

Ingeniería Civil

NÚM. 111/2018

ISSN: 0213-8468

Materiales geosintéticos



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

MINISTERIO
DE AGRICULTURA, ALIMENTACIÓN
Y MEDIO AMBIENTE

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS Y
EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

+ desarrollo sostenible

Más que agua

Talento, conocimiento y compromiso.
Aportamos respuestas adecuadas
para una gestión más eficiente.
Compartimos conocimiento
y generamos innovación.
Trabajamos por un futuro basado
en el compromiso y la cooperación.



SOLUCIONES INTEGRADAS
DEL AGUA PARA UN
DESARROLLO SOSTENIBLE

www.aqualogy.net



COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González Portal

Vocales

Enrique Dapena García

Víctor Elviro García

Antonio Lechuga Alvaro

Pablo Mira McWilliams

M^a Angeles de Pablo Sanmartín

Francisco Javier Sainz de Cueto Torres

Francisco Sinis Fernández

Jaime Tamarit Rodríguez

Secretaría

Ana García Neri

Alejandro D. Martos Rodríguez

Olga Sánchez de la Torre

REDACCIÓN

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid - Telf.: 913 35 72 69 - Fax: 913 35 72 49

e-mail: ingcivil@cedex.es

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) no se hace responsable de las opiniones, teorías o datos publicados en los artículos de Ingeniería Civil, siendo ello responsabilidad exclusiva de sus autores.

COORDINACIÓN DE PUBLICIDAD

Manuel Pombo Martínez

PUBLICIDAD

Orense, 6 - Telfs.: 915 55 36 93 - Fax: 915 56 40 60 - 28020 Madrid

e-mail: revistacivil@gmail.com

PRECIO DE ESTE EJEMPLAR: 12,25€

I.S.S.N.: 0213-8468 - N.I.P.O.: 163-13-003-5

Depósito Legal: M-28150-1971 - AUTOEDICIÓN Y PUBLICIDAD



NUESTRA PORTADA: Balsa de Montaña de Taco. Buenavista del Norte, Tenerife.

SUMARIO

INTRODUCCIÓN. Mariano Navas Gutiérrez	2
PAPEL DEL CEDEX EN EL 5º CONGRESO EUROPEO DE GEOSINTÉTICOS. EUROGEO 5. Beatriz Mateo Sanz y Ángel Leiro López	3
SISTEMAS DE PAVIMENTOS REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS. / <i>GEOSYNTHETIC-REINFORCED PAVEMENT SYSTEMS.</i> Jorge G. Zornberg	5
GEOSINTÉTICOS: UNA IMPORTANTE DISCIPLINA CON GRANDES LOGROS EN EL PASADO Y EMOCIONANTES RETOS PARA UN BRILLANTE FUTURO. / <i>GEOSYNTHETICS: A REMARKABLE DISCIPLINE WITH GREAT ACHIEVEMENTS IN THE PAST AND EXCITING CHALLENGES FOR A BRIGHT FUTURE.</i> Jean Pierre Giroud	27
GEOSINTÉTICOS EN INGENIERÍA HIDRÁULICA Y COSTERA: FILTROS, REVESTIMIENTOS Y ESTRUCTURAS LLENAS DE ARENA. / <i>GEOSYNTHETICS IN HYDRAULIC AND COASTAL ENGINEERING: FILTERS, REVTMENTS AND SAND FILLED STRUCTURES.</i> Adam Bezuijen y Krystian W. Pilarczyk	39
EXPERIENCIA ESPAÑOLA EN EL USO DE GEOMEMBRANAS SINTÉTICAS EN OBRAS HIDRÁULICAS. Manuel Blanco Fernández y Ángel Leiro López	57
GEOCOMPUESTOS DE DRENAJE DE ALTA RESISTENCIA A COMPRESIÓN. Joaquim Castelo Nolla y Jorge Gutiérrez Cuevas	77
CRITERIOS DE ESTABILIDAD EN EL DISEÑO DE UN VERTEDERO, BASADO EN LA NORMATIVA ESPAÑOLA. José Estaire Gepp y Fernando Pardo de Santayana	83
REFUERZO DE BASES DE LA PLATAFORMA PROVISIONAL PARA LA EJECUCIÓN DE PANTALLA DE PILOTES EN EL EMBALSE DE FLIX (TARRAGONA). Patricia Amo Sanz, Ignacio Diego Pereda y Javier Santalla Prieto	89
ESTUDIO COMPARATIVO DE TRES GEOMEMBRANAS DE DISTINTA NATURALEZA (PVC-P, PEAD, EPDM) EMPLEADAS EN LA IMPERMEABILIZACIÓN DE BALSAS. Manuel Blanco Fernández, Francisca Castillo Rubí, Jesús Soriano Carrillo, Ana Marta Noval Arango, Nathalie Touze-Foltz, Lina Pargada Iglesias, Gloria Rico Arnaiz y Escolástico Aguiar González	95
GEOTEXTIL DE ALTA RESISTENCIA USADO PARA TERRAPLENES REFORZADOS PUENTEANDO CAVIDADES SOBRE LA LÍNEA FÉRREA DE ALTA VELOCIDAD CERCA DE SARREBOURG (FRANCIA). Alain Nancey y Laurent Exbrayat	105
IMPERMEABILIZACIÓN DE LA Balsa de LA LAGUNA DE BARLOVENTO CON GEOMEMBRANA DE PVC-P: EVOLUCIÓN A LO LARGO DEL TIEMPO. Manuel Blanco Fernández, Ángel Leiro López, Jesús Soriano Carrillo, M ^a Ángeles Crespo Mucientes, Jorge Zornberg, Escolástico Aguiar González, Gloria Rico Arnaiz y Lina Pargada Iglesias	111
VENTAJAS DEL USO DE GEOMEMBRANAS LLDPE EN CUBIERTAS FLOTANTES. José Miguel Muñoz Gómez	121
ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DE LAS BENTONITAS PARA SU UTILIZACIÓN EN BARRERAS GEOSINTÉTICAS ARCILLOSAS. Ángel Leiro López, Beatriz Mateo Sanz, Helena García Cidoncha y Manuel Blanco Fernández	125
LAS MICROSCOPIAS ÓPTICA DE REFLEXIÓN Y ELECTRÓNICA DE BARRIDO COMO MÉTODOS AVANZADOS DE ANÁLISIS PARA CONOCER EL ESTADO DE LAS GEOMEMBRANAS SINTÉTICAS. Jesús Soriano Carrillo, Manuel Blanco Fernández, Miguel Ángel García Calleja, Ángel Leiro López, Beatriz Mateo Sanz, Escolástico Aguiar González y Moisés Rubín de Céliz	135
APLICACIÓN DE UNA MEZCLA DE SUELOS PARA EL DESARROLLO DE LA CAPA DE APOYO "ESTABLE" A LO LARGO DEL TIEMPO EN LOS TALUDES PARA LA GEOMEMBRANA DE LA Balsa "CONSELLER JOSÉ RAMÓN GARCÍA ANTÓN" EN ELCHE. ALICANTE. Francisco Javier Ferrán Gozávez, Carlos Ferrer Gisbert, Miguel Redón Santafé, Modesto Pérez Sánchez, Juan Bautista Torregrosa Soler y Francisco Javier Zapata Raboso	145

En la página 157 y en nuestra web <www.cedex.es> encontrará las normas para la publicación de artículos



Ingeniería Civil: Monográfico sobre geosintéticos

La contribución del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) al desarrollo del conocimiento en el campo de los geosintéticos y su aplicación en las obras públicas se remonta a finales de los ochenta del siglo pasado. Los trabajos iniciales se centraron en el estudio y seguimiento del comportamiento de las geomembranas impermeabilizantes en la impermeabilización de balsas y, posteriormente, se ampliaron a otros tipos de geosintéticos como los geotextiles o las barreras geosintéticas arcillosas entre otros.

