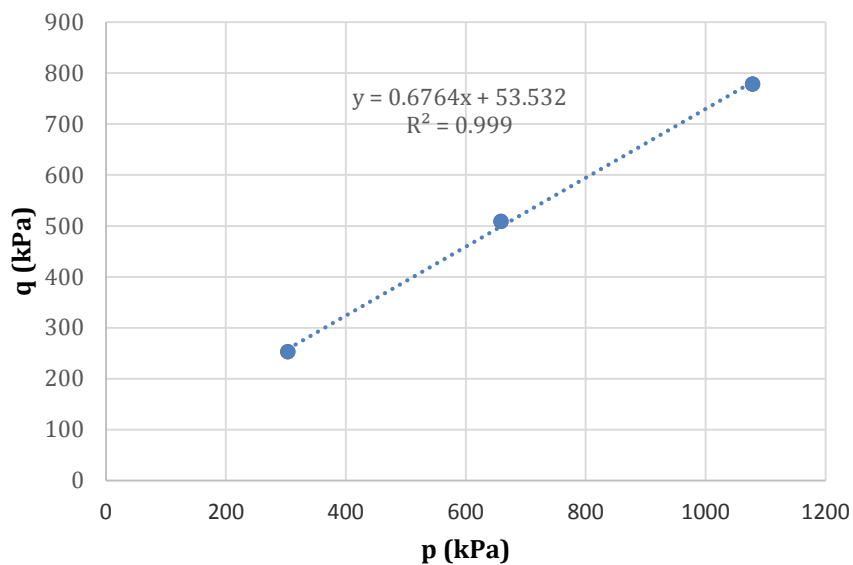
A partir del ajuste realizado se obtiene una dilatancia de **2.86°**.

4. Ajuste parámetros resistentes

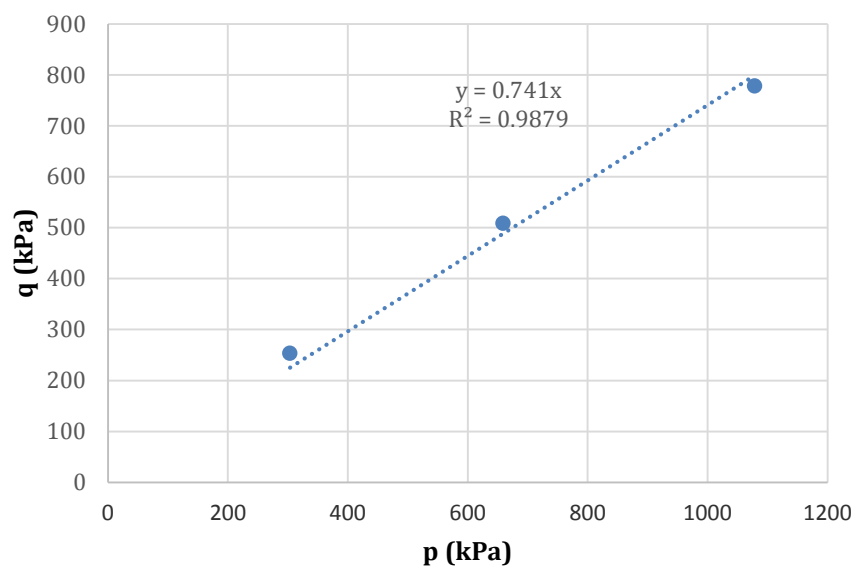
Para obtener los parámetros resistentes se ajusta una recta a los puntos de rotura de cada una de las probetas en el plano de Lambe.

Datos en rotura		
Célula (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
50	303.59145	253.59145
150	658.96945	508.96945
300	1078.5241	778.5241

Ajuste considerando cohesión:

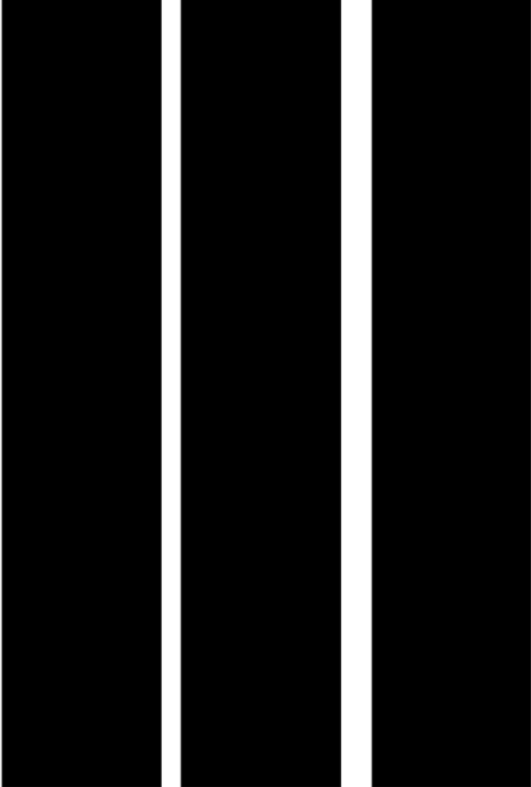


Ajuste considerando cohesión nula:



De los ajustes anteriores se obtienen los parámetros resistentes del material en las dos hipótesis.

Con cohesión			Sin cohesión		
ϕ (rad)	ϕ (°)	c (kPa)	c (kPa)	ϕ (rad)	ϕ (°)
0.743	42.56	72.68	0	0.835	47.82



ANEXO III

INFORMES

ENSAYOS

ENSAYO DE LOS ANGELES

EN 1097 - 2 : 1998

El coeficiente de los Angeles (LA) es el porcentaje en masa de la muestra de ensayo que haya pasado a través del tamiz de 1,6 mm a la terminación del ensayo después de lavarla. La muestra de ensayo deberá tener una masa inicial lavada de **(5.000 ± 5) gramos**.

La carga abrasiva consiste en **11 bolas** con diámetro entre 45 y 49 mm y una masa comprendida entre 400 gr. y 445 gr.
La masa total deberá estar comprendida entre 4.690 gr. y 4.860 gr.

La masa de la muestra inicial deberá ser al menos de 15 kg, con una granulometría comprendida entre 10 mm. y 14 mm.

El ensayo se realizará con el árido que pase por el tamiz de 14 mm. y quede retenido en el tamiz de 10 mm.
Lavar cada fracción del árido por separado, antes de meterlas en la máquina.

Debera cumplir los siguientes requisitos:

Por el tamiz de 12,5 mm deberá pasar entre el 60 % y el 70 % de árido, o sino,
Por el tamiz de 11,2 mm deberá pasar entre el 30 % y el 40 % de árido

Identificación de la muestra

CALIZA ARRUTI

FECHA

19 de junio de 2014

OPERARIO

CARMEN

Fracción granulométrica apartir de las cuales se obtuvo la muestra de ensayo

4 a 8

8 BOLAS

Tamices	16	14	12.5	11.2	10	8	6.3	5	4
gramos retenidos									

gramos retenidos en cada tamiz		14/16	12,5/14	11,2/12,5	10/11,2	8/10	6,3/8	5/6,3	4/5

Tamaños de árido a ensayar	Tamaño del tamiz intermedio mm	Porcentaje que pasa por el tamiz intermedio %	Número de bolas
PASA 8 mm	6.3	60 a 70	8
RETIENE 4 mm			

TAMIZ			
Pasa por el 6,3		Retiene el 6,3	
60%	70%	30%	40%
2,997.0	3,503.5	1,498.5	2,002.0
CUMPLE		2,005.0	1,995.0
3,000.0		2,000.0	5,000.0
CUMPLE			

Nota: El anexo A viene dado por una granulometría distinta de 10/14

m = Es la masa retenida por el tamiz de 1,6 mm, expresada en gramos.

m= 3,885.8

LA = 22

$$LA = \left(\frac{5.000 - m}{50} \right)$$

ANEXO A

Fracciones granulométricas mm	Tamaño del tamiz intermedio mm	Porcentaje que pasa por el tamiz intermedio %	Número de bolas
4 a 6,3	5	30 a 40	7
4 a 8	6.3	60 a 70	8
6,3 a 10	8	30 a 40	9
8 a 11,2	10	60 a 70	10
11,2 a 16	14	60 a 70	12

TIPO DE CAPA	CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO				
	T00 y T0	T1	T2	T3 y arcenes	T4
RODADURA	≤ 20		≤ 25		
INTERMEDIA	≤ 25				≤ 25 (*)
BASE	≤ 25		≤ 30		

(*) en vías de servicio

ENSAYO DE LOS ANGELES EN 1097 - 2 : 1998

El coeficiente de los Angeles (**LA**) es el porcentaje en masa de la muestra de ensayo que haya pasado a través del tamiz de 1,6 mm a la terminación del ensayo despues de lavarla. La muestra de ensayo deberá tener una **masa inicial** lavada de **(5.000 ± 5) gramos**.