El desarrollo de estos trabajos ha supuesto la colaboración del Organismo con la mayor parte de los agentes del sector. Así, desde que en el año 1989 se iniciase una colaboración con la Comunidad Autónoma de Canarias para el seguimiento de las geomembranas impermeabilizantes utilizadas en las balsas, se han sucedido colaboraciones con entidades de diversa naturaleza. El interés creciente del sector de la obra pública en los materiales geosintéticos y el papel de liderazgo del Organismo en la materia dieron pie a la puesta en marcha de una serie de encomiendas con el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente para conocer el estado de las balsas impermeabilizadas con geomembranas en todo el territorio español abarcando a más de 200 estructuras hidráulicas.

Recientemente, en el mes de septiembre del pasado año, ha tenido lugar en Valencia el 5º Congreso Europeo de Geosintéticos, EuroGeo5, organizado por el Capítulo Español de IGS, de cuyo Consejo Directivo forman parte cuatro técnicos del CEDEX dada la amplia experiencia de los mencionados técnicos en este campo. Este congreso, que junto con las aportaciones del CEDEX recoge las contribuciones de los actores nacionales e internacionales más relevantes en el ámbito de los geosintéticos, ha supuesto la presentación del estado del arte en la materia a fecha de hoy.

En consecuencia, el CEDEX se puede presentar ante la sociedad española, sin ningún tipo de prepotencia, como uno de los agentes que comprendió y apostó por el empleo de este tipo de materiales en la obra pública.

En este número de Ingeniería Civil se presenta una selección de los trabajos de EuroGeo5 que comprende tres conferencias magistrales, una sesión educacional y diez ponencias. La selección se ha llevado a cabo tanto por su interés como por la relevancia de sus ponentes en un esfuerzo por presentar los avances más relevantes en la materia.

Quisiera destacar la participación de los técnicos del CEDEX en la redacción de los artículos de este número monográfico de Ingeniería Civil así como su contribución al éxito de EuroGeo5 y subrayar que, gracias a este esfuerzo de difusión, se pone a disposición de los técnicos del sector los avances más destacados en el ámbito de los geosintéticos.

Mariano Navas Gutiérrez

*Director del Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas del Ministerio de Fomento*

Papel del CEDEX en el 5º Congreso Europeo de Geosintéticos, EuroGeo 5

BEATRIZ MATEO SANZ (*) y ÁNGEL LEIRO LÓPEZ (**)

El quinto Congreso Europeo de Geosintéticos, EuroGeo5, se celebró del 16 al 19 de septiembre de 2012 en Valencia. Fue organizado por el Capítulo Español de la International Geosynthetic Society (IGS), bajo los auspicios de IGS Internacional con la colaboración de entidades públicas y privadas. El congreso contó con setecientos sesenta y cinco inscripciones procedentes de más de sesenta países de todo el mundo.

INTERNATIONAL GEOSYNTHETICS SOCIETY (IGS)

La International Geosynthetic Society (IGS) creada en París en Noviembre de 1983, con sede en Estados Unidos, es una asociación internacional, sin ánimo de lucro, a la que pertenecen la mayoría de las empresas del sector de los geosintéticos y una serie de miembros personales relacionados con estos materiales procedentes de Administraciones Públicas, profesores de Universidades, consultores, ingenierías, laboratorios, fabricantes, comercializadores, instaladores y grandes constructoras.

Los objetivos principales de la asociación son tres:

- Recopilar y divulgar el conocimiento de los materiales geosintéticos, principalmente mediante la organización de congresos y conferencias
- Promover el avance del estado del arte de este tipo de soluciones para obra civil y edificación
- Mejorar el conocimiento y la comunicación de las soluciones con geosintéticos dentro del sector de la construcción, del medio ambiente, así como de la impermeabilización y de sus posibles aplicaciones.

La IGS promueve la publicación periódica de revistas, como IGS NEWS y Geosynthetic International, entre otras, así como documentos técnicos y normativos, con el fin de facilitar el acceso de estas soluciones al mundo de la construcción. Está presente en todos los

países del mundo y cuenta ya con treinta y ocho capítulos nacionales.

El Capítulo Español de la IGS se creó en el año 2000. Desde su fundación su sede se encuentra en el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

EL PAPEL DEL CEDEX EN EL CAMPO DE LOS GEOSINTÉTICOS

Desde finales de los ochenta del siglo pasado, el CEDEX ha abordado una serie de trabajos relativos al empleo de los geosintéticos en la Ingeniería Civil. A partir de ese momento se han venido realizando diversos trabajos de investigación sobre los geosintéticos, fundamentalmente, en el campo de la impermeabilización de balsas, llevándose a cabo el estudio y seguimiento de las geomembranas impermeabilizantes. Posteriormente los trabajos se ampliaron a otros tipos de geosintéticos, como los geotextiles y productos relacionados, las barreras geosintéticas arcillosas, entre otros.

Estos estudios han dado lugar a una serie de convenios con diferentes entidades principalmente públicas. Así, en el año 1989 se inició una colaboración con la Comunidad Autónoma de Canarias, para el seguimiento de las geomembranas impermeabilizantes utilizadas en las balsas. Con posterioridad, el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente estableció una serie de encomiendas para conocer el estado de las balsas impermeabilizadas con geomembranas en todo el territorio español, abarcando a más de doscientas estructuras hidráulicas.

Como consecuencia se puede afirmar que el CEDEX ha jugado y juega un papel destacado en el mundo de los geosintéticos.

(*) Licenciada en Ciencias Químicas. Jefa de Sección Técnica del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid. Asistente de Secretaría de IGS España. E-mail: Beatriz.Mateo@cedex.es

(**) Licenciado en Ciencias Químicas. Coordinador Técnico Científico del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Presidente de IGS España. E-mail: Angel.Leiro@cedex.es

PARTICIPACIÓN DEL CEDEX EN EL 5º CONGRESO EUROPEO DE GEOSINTÉTICOS, EURO GEO 5

En el mes de septiembre del pasado año, tuvo lugar en Valencia el 5º Congreso Europeo de Geosintéticos, EuroGeo5, organizado por el Capítulo Español de IGS, de cuyo Consejo Directivo forman parte cuatro técnicos del CEDEX, dada la amplia experiencia de los mencionados técnicos en este campo.

La participación de los técnicos del CEDEX fue fundamental en el congreso. Como miembros del Consejo Directivo del capítulo español de IGS, participaron activamente en la organización del mismo, formando parte de los distintos comités, que se establecieron para su organización:

- Comité Organizador
- Comité Técnico
- Comité de Coordinación internacional

Todos ellos contaron con la presencia de técnicos del CEDEX, que ocuparon, en todos los casos, la presidencia de los mismos.