La carga abrasiva consiste en **11 bolas** con diámetro entre 45 y 49 mm y una masa comprendida entre 400 gr. y 445 gr.
La masa total deberá estar comprendida entre 4.690 gr. y 4.860 gr.

La masa de la muestra inicial deberá ser al menos de 15 kg, con una granulometria comprendida entre 10 mm. y 14 mm.

El ensayo se realizará con el árido que pase por el tamiz de 14 mm. y quede retenido en el tamiz de 10 mm.
Lavar cada fracción del arido por separado, antes de meterlas en la máquina.

Debera cumplir los siguientes requisitos:

Por el tamiz de 12,5 mm deberá pasar entre el 60 % y el 70 % de árido, o sino,
Por el tamiz de 11,2 mm deberá pasar entre el 30 % y el 40 % de árido

Identificación de la muestra

CALIZA ARRUTI

FECHA

19 de junio de 2014

OPERARIO

CARMEN

Fracción granulometrica apartir de las cuales se obtuvo la muestra de ensayo

11,2 a 16

12 BOLAS

Tamices	16	14	12.5	11.2	10	8	6.3	5	4
gramos retenidos									

gramos retenidos en cada tamiz		14/16	12,5/14	11,2/12,5	10/11,2	8/10	6,3/8	5/6,3	4/5

Tamaños de árido a ensayar	Tamaño del tamiz intermedio mm	Porcentaje que pasa por el tamiz intermedio %	Número de bolas
PASA 16 mm	14	60 a 70	12
RETIENE 11,2 mm			

TAMIZ			
Pasa por el 14		Retiene el 14	
60%	70%	30%	40%
2,997.0	3,503.5	1,498.5	2,002.0
CUMPLE		2,005.0	1,995.0
3,000.0		2,000.0	5,000.0
CUMPLE			

Nota: El anexo A viene dado por una granulometria distinta de 10/14

m = Es la masa retenida por el tamiz de 1,6 mm, expresada en gramos.

m= 3,793.0

LA = 24

$$LA = \left(\frac{5.000 - m}{50} \right)$$

ANEXO A

Fracciones granulométricas mm	Tamaño del tamiz intermedio mm	Porcentaje que pasa por el tamiz intermedio %	Número de bolas
4 a 6,3	5	30 a 40	7
4 a 8	6.3	60 a 70	8
6,3 a 10	8	30 a 40	9
8 a 11,2	10	60 a 70	10
11,2 a 16	14	60 a 70	12

TIPO DE CAPA	CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO				
	T00 y T0	T1	T2	T3 y arcenes	T4
RODADURA	≤ 20			≤ 25	
INTERMEDIA	≤ 25				≤ 25 (*)
BASE	≤ 25		≤ 30		

(*) en vías de servicio

- Áridos

Se han empleado dos tipos de árido, uno de naturaleza ofítica y otro de tipo calizo.

- ✓ Árido grueso

El árido ofítico de machaqueo posee un índice de lajas de 12 y un coeficiente de los Ángeles de 16, cumpliendo así las especificaciones propuestas por el PG-3 en los artículos 542 y 543.

- ✓ Árido fino

El árido fino empleado fue de tipo calizo procedente de trituración en cantera, con un coeficiente de Los Ángeles de 22 y un equivalente de arena de 60.

- ✓ Filler

Se empleó filler calizo como filler de aportación.

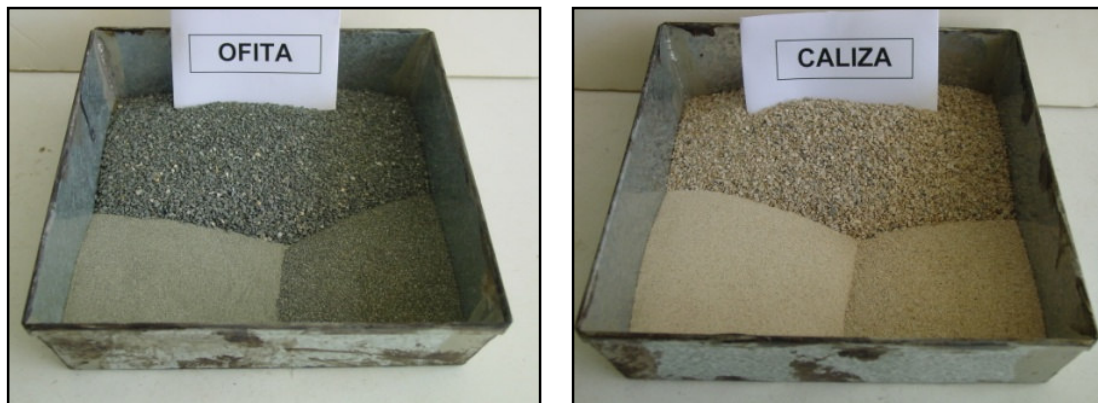


Figura 5.1 Tipos de árido empleados en el estudio.