El Comité de Honor del congreso que fue presidido por Su Alteza Real El Príncipe de Asturias, D. Felipe de Borbón, y entre sus miembros se encontraban el Ministro de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, el Presidente de la Generalitat Valenciana, la Alcaldesa de Valencia, los Rectores de las Universidades de Valencia y Politécnica de Valencia, el Director del CEDEX y el Presidente de IGS.

En lo que se refiere al desarrollo técnico del congreso, la aportación del CEDEX fue también muy importante. Sus técnicos participaron en:

- Cursos cortos, impartiendo el curso “Introducción a los Geosintéticos”.
- Conferencias Magistrales, impartiendo la conferencia magistral “Experiencia española en el uso de las geomembranas sintéticas en obras hidráulicas”.
- Sesiones Técnicas. En el congreso se presentaron en total doscientos sesenta y nueve trabajos correspondientes a siete áreas temáticas: Obra hidráulica, Refuerzo de suelos, Transportes, Medio ambiente, Control de erosión, Edificación y Minas. De estos trabajos, cuarenta y cuatro procedían de España. Los técnicos del CEDEX fueron autores de once de ellos:

- Evolution of HPDE polymeric geosynthetic geomembranes installed in reservoirs.
- El Saltadero: An experimental field to check the behaviour of synthetic geomembranes under weathering exposure.
- Behaviour of EPDM geomembranes used in the waterproofing of reservoirs.
- Comparative study of three different kinds of geomembranes (PVC-P, HDPE, EPDM) used in the waterproofing of reservoirs.
- Long-term performance of the “Laguna de Barlovento” reservoir waterproofing using a PVC-P geomembrane.
- Monitoring of synthetic geomembranes used for waterproofing in hydraulic Works.
- Twenty years monitoring the waterproofing of “Barranco de Benijos” reservoir.
- Research, innovation and development of geosynthetics applied to reservoirs: A collection of contributions.
- Optical and scanning electron microscopy as advanced analysis methods to determine the condition of synthetic geomembranes.
- Study of the properties of bentonites for their use in clay geosynthetic barriers.
- Stability analysis criteria in landfill design based on the Spanish codes.
- Premio de Estudiantes. Uno de los objetivos de la IGS es difundir entre los estudiantes el conocimiento de los geosintéticos y promover su estudio, premiándose los mejores trabajos presentados por los estudiantes de los diferentes capítulos de IGS. En el caso del EuroGeo5, se concedieron once premios a estudiantes. La ganadora del Capítulo Español fue una técnica del CEDEX con un trabajo basado en su tesis doctoral, dirigida y realizada en el CEDEX.

En este número de Ingeniería Civil se presenta una selección de trabajos del congreso que comprende tres conferencias magistrales, una sesión educacional y diez ponencias seleccionadas tanto por su interés como por la relevancia de sus ponentes, tanto a nivel nacional como internacional.

Beatriz Mateo Sanz

*Jefa de Sección Técnica del Área de Materiales
Laboratorio Central de Estructuras
y Materiales (CEDEX)
Asistente de Secretaría de IGS España*

Ángel Leiro López

*Coordinador Técnico Científico del Área de Materiales
Laboratorio Central de Estructuras
y Materiales (CEDEX)
Presidente de IGS España.*

Sistemas de pavimentos reforzados con geosintéticos

Geosynthetic-reinforced Pavement Systems

JORGE G. ZORNBERG (*)

RESUMEN Los geosintéticos se han utilizado como inclusiones de refuerzo para mejorar el comportamiento del pavimento. Si bien hay evidencias incuestionables de las ventajas de utilizar refuerzos geosintéticos, las condiciones o mecanismos específicos que rigen el refuerzo de pavimentos son, al menos, poco claras y se han mantenido prácticamente sin cuantificación. Se ha llevado a cabo recientemente una significativa investigación con el fin de: (i) determinar las propiedades relevantes de geosintéticos que contribuyen a la mejora del comportamiento de los sistemas de pavimentos, (ii) el desarrollo de métodos analíticos y empíricos, capaces de cuantificar el comportamiento del pavimento, y (iii) predecir el comportamiento del pavimento en función de las propiedades de los diversos tipos de geosintéticos.

ABSTRACT *Geosynthetics have been used as reinforcement inclusions to improve pavement performance. While there are clear field evidences of the benefit of using geosynthetic reinforcements, the specific conditions or mechanisms that govern the reinforcement of pavements are, at best, unclear and have remained largely unmeasured. Significant research has been recently conducted with the objectives of: (i) determining the relevant properties of geosynthetics that contribute to the enhanced performance of pavement systems, (ii) developing appropriate analytical, laboratory and field methods capable of quantifying the pavement performance, and (iii) enabling the prediction of pavement performance as a function of the properties of the various types of geosynthetics.*

Palabras clave: Geomalla, Pavimentos, Arcillas expansivas.

Keywords: Geogrid, Pavements, Expansive clays.

1. INTRODUCCIÓN

Un pavimento flexible consta de cuatro capas diferenciadas: mezcla asfáltica, capa de base, capas de subbase y subrasante (Figura 1). La capa superficial es normalmente de mezcla asfáltica, que es una mezcla caliente de áridos y asfalto obtenido de la destilación de petróleo. El hormigón asfáltico se apoya en una capa de base (entre 20 y 30 cm de espesor) de árido grueso sin cimentar. A veces, además se incluye una capa de subbase con árido triturado de alta calidad que se coloca debajo de la capa de base con el fin de reducir los costes o minimizar la acción capilar bajo el pavimento.

Los deterioros en el pavimento pueden ser debidos a las cargas de los vehículos o a factores ambientales. La aplicación reiterada de las cargas de tráfico a través de las ruedas puede originar una falla estructural o funcional del pavimento. Las cargas ambientales son inducidas por las condiciones climáticas,

1. INTRODUCTION

A typical flexible pavement system includes four distinct layers: asphalt concrete, base course, subbase, and subgrade (Figure 1). The surface layer is typically asphalt concrete, which is a bituminous hot-mix aggregate obtained from distillation of crude petroleum. The asphalt concrete is underlain by a layer of base course, typically consisting of 0.2 m to 0.3 m of unbound coarse aggregate. An optional subbase layer, which generally involves lower quality crushed aggregate, can be placed under the base course in order to reduce costs or to minimize capillary action under the pavement.

Pavement distress may occur due to either traffic or environmental loads. Traffic loads result from the repetition of wheel loads, which can cause either structural or functional failure. Environmental loads are induced by cli-

(*) Professor, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, USA. President, International Geosynthetics Society. E-mail: zornberg@mail.utexas.edu