- Fibras de celulosa VIATOP®

Las mezclas SMA se fabricaron con un ligante modificado (BM) y con tres ligantes convencionales. En el caso de los ligantes convencionales se adicionaron además, como

FECHA **lunes, 30 de junio de 14**

MUESTRA **CALIZA ARRUTI - ZAD 20 - ZAHORRA DRENANTE
PARTE INFERIOR DEL HUSO**

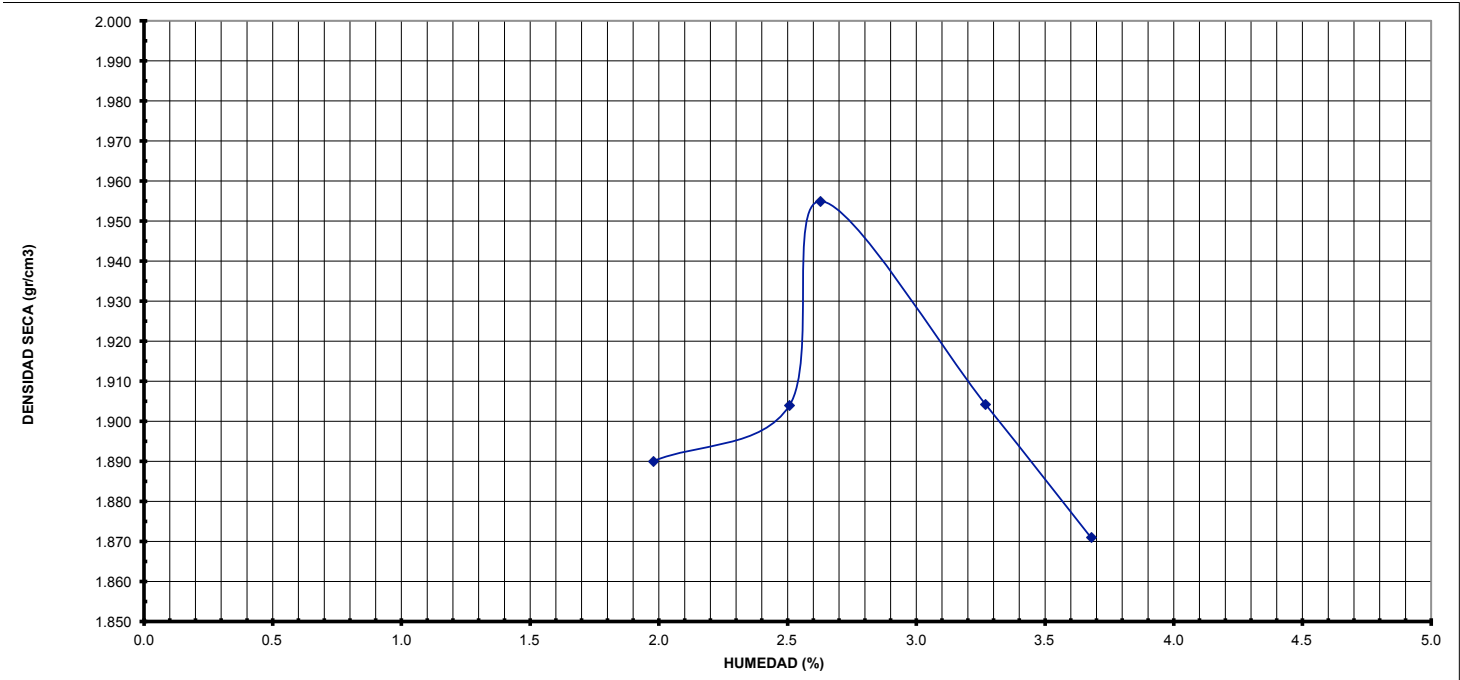
PROCTOR **NORMAL**
MODIFICADO   Volumen del molde **2,320** cm³ N° CAPAS **5** Golpes por capa **60**

Muestra a ensayar (gramos) **7,000** Humedad natural del suelo Factor de corrección por humedad hidrocópica Peso real que tenemos de suelo en la muestra a ensayar (gramos)

Peso específico del suelo Cantidad material utilizado % material no utilizado

-----	Punto n°	1	2	3	4	5
-----	% Agua total estimada	2.0%	3.5%	3.0%	5.0%	4.0%
-----	% Agua restante añadir	2.0%	3.5%	3.0%	5.0%	4.0%
-----	Masa de agua aportar (gr.)					
t + s + a	Molde +suelo+agua	17,451.8	17,505.7	17,634.5	17,541.5	17,479.0
t	Molde	12,980.2	12,977.9	12,979.9	12,979.3	12,978.9
s+a = (t + s + a) - t	suelo+agua	4,471.6	4,527.8	4,654.6	4,562.2	4,500.1
$s = \frac{(s + a) \times 100}{100 + W}$	Suelo	4,384.9	4,417.1	4,535.5	4,417.8	4,340.4
$\rho = \frac{S}{V}$	Densidad seca	1.890	1.904	1.955	1.904	1.871
-----	Referencia de tara	10	1	11	5	6
t + s + a	Tara +suelo+agua	2,259.2	2,371.3	2,157.1	2,286.2	2,356.8
t + s	Tara +suelo	2,234.5	2,337.3	2,126.6	2,245.0	2,309.6
t	Tara	985.5	981.0	965.6	984.6	1,026.9
s = (t + s) - t	Suelo	1,249.0	1,356.3	1,161.0	1,260.4	1,282.7
a = (t+s+a) - (t+s)	Agua	24.7	34.0	30.5	41.2	47.2
$W = \frac{A}{S} \times 100$	Humedad %	2.0	2.5	2.6	3.3	3.7

DENSIDAD MAXIMA: **1.95** gr/cm³ **HUMEDAD OPTIMA:** **2.6** %



FECHA **lunes, 30 de junio de 14**

MUESTRA **CALIZA ARRUTI - ZAD 20 - ZAHORRA DRENANTE
PARTE SUPERIOR DEL HUSO**

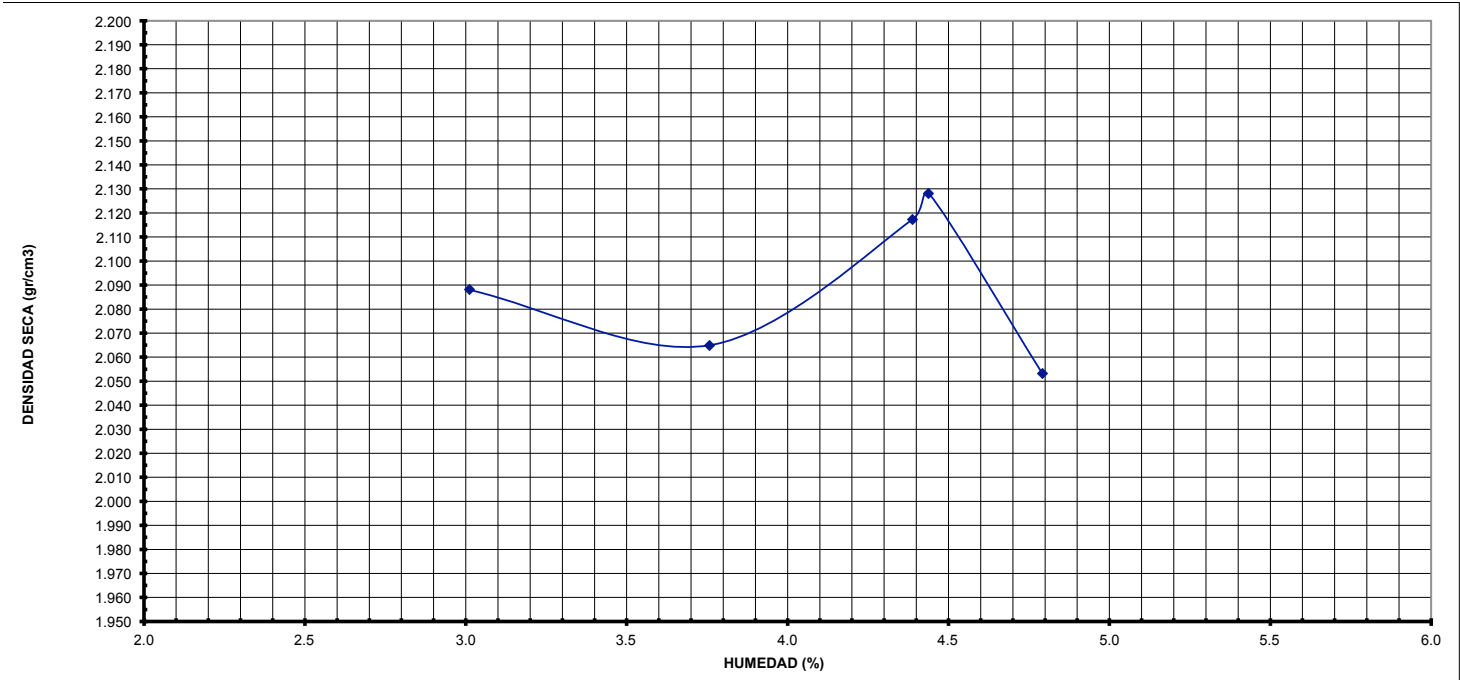
PROCTOR **NORMAL**
MODIFICADO   Volumen del molde **2,320** cm³ N° CAPAS **5** Golpes por capa **60**