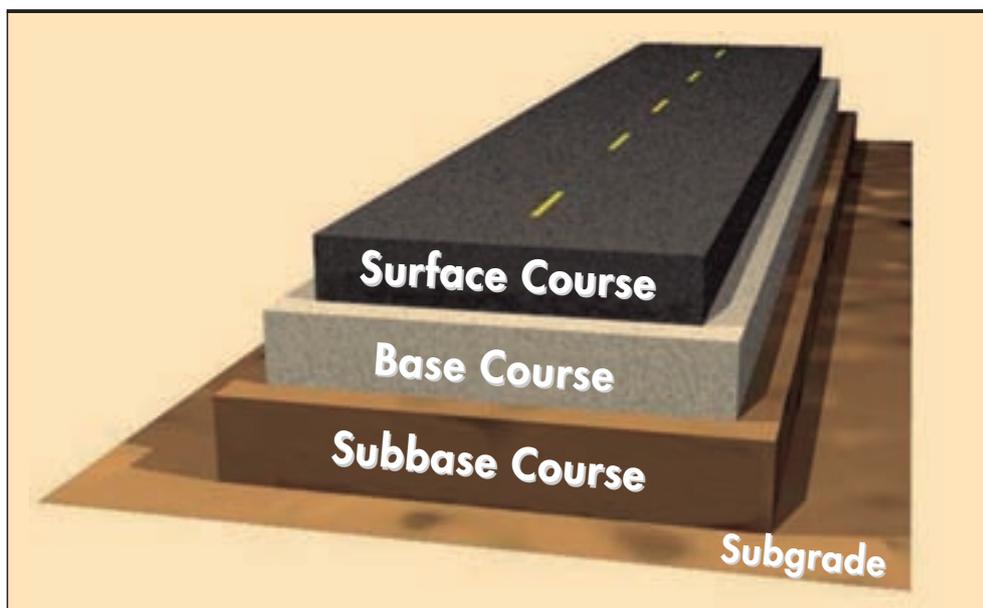


FIGURA 1. Sección transversal de un pavimento flexible (Muench 2006). / FIGURE 1. Cross-section of flexible pavement system (Muench 2006).

como por ejemplo las variaciones en la temperatura o la humedad en la subrasante, que pueden causar irregularidades superficiales o deterioros estructurales. Los ciclos de humedad y sequedad (o congelación y descongelación) pueden causar el deterioro del material de la capa de base. Los procedimientos constructivos también afectan el comportamiento del pavimento. Por ejemplo, el uso de áridos con un exceso de finos puede ocasionar un rápido deterioro del pavimento. Por último, el deterioro del pavimento también depende de su conservación o, por expresarlo con más propiedad, de su falta de mantenimiento (Yoder y Witzak 1975). Por ejemplo, el sellado de las grietas y las juntas a intervalos apropiados, y el mantenimiento de las hombreras mejora el comportamiento del pavimento. Los diversos mecanismos de deterioro producidos por el tráfico y las cargas ambientales pueden ser aminorados mediante el uso de geosintéticos. En este trabajo se presenta una actualización de la información general presentada por Zornberg y Gupta (2010) sobre el uso de geosintéticos de refuerzo de pavimentos.

2. GEOSINTÉTICOS EN EL DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO

Los geosintéticos se han utilizado en el dimensionamiento de los pavimentos para que cumplan alguna de las siguientes funciones: separación, filtro, drenaje lateral, sellado, o refuerzo. Específicamente, los geosintéticos se han utilizado en los proyectos de pavimentos para que cumplan una función de separación de modo que minimicen la intrusión de suelo de la subrasante en las capas de base o subbase. También, los geosintéticos se han utilizado para desempeñar una función de filtro de modo que restrinja el movimiento de las partículas del suelo de la capa de subbase, a la vez que permita el movimiento del agua hacia la capa adyacente de árido más grueso. La función de drenaje de los geosintéticos proporciona un drenaje lateral. Además, los geosintéticos se han utilizado para mitigar la propagación de grietas mediante el sellado de la capa de asfalto cuando se extiende una capa de regularización. Por último, los geosintéticos se han utilizado en pavimentos flexibles como refuerzo, objeto principal de este trabajo. Mientras que la función de refuerzo, a menudo, se ha logrado usando geomallas, los geotextiles también se han utilizado como refuerzo en aplicaciones de transporte (Bueno et

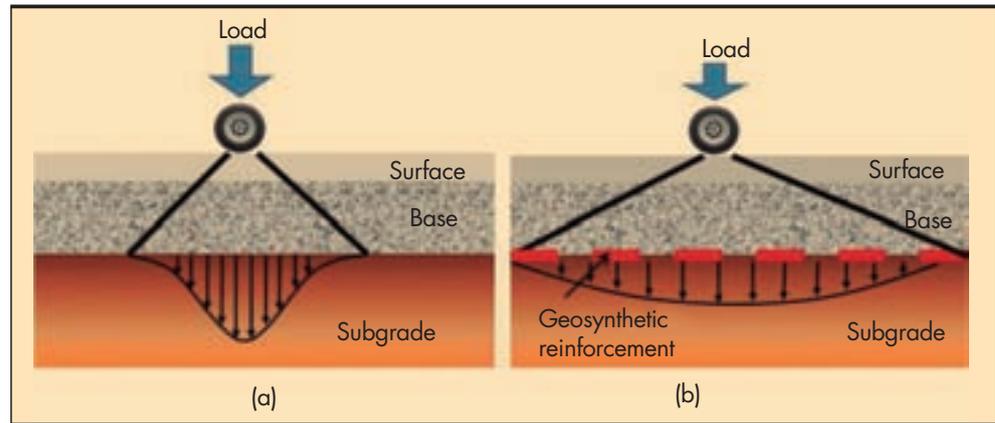
matic conditions, such as variations in temperature or moisture in the subgrade, which can cause surface irregularities and structural distress. Cycles of wetting and drying (or freezing and thawing) may cause the breakdown of base course material. Construction practices also affect pavement performance. For example, the use of aggregates with excessive fines may lead to rapid pavement deterioration. Finally, pavement distress is also a function of its maintenance or, more correctly, lack of maintenance (Yoder and Witzak 1975). For example, sealing cracks and joints at proper intervals and maintaining the shoulders improve pavement performance. The various distress mechanisms induced by traffic and environmental loads can be enhanced through the use of geosynthetics. This paper presents an update to the overview presented by Zornberg and Gupta (2010) on the use of geosynthetics for reinforcement of pavements.

2. GEOSYNTHETICS IN PAVEMENT DESIGN

Geosynthetics have been used in pavement design to address the functions of separation, filtration, lateral drainage, sealing, and reinforcement. Specifically, geosynthetics have been used for separation in pavement projects to minimize intrusion of subgrade soil into the aggregate base or sub-base. Also, geosynthetics have been used to perform a filtration function by restricting the movement of soil particles from the subgrade while allowing water to move to the coarser adjacent base material. In-plane drainage function of a geosynthetic can provide lateral drainage within its plane. In addition, geosynthetics have been used to mitigate the propagation of cracks by sealing the asphalt layer when used in pavement overlays. Finally, geosynthetics have been used in flexible pavements for reinforcement, which is the main focus of this paper. While the reinforcement function has often been accomplished using geogrids, geotextiles have also been used as reinforcement inclusions in transportation applications (Bueno et al. 2005, Benjamin et al. 2007). The geosynthetic reinforcement is often placed at the interface between the base and sub-base layers or the interface be-

FIGURA 2. Cargas relativas en la subrasante en el caso de (a) pavimento flexible sin refuerzo y (b) pavimento flexible reforzado con geosintéticos. /

FIGURE 2. Relative load magnitudes at subgrade layer level for (a) unreinforced flexible pavement and (b) geosynthetic-reinforced flexible pavement.



al. 2005, Benjamin *et al.* 2007). El refuerzo con geosintético se coloca a menudo en la interfaz entre las capas de base y sub-base, o subbase y subrasante, o en el interior de la base del pavimento flexible. Así se reducen las tensiones sobre la subrasante en relación con los pavimentos flexibles sin este refuerzo. (Figura 2).