Muestra a ensayar (gramos) **7,000** Humedad natural del suelo Factor de corrección por humedad hidrocópica Peso real que tenemos de suelo en la muestra a ensayar (gramos)

Peso específico del suelo Cantidad material utilizado % material no utilizado

-----	Punto n°	1	2	3	4	5
-----	% Agua total estimada	3.5%	4.0%	5.0%	6.0%	3.0%
-----	% Agua restante añadir	3.5%	4.0%	5.0%	6.0%	3.0%
-----	Masa de agua aportar (gr.)					
t + s + a	Molde +suelo+agua	17,969.5	17,950.8	18,107.0	18,136.3	17,973.1
t	Molde	12,979.4	12,980.1	12,979.3	12,980.1	12,981.8
s+a = (t + s + a) - t	suelo+agua	4,990.1	4,970.7	5,127.7	5,156.3	4,991.3
$s = \frac{(s + a) \times 100}{100 + W}$	Suelo	4,844.3	4,790.7	4,912.1	4,937.1	4,763.0
$\rho = \frac{S}{V}$	Densidad seca	2.088	2.065	2.117	2.128	2.053
-----	Referencia de tara	10	11	6	11	5
t + s + a	Tara +suelo+agua	2,319.6	2,020.8	2,160.1	2,621.9	1,986.5
t + s	Tara +suelo	2,280.6	1,982.6	2,112.5	2,551.5	1,940.7
t	Tara	985.2	966.0	1,027.8	965.7	985.0
s = (t + s) - t	Suelo	1,295.4	1,016.6	1,084.7	1,585.8	955.7
a = (t+s+a) - (t+s)	Agua	39.0	38.2	47.6	70.4	45.8
$W = \frac{A}{S} \times 100$	Humedad %	3.0	3.8	4.4	4.4	4.8

DENSIDAD MAXIMA: **2.13** gr/cm³ HUMEDAD OPTIMA: **4.4** %



INFORME DE PRUEBA DE FATIGA

COMENTARIOS:

MATERIAL:

ZAD 20 PARTE SUPERIOR DEL HUSO

DENSIDAD INICIAL
(gr/cm³)

2.100

IDENTIFICACIÓN DEL
ENSAYO

PRUEBA DE FATIGA

ZAHORRA DRENANTE - PARTE SUPERIOR DEL HUSO

CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE FATIGA

Tensión (Fuerza) = 10-500 (0,2-10) kPa (KN)
Frecuencia = 1 Hz
No de ciclos = 295,000 Ciclos

DIMENSIONES

Longitud en mm del molde 300 mm
Anchura en mm del molde 300 mm
Espesor en mm del molde 150 mm
Masa en gramos de la probeta 22,510.0 gr.

	%	Peso fracción ANTES	Peso fracción DESPUÉS	%
20 / 10 (CALIZA ARRUTI)	28.0	6,302.8	5,400.1	24.0
10 / 8 (CALIZA ARRUTI)	14.0	3,151.4	3,432.0	15.2
8 / 4 (CALIZA ARRUTI)	21.0	4,727.1	5,228.0	23.2
4 / 2 (CALIZA ARRUTI)	22.0	4,952.2	4,774.3	21.2
2 / 0,5 (CALIZA ARRUTI)	9.0	2,025.9	2,099.7	9.3
0,5 / 0,25 (CALIZA ARRUTI)	2.0	450.2	485.1	2.2
0,25 / 0,063 (CALIZA ARRUTI)	2.0	450.2	364.0	1.6
FILLER	2.0	450.2	726.8	3.2
TOTAL PORCENTAJE	100.0	22510.0	22510.0	100.0

Peso marco (gr) T= 20515
Peso marco y material (gr) T+G= 43025
Material (gr) G= 22510
Altura inicial centro (cm) H₀= 15
Altura final centro (cm) H_f= (15-2,6) = 12,4

Densidad₀ = 1.7 T/m³
Densidad_f = 2.0 T/m³

INFORME DE PRUEBA DE FATIGA

COMENTARIOS:

MATERIAL:ZAD 20 PARTE INFERIOR DEL HUSO

DENSIDAD INICIAL
(gr/cm³)2.100

IDENTIFICACIÓN DEL ENSAYO

PRUEBA DE FATIGA
ZAHORRA DRENANTE - PARTE INFERIOR DEL HUSO

CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE FATIGA		
Tensión (Fuerza) =	10-500 (0,2-10)	kPa (KN)
Frecuencia =	1	Hz
No de ciclos =	295.000	Ciclos

DIMENSIONES		
Longitud en mm del molde	300	mm
Anchura en mm del molde	300	mm
Espesor en mm del molde	150	mm
Masa en gramos de la probeta	22,285.0	gr.

	%	Peso fracción ANTES	Peso fracción DESPUÉS	%
25 / 20 (CALIZA ARRUTI)	35.0	7799.8	7,836.0	35.2
20 / 10 (CALIZA ARRUTI)	27.0	6017.0	6,501.7	29.2
10 / 8 (CALIZA ARRUTI)	8.0	1782.8	1,980.0	8.9
8 / 4(CALIZA ARRUTI)	16.0	3565.6	3,470.0	15.6
4 / 2 (CALIZA ARRUTI)	14.0	3119.9	2,347.0	10.5
MENOR DE 2 mm	0.0	0.0	150.3	0.7
TOTAL PORCENTAJE	100.0	22285.0	22285.0	100.0

Peso marco (gr)	T=	20515
Peso marco y material (gr)	T+G=	42800
Material (gr)	G=	22285
Altura inicial centro (cm)	H _{0c} =	15.5
Altura final centro (cm)	H _{1c} =	12.9

Densidad ₀ =	1.6	T/m³
Densidad ₁ =	1.9	T/m³

N

ANEXO IV

CÓDIGO

MATLAB

Código Matlab empleado para el tratamiento de los datos obtenidos en los ensayos realizados en la prensa dinámica. Las funciones `pintaAsientosCiclos`, `pintaEpsilonCiclos`, `pintaE_Ciclos` tienen como única misión dar formato a las distintas gráficas, por lo que no se muestra su código.