El mejor comportamiento del pavimento debido al refuerzo con geosintéticos ha sido atribuido a tres mecanismos: (1) la restricción lateral, (2) el aumento de la capacidad de soporte, y (3) efecto membrana tensionada (Giroud y Noiray 1981, Giroud *et al.* 1984, Perkins, y Ismeik 1997, Holtz y cols. 1998). Estos tres mecanismos se ilustran en la Figura 3.

El principal mecanismo asociado con la función de refuerzo para pavimentos flexibles (Figura 3a) es la restricción lateral o confinamiento (Bender y Barenberg 1978). El nombre de este mecanismo puede ser engañoso ya que la restricción se desarrolla a través de una fricción en la interfaz entre el geosintético y el árido, por lo tanto el mecanismo es de resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz (Perkins 1999). Cuando una capa de pavimento compuesta por árido es sometida a la carga de tráfico, el árido constituyente de la capa tiende a moverse lateralmente a menos que su movimiento se encuentre impedido por la subrasante o por el refuerzo con el geosintético. La interacción entre los áridos de la capa de base y el geosintético permite la transferencia del esfuerzo cortante desde la capa de base a un esfuerzo de tracción en el geosintético. La rigidez a tracción del geosintético limita las deformaciones laterales en la capa de base. Además, el geosintético confina la capa de base, lo que aumenta su tensión media y por tanto aumenta la resistencia al esfuerzo cortante. Ambas características, de fricción y de confinamiento

between the sub-base and subgrade layers or within the base course layer of the flexible pavement. This leads to lower stresses over the subgrade than in unreinforced flexible pavements (Figure 2).

The improved performance of the pavement due to geosynthetic reinforcement has been attributed to three mechanisms: (1) lateral restraint, (2) increased bearing capacity, and (3) tensioned membrane effect (Giroud and Noiray 1981, Giroud *et al.* 1984, Perkins and Ismeik 1997, Holtz *et al.* 1998). These three mechanisms are illustrated in Figure 3.

The primary mechanism associated with the reinforcement function for flexible pavements (Figure 3a) is lateral restraint or confinement (Bender and Barenberg 1978). The name of this mechanism may be misleading as lateral restraint develops through interfacial friction between the geosynthetic and the aggregate, thus the mechanism is one of a shear-resisting interface (Perkins 1999). When an aggregate layer is subjected to traffic loading, the aggregate tends to move laterally unless it is restrained by the subgrade or by geosynthetic reinforcement. Interaction between the base aggregate and the geosynthetic allows transfer of the shearing load from the base layer to a tensile load in the geosynthetic. The tensile stiffness of the geosynthetic limits the lateral strains in the base layer. Furthermore, a geosynthetic layer confines the base course layer thereby increasing its mean stress and leading to an increase in shear strength. Both frictional and interlock characteristics at the interface between the soil and

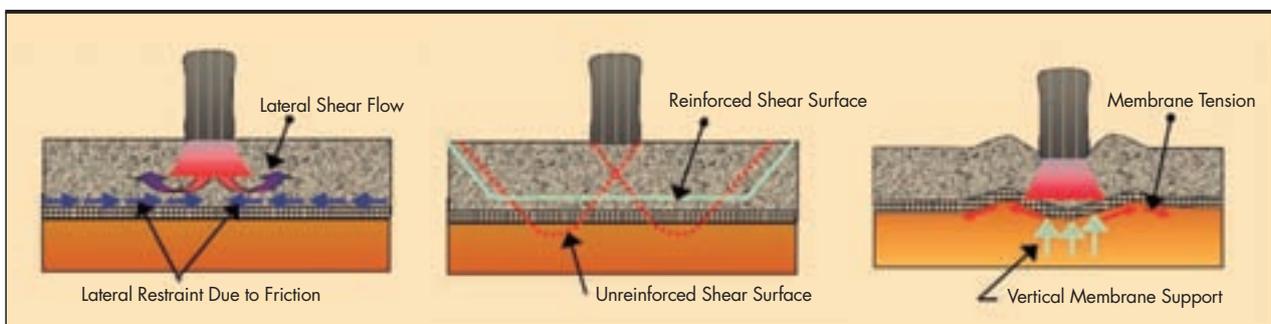


FIGURA 3. Los mecanismos de refuerzo inducidos por los geosintéticos (Holtz *et al.* 1998.): (A) Confinamiento lateral, (b) Aumento de la capacidad soporte, y (c) efecto membrana. / **FIGURE 3.** Reinforcement mechanisms induced by geosynthetics (Holtz *et al.* 1998): (a) Lateral restraint; (b) Increased bearing capacity; and (c) Membrane support.

en la interfaz entre el suelo y el geosintético, contribuyen a este mecanismo. Por consiguiente, las aberturas de la geomalla y el tamaño del material de la capa de base deben estar en consonancia. Un geotextil con una buena capacidad de fricción también puede proporcionar resistencia a la tracción para el movimiento lateral de los áridos.

Como se ilustra en la Figura 3b, el mecanismo de aumento de la capacidad portante causada por el refuerzo ocurre debido a que la presencia de los geosintéticos facilita el desarrollo de una superficie alternativa de falla. Este nuevo plano alternativo proporciona una superior capacidad de soporte. El refuerzo que aporta el geosintético puede disminuir los esfuerzos cortantes trasladados a la subbase y proporcionar confinamiento vertical fuera de la zona de carga. Con el refuerzo lo previsible es que cambie el modo de falla de la subrasante de punzonamiento a falla general. Asimismo es previsible que el geosintético actúe como una membrana tensionada, que soporta las cargas de rueda (Figura 3c). En este caso, el refuerzo proporciona una reacción de componente vertical a la carga de la rueda aplicada. Este efecto membrana tensionada es inducido por las deformaciones verticales, dando lugar a que el geosintético adopte una forma cóncava. Las tensiones originadas en el geosintético contribuyen a soportar la carga de la rueda y reducen la tensión vertical sobre la subrasante. Se precisa que surjan deformaciones importantes (es decir, grandes ahuellamientos) para que aparezca este mecanismo. Sólo hay constancia de la aparición de este fenómeno cuando el CBR de la subrasante es inferior a 3 (Barksdale *et al.* 1989).

Para que aparezcan los mecanismos mencionados con anterioridad son necesarios diferentes valores de deformación en el pavimento. En carreteras sin pavimentar, pueden tolerarse ahuellamientos importantes (superiores a 25 mm). Los mecanismos de aumento de capacidad de soporte y efecto de membrana tensionada aparecen en carreteras pavimentadas. Sin embargo, la deformación necesaria para movilizar estos mecanismos generalmente sobrepasa los requisitos de la aptitud del nivel de servicio de los pavimentos flexibles. Por lo tanto, para el caso de pavimentos flexibles, se considera la restricción lateral la principal contribución a la mejora de su comportamiento.

3. METODOLOGÍAS DE DIMENSIONAMIENTO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

La filosofía original del diseño de los pavimentos flexibles es debida a los romanos, habiendo evolucionado hasta los procedimientos de dimensionamiento actuales. El dimensionamiento está basado en la construcción de una capa protectora sobre la subrasante que mejora su capacidad portante, soportando tráfico y factores ambientales.

El "Covered Based Design Method" fue desarrollado después de la gran depresión de la década de 1930. Requería un único parámetro, el California Bearing Ratio (CBR), además de una aportación significativa del ingeniero. Con posterioridad, tras la finalización en los años 60 de los ensayos de la *American Association of State Highway Officials* (AASHO), (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras del Estado), fueron propuestos una serie de métodos de dimensionamiento. Eran más sofisticados que el *Covered Based Design Method*, precisando como entradas un mayor número de parámetros de dimensionamiento. En la década de los años 70, fue propuesto por los investigadores de Sudáfrica el método de dimensionamiento lineal empírico-mecanicista (ME). Desde principios de los años 90, en los EE.UU el interés en los métodos de dimensionamiento puramente empíricos ha sido desplazado por métodos de dimensionamiento ME que incorporan parámetros mecánicos característicos o análisis más sofisticadas usando métodos de elementos

the geosynthetic contribute to this mechanism. Consequently the geogrid apertures and base soil particles must be properly sized. A geotextile with good frictional capabilities can also provide tensile resistance to lateral aggregate movement.

As illustrated in Figure 3b, the increased bearing capacity mechanism leads to soil reinforcement when the presence of a geosynthetic imposes the development of an alternate failure surface. This new alternate plane provides a higher bearing capacity. The geosynthetic reinforcement can decrease the shear stresses transferred to the subgrade and provide vertical confinement outside the loaded area. The bearing failure mode of the subgrade is expected to change from punching failure without reinforcement to general failure with reinforcement.

The geosynthetic can also be assumed to act as a tensioned membrane, which supports the wheel loads (Figure 3c). In this case, the reinforcement provides a vertical reaction component to the applied wheel load. This tensioned membrane effect is induced by vertical deformations, leading to a concave shape in the geosynthetic. The tension developed in the geosynthetic contributes to support the wheel load and reduces the vertical stress on the subgrade. High deformations (i.e. high rutting depth) are required to mobilize this mechanism. This reinforcement mechanism has been reported to develop only in cases with subgrade CBR values below 3 (Barksdale *et al.* 1989).

The aforementioned mechanisms require different magnitudes of deformation in the pavement system to be mobilized. In the case of unpaved roads, significant rutting depths (in excess of 25 mm) may be tolerable. The increased bearing capacity and tensioned membrane support mechanisms have been considered for paved roads. However, the deformation needed to mobilize these mechanisms generally exceeds the serviceability requirements of flexible pavements. Thus, for the case of flexible pavements, lateral restraint is considered to contribute the most for their improved performance.

3. DESIGN METHODOLOGIES FOR GEOSYNTHETIC-REINFORCED FLEXIBLE PAVEMENTS

The design philosophy of flexible pavement systems was initiated by the Romans, evolving into the current design approaches. The design approach involves providing a protective layer over the subgrade that improves the serviceability under traffic and environmental loads.

The Cover Based Design Method was developed after the great depression in the 1930s. It required a single input in terms of the California Bearing Ratio (CBR), but it also required use of significant engineering judgment. Subsequently, and after completion of the *American Association of State Highway Officials* (AASHO) Road Test in the 1960s, a series of design methods were proposed. They were more sophisticated than the Cover Based Method, requiring a greater number of design parameters as input. In the 1970s, the linear mechanistic-empirical (M-E) design method was proposed by researchers from South Africa. Since the early 1990s, the focus in the US has shifted to M-E design methods that incorporate features from purely empirical methods to sophisticated non-linear finite element methods. Attempts have been made to incorporate the use of geosynthetic reinforcements into AASHO and M-E design methods.

finitos no lineales. Se han realizado intentos para incorporar el uso de refuerzos de geosintéticos en los métodos de dimensionamiento de la AASHTO y ME.

3.1. MÉTODO AASHTO

La Guía de Dimensionamiento de Pavimentos de la *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* es uno de los métodos más utilizados para el dimensionamiento de pavimento flexible en América del Norte (AASHTO 1993). El método AASHTO utiliza ecuaciones empíricas desarrolladas a partir de los ensayos de carreteras de la AASHTO, que se realizaron a finales de los años 50. El método considera el pavimento como un sistema elástico de multi-capa con un número estructural global (SN) que refleja el espesor total del pavimento y su resistencia a la repetida aplicación de cargas de tráfico. El SN necesario para un proyecto es seleccionado de manera que el pavimento soportará las cargas de tráfico previstas y experimentará una pérdida en la capacidad de servicio no superior a los requisitos establecidos por el proyecto. El SN se determina usando un nomograma que resuelve la siguiente ecuación:

$$\log W_{18} = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log(SN + 1) - 0.2 + \frac{\log \frac{\Delta_{PSI}}{2.7}}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (1)$$

donde W_{18} es el número previsto de cargas equivalentes de un sólo eje acumuladas (ESAL) 18-kip a lo largo de la vida útil de los pavimentos, Z_R es la desviación típica para el nivel de confianza, S_0 la desviación típica global, Δ_{PSI} es la pérdida admisible del nivel servicio y M_R es el módulo dinámico (rigidez) de la subrasante. Una vez que ha sido determinado el SN global preciso, se diseñan las diferentes capas del pavimento en consonancia mediante una serie de iteraciones que utilizan la siguiente ecuación:

$$SN = (a \times d)_{hma} + (a \times d \times m)_{base} + (a \times d \times m)_{subbase} \quad (2)$$

donde a es el coeficiente de fuerza relativa, d es el espesor (en pulgadas) de cada capa, y m es un modificador en función de las características de humedad del pavimento.

Los objetivos de la utilización de los geosintéticos como refuerzo en pavimentos flexibles han sido: (1) para extender la vida útil de un pavimento, o (2) para permitir la construcción de un pavimento con una cantidad inferior de material en la capa de base sin que perjudique el comportamiento del pavimento. Las primeras aproximaciones al dimensionamiento de pavimentos flexibles reforzados se centraron en la modificación de las ecuaciones 1 y 2 para reflejar el beneficio aportado por la incorporación de los geosintéticos. Estas mejoras en el pavimento, proporcionadas por el refuerzo con geosintéticos, se han medido en términos de la relación *Traffic Benefit Ratio (TBR)* y *Base Course Reduction (BCR)*.

El TBR se define como la relación entre (i) el número de ciclos de carga en una sección reforzada (N_R) hasta alcanzar un determinado nivel de falla (una profundidad de ahuellamiento), y (ii) el número de aplicaciones de carga en una sección sin reforzar (N_U) con la misma geometría y componentes materiales que alcance el mismo nivel de falla (Berg et al. 2000). Específicamente, la TBR se puede definir como:

$$TBR = \frac{N_R}{N_U} \quad (3)$$

El uso de la TBR en el dimensionamiento del pavimento conduce a una prolongación de la vida útil del pavimento definida por:

$$W_{18} (\text{reforzado}) = TBR * W_{18} (\text{no reforzado}) \quad (4)$$

3.1. AASHTO METHOD

The *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* guide for design of pavement structures is one of the most widely used methods for flexible pavement design in North America (AASHTO 1993). The AASHTO method uses empirical equations developed from the AASHTO road tests, which were conducted in the late 1950s. The method considers the pavement as a multi-layer elastic system with an overall structural number (SN) that reflects the total pavement thickness and its resiliency to repeated traffic loading. The required SN for a project is selected such that the pavement will support anticipated traffic loads and experience a loss in serviceability no greater than that established by project requirements. The SN is determined using a nomograph that solves the following equation:

$$\log W_{18} = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log(SN + 1) - 0.2 + \frac{\log \frac{\Delta_{PSI}}{2.7}}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (1)$$

where W_{18} is the anticipated cumulative 18-kip Equivalent Single-Axle Loads (ESALs) over the design life of the pavements, Z_R is the standard normal deviate for reliability level, S_0 is the overall standard deviation, Δ_{PSI} is the allowable loss in serviceability, and M_R is the resilient modulus (stiffness) of the underlying subgrade. Once the required overall SN has been determined, the individual layers can be designed accordingly through a series of iterations using the following equation:

$$SN = (a \times d)_{hma} + (a \times d \times m)_{base} + (a \times d \times m)_{subbase} \quad (2)$$

where a is the coefficient of relative strength, d is the thickness (in inches) of each layer, and m is the modifier accounting for moisture characteristics of the pavement.