- SCRIPT PRINCIPAL

```
clear all;
close all;
clc;

disp('-----');
disp('Tratamiento de datos de prensa dinámica');
% Entrada de datos --> Configurable
% Altura inicial de la probeta en mm
h0= [150, 150, 150, 150, 150, 150 150, 150, 150, 150, 150, 150];
% Superficie de la placa en m2
sup = 0.02;
% Colores para las gráficas
global colores;
colores = ['k'; 'k'; 'k'; 'k'; 'k'; 'k'; 'b'; 'b'; 'b'; 'b'; 'b';
'b'];

% Archivos a comparar --> Configurable
disp('-----');
disp('Inicio de la lectura de los archivos de datos');
disp('-- Leyendo datos del primer geotextil');
datos{1} = ficheroZwick2('supNegro01.A01'); % datos ZAD20inf - Negro
datos{2} = ficheroZwick2('supNegro02.A01'); % datos ZAD20inf - Negro
datos{3} = ficheroZwick2('supNegro03.A01'); % datos ZAD20inf - Negro
datos{4} = ficheroZwick2('supNegro04.A01'); % datos ZAD20inf - Negro
datos{5} = ficheroZwick2('supNegro05.A01'); % datos ZAD20inf - Negro
datos{6} = ficheroZwick2('supNegro06.A01'); % datos ZAD20inf - Negro

disp('-- Leyendo datos del segundo geotextil');
datos{7} = ficheroZwick2('supGris01.A01'); % datos ZAD20inf - Gris
datos{8} = ficheroZwick2('supGris02.A01'); % datos ZAD20inf - Gris
datos{9} = ficheroZwick2('supGris03.A01'); % datos ZAD20inf - Gris
datos{10} = ficheroZwick2('supGris04.A01'); % datos ZAD20inf - Gris
datos{11} = ficheroZwick2('supGris05.A01'); % datos ZAD20inf - Gris
datos{12} = ficheroZwick2('supGris06.A01'); % datos ZAD20inf - Gris

disp('Lectura de datos finalizada');

disp('-----');
disp('Corrigiendo datos');
% Obtiene el numero de probetas a comparar
```

```
n=size(datos,2);
% Obtiene el cero del LVDT y corrige las lecturas
zero = ones(1,n); % inicializamos el vector donde se almacenan los
ceros
datosCor = cell(n); % inicializamos el cell donde se alacenan los
datos corregidos
for i=1:n
    zero(i) = datos{i}(1,2,1);
    datosCor{i} = [datos{i}(:,1,:) datos{i}(:,2:)-zero(i)
datos{i}(:,3,:)];
end

% Vector de ciclos (cambiar según la configuración de la prensa)
ciclos = (1:10:1500);
m = size(ciclos, 2);

% Asientos
disp('-----');
disp('Calculando asientos');
% Inicializa las variables de asiento
Ap = ones(n,m); % Asiento plástico acumulado
Ape = ones(n,m); % Asiento plástico acumulado (%)
Ae = ones(n,m); % Asiento elástico en cada ciclo
Aee = ones(n,m); % Asiento elástico en cada ciclo (%)
h0ciclo = ones(n,m); % Altura inicial en cada ciclo
VariaTension = ones(n,m); % Variación de la tensión en cada ciclo

for i=1:n
    % Asiento plástico acumulado.
    Ap(i,:) = -datosCor{i}(1,2,:);
    Ape(i,:) = Ap(i,:) / h0(i);

    % Asiento elástico que se produce en cada ciclo
    Ae(i,:) = -min(datosCor{i}(:,2,:)) + datosCor{i}(1,2,:);

    % Altura inicial de la muestra al principio de cada ciclo
    h0ciclo(i,:) = datosCor{i}(1,2,:)+ h0(i);

    % Epsilon elástico en cada ciclo, referido a la altura inicial de
la
    % probeta en cada ciclo y con el asiento elástico que se produce
en
    % el mismo.
    Aee(i,:) = Ae(i,:) ./ h0ciclo(i,:);

    % Variación medida de la carga en cada ciclo
    VariaTension(i,:) = (- min(datosCor{i}(:,1,:))+
datosCor{i}(1,1,:)) ./ sup;
end
```

```
% Módulo elástico en cada ciclo
disp('-----');
disp('Calculando los módulos elásticos');
E = (VariaTension ./ Aee) * 1e-3; % En MPa

% Pinta las gráficas
disp('-----');
disp('Pintando gráficas');
pintaAsientosCiclos( Ae, Ap, Ape, ciclos,n );
pintaEpsilonCiclos( Aee, ciclos, n);
pintaE_Ciclos( E, ciclos, n );

disp('-----');
disp('Fin del script');
disp('-----');
```

- FUNCIÓN ficheroZwick2

```
function [ sol ] = ficheroZwick2(fichero)
% ficheroZwick2(fichero) Lee fichero de la prensa Zwick
% Devuelve un array con los valores obtenidos en un ensayo
% dinámico a partir del archivo generado por la prensa Zwick

if nargin < 1
    f = fopen(uigetfile('*.A01'));
else
    f = fopen(fichero);
end

% Controla si está o no grabando datos
grab = 0;

% Inicializa contadores
i = 0;
j = 0;

% Lee la primera línea del fichero
linea = fgets(f);

while linea ~= -1
    % Comprueba la línea leída
    if strcmp(linea, [['*****' char(13) ' ' char(10) ' ']]) && grab == 0
        grab = 1;
        j = 1;
        i = i + 1;
        fgets(f);
    end
end
```

```

        fgets(f);
        fgets(f);
        elseif strcmp(linea, [['*****' char(13) ' ' char(10) ' ']]) && grab
== 1
            grab = 0;
            sol(:, :, i) = par;
            elseif not(strcmp(linea, [['*****' char(13) ' ' char(10) ' ']])) &&
grab == 1
                linea = strrep(linea, ',', '.');
                linea = strrep(linea, ';', ' ');
                par(j, :) = sscanf(linea, '%f');
                j = j + 1;
            else

            end
            linea = fgets(f);
        end

fclose(f);

end

```