The purposes of using geosynthetics as reinforcement in flexible pavements have been: (1) to extend a pavement's life-span, or (2) to enable the construction of a pavement with a reduced quantity of base course material without sacrificing pavement performance. Early design approaches for reinforced flexible pavements focused at modifying Equations 1 and 2 to reflect the benefit achieved by the addition of geosynthetics. These improvements to the pavement system provided by geosynthetic reinforcement have been measured in terms of the *Traffic Benefit Ratio (TBR)* and the *Base Course Reduction (BCR)*.

The TBR is defined as the ratio between (i) the number of load cycles on a reinforced section (N_R) to reach a defined failure state (a given rutting depth), and (ii) the number of load cycles on an unreinforced section (N_U) with the same geometry and material constituents that reaches the same defined failure state (Berg et al. 2000). Specifically, the TBR can be defined as:

$$TBR = \frac{N_R}{N_U} \quad (3)$$

Use of the TBR in pavement design leads to an extended pavement life defined by:

$$W_{18} (\text{reinforced}) = TBR * W_{18} (\text{unreinforced}) \quad (4)$$

The TBR is sometimes referred to as the *traffic improvement factor (TIF)*. As shown in Figure 4, the TBR can be used to calculate the number of traffic passes that a reinforced pavement can withstand as compared to an unrein-

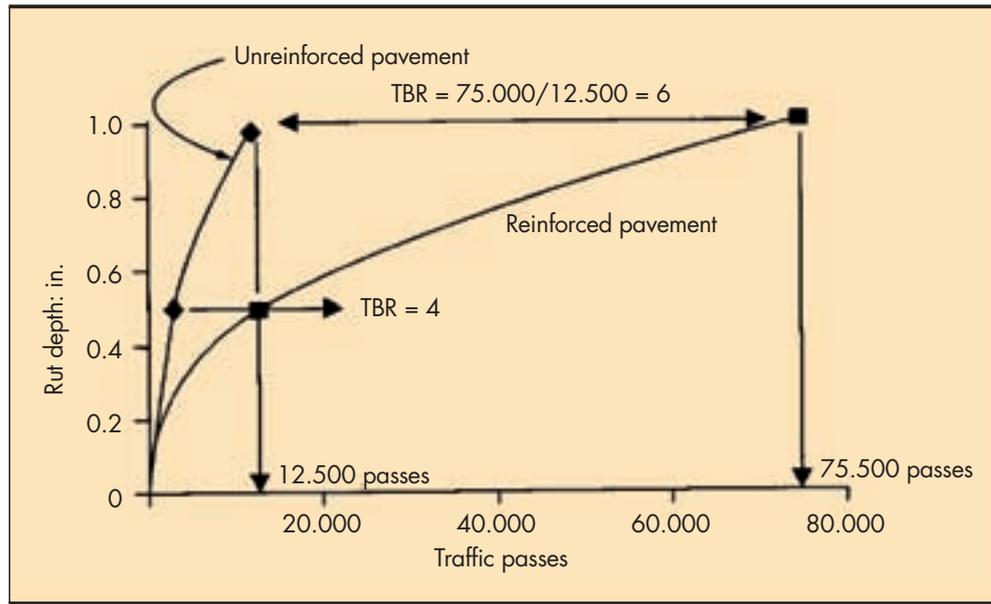


FIGURA 4. Valores de TBR típicos para un pavimento reforzado y hormigón armado hasta que se alcanza una determinada profundidad de rodada (Shukla 2002). / **FIGURE 4.** Typical TBR values for an unreinforced and reinforced pavement to reach a given rutting depth (Shukla 2002).

En algunas ocasiones el *TBR* es denominado factor de mejora del tráfico (*TIF*). Como se muestra en la Figura 4, *TBR* se puede utilizar para calcular el número de ejes adicionales que un pavimento reforzado puede soportar en comparación con otro no reforzado para un ahueamiento determinado. Para la mayoría de los geotextiles, el valor *TBR* oscila entre 1,5 y 10, y para las geomallas entre 1,5 y 70 (Shukla 2002).

El *BCR* se define como el porcentaje de reducción en el espesor de la capa de base debido a una adición de refuerzo geosintético (T_R) en relación con el espesor del pavimento flexible con los mismos materiales pero sin refuerzo (T_U), hasta alcanzar un determinado nivel de un determinado deterioro. El *BCR* se define del siguiente modo:

$$BCR = \frac{T_R}{T_U} \quad (5)$$

A veces, se hace referencia al *BCR* como la relación de coeficiente de capa (*LCR*). Se ha aplicado un modificador a la *SN* del pavimento, de la siguiente manera:

$$SN = (a \times d)_{hma} + BCR.(a \times d \times m)_{base} + (a \times d \times m)_{subbase} \quad (6)$$

Cuando se dimensiona un pavimento utilizando el *BCR*, el espesor reducido de la capa de base se puede estimar de la siguiente manera:

$$d_{base,(R)} = \frac{SN_u - (a \times d)_{hma} - (a \times d \times m)_{subbase}}{BCR.(a \times m)_{base}} \quad (7)$$

donde $d_{base,(R)}$ es el espesor de capa de base reducida debido a refuerzo y SN_u es el número estructural correspondiente al número de ejes W_{18} para el pavimento no reforzado.

El *BCR* ha sido determinado a partir de pruebas de laboratorio y de campo. Anderson y Killeavy (1989) construyeron secciones de ensayo con diferentes espesores de capa de base. El estudio mostró que una sección reforzada con geotextil con una capa de base de 350 mm de espesor se comportó de manera similar a una sección no reforzada con una capa de base de 450 mm. Miura et al. (1990) publicaron que la construcción de secciones reforzadas de campo contenía una capa de base que era 50 mm

forced pavement for a given rutting depth. For most geotextiles, the *TBR* value ranges from 1.5 to 10, and for geogrids from 1.5 to 70 (Shukla 2002).

The *BCR* is defined as the percent reduction in the base course thickness due to an addition of geosynthetic reinforcement (T_R) in relation to the thickness of the flexible pavement with the same materials but without reinforcement (T_U), to reach the defined failure state. The *BCR* is defined as follows:

$$BCR = \frac{T_R}{T_U} \quad (5)$$

The *BCR* is sometimes referred to as the layer coefficient ratio (*LCR*). A modifier has been applied to the *SN* of the pavement, as follows:

$$SN = (a \times d)_{hma} + BCR.(a \times d \times m)_{base} + (a \times d \times m)_{subbase} \quad (6)$$

When designing a pavement using the *BCR*, the reduced depth of the base course can be estimated as follows:

$$d_{base,(R)} = \frac{SN_u - (a \times d)_{hma} - (a \times d \times m)_{subbase}}{BCR.(a \times m)_{base}} \quad (7)$$

where $d_{base,(R)}$ is the reduced base course thickness due to reinforcement and SN_u is the structural number corresponding to the equivalent W_{18} for the unreinforced pavement.

The *BCR* has been determined from laboratory and field tests. Anderson and Killeavy (1989) constructed test sections with different base course thicknesses. The study showed that geotextile-reinforced section with a 350 mm thick base layer performed similarly to an unreinforced section with a 450 mm thick base layer. Miura et al. (1990) reported the construction of field reinforced sections that contained a base course that was 50 mm thinner than that of unreinforced sections. The reinforced sections were observed to perform better than the control sections for all rutting depths. Also, at a site with a subgrade of CBR 8, Webster (1993) showed that a section containing a geogrid

más delgada que el de las secciones no reforzadas. Observaron que las secciones reforzadas se comportaron mejor que las secciones de control para todas las profundidades de ahuellamiento. También, en un emplazamiento, cuya subrasante tenía un CBR de 8, Webster (1993) mostró que una sección que tenía una geomalla con una base de 150 mm de espesor se comportó de manera equivalente a la de una sección no reforzada con una base de 250 mm de espesor. Por lo tanto, las BCR oscilando entre el 20% y 40% son habituales en diferentes artículos, con mayor porcentaje de reducción para los materiales de subrasantes más fuertes.

El método de dimensionamiento AASHTO es de naturaleza empírica y no tiene en cuenta directamente la mecánica de la estructura del pavimento, efectos climáticos, o cambios en las cargas de tráfico y las propiedades del material sobre la vida del pavimento. Una ampliación de esta metodología de dimensionamiento para pavimentos reforzados con geosintéticos se ha limitado al caso de productos, materiales, geometrías y criterio de falla concreto, y las cargas utilizadas en las secciones de ensayo para cuantificar sus valores. Por lo tanto, esta manera de abordar el problema carece de la generalidad que permita extrapolar la experiencia.

3.2. NCHRP MÉTODO EMPÍRICO-MECANICISTA (2004)

El *National Cooperative Highway Research Program* de los EE.UU. (NCHRP) ha desarrollado recientemente una guía para un dimensionamiento M-E de pavimentos nuevos y rehabilitados (NCHRP 2004). El método utiliza principios mecanicistas y minuciosos datos de entrada para minimizar la dependencia del dimensionamiento de las observaciones empíricas y las correlaciones que puedan derivarse para un proyecto específico. El método ME intenta mejorar la fiabilidad del dimensionamiento, reducir los costos del ciclo de vida, una mejor caracterización de los efectos del drenaje y las variaciones estacionales de humedad y evitar fallas prematuras (Olidis y Hein 2004).

Si bien el método de dimensionamiento ME involucra dos componentes claves (mecanicista y empírico), ambos son considerados interdependientes uno de otro. Los modelos de cálculo precisan parámetros de entrada relacionados con las capas del pavimento, el tráfico, las condiciones climáticas y los materiales. La salida generada por el modelo se compara entonces con los parámetros utilizados como hipótesis para el dimensionamiento original. Si la comparación falla, el dimensionamiento se modifica utilizando un proceso iterativo y vuelto a evaluar.

Los principales parámetros utilizados en el método ME son las propiedades mecánicas de cada capa de pavimento, incluyendo su coeficiente de Poisson (ν) y el módulo resiliente (M_R). El coeficiente de Poisson (relación entre laterales y axiales en respuesta a la carga axial) suele variar entre 0,15 a 0,5 para los materiales constituyentes de los pavimentos. La M_R es una medida de la rigidez del material tras una carga cíclica, representado por:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (8)$$

donde σ_d es la tensión cíclica (o la diferencia de tensiones principales cíclicas) y ϵ_r es la deformación recuperable (elástica). Por lo tanto, tanto la M_R y el Módulo de Young (E) representan la deformación del material a tensiones aplicadas. Sin embargo, no se considera la misma debido a las diferencias en la tasa de aplicación de la carga, como se muestra en la Figura 5. El valor de E se refiere a la deformación inicial (con algún componente permanente) del material, mientras que M_R se refiere a la deformación elástica del material después de la carga cíclica.

with a 150 mm-thick base showed a performance equivalent to that of an unreinforced section with a 250 mm-thick base. Thus, BCRs ranging from 20% to 40% have been reported in the literature, with greater percentage reduction for stronger subgrade materials.

The AASHTO design method is empirical in nature and does not directly consider the mechanics of the pavement structure, climatic effects, or changes in traffic loads and material properties over the design-life of the pavement. Extension of this design methodology to geosynthetic-reinforced pavements has been limited to the case of specific products, materials, geometries, failure criteria and loads used in test sections to quantify their values. Thus, this approach lacks desirable generality as experience cannot be easily transferred from one site to another.

3.2. NCHRP MECHANISTIC-EMPIRICAL METHOD (2004)

The *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) has recently developed a guide for M-E design of new and rehabilitated pavement structures (NCHRP 2004). The method uses mechanistic principles and detailed input data to minimize design reliance on empirical observations and correlations that may be applicable for a specific project. The M-E method attempts to improve design reliability, reduce life-cycle costs, characterize better the effects of drainage and seasonal moisture variations, and prevent premature failures (Olidis and Hein 2004).

While the M-E design method involves two key components (mechanistic and empirical), they are both considered interdependent on each other. The calculation models require input parameters regarding pavement layers, traffic conditions, climatic conditions and materials. The generated output is then compared against parameters used as hypothesis for the original design. If the comparison fails, the design is then modified using an iterative process and re-evaluated.

The main parameters used in M-E method are the mechanistic properties of each pavement layer, including their Poisson's ratio (ν) and resilient modulus (M_R). The Poisson's ratio (ratio of lateral to axial strains exhibited in response to axial loading) typically ranges from 0.15 to 0.5 for pavement materials. The M_R is a measure of the material stiffness after cyclic loading, represented by:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (8)$$

where σ_d is the cyclic deviator stress (or cyclic principal stress difference) and ϵ_r is the recoverable (elastic) strain. Thus, both M_R and the Young's Modulus (E) represent the strain response of the material to applied stresses. However, they are not considered the same due to differences in the rate of load application, as shown in Figure 5. The value of E refers to the initial deformation (with some permanent component) of the material, whereas M_R refers to the elastic deformation of the material after cyclic loading.

The M-E method uses a hierarchical approach to design, based on the project importance and available information. Level 1 is the highest confidence level, typically reserved for research or very high-volume roads. Level 2 corresponds to moderate confidence level, intended for routine pavement design. Level 3 is the lowest confidence level, typically reserved for low-volume roads. Based on the selected design level, material properties are determined using the specific materials to be used in actual construction (Level 1), or estimated from the correlations using

El método de ME utiliza un enfoque jerárquico para el dimensionamiento, basado en la importancia del proyecto y la información disponible. El nivel 1 es el nivel de confianza más alto, por lo general reservado para la investigación o carreteras de alto volumen. El nivel 2 corresponde a moderado nivel de confianza, previsto para el dimensionamiento de pavimento de rutina. El nivel 3 es el nivel de confianza más bajo, por lo general reservado para caminos de bajo volumen. Basado en el nivel de dimensionamiento seleccionado, las propiedades de los materiales se determinan utilizando los materiales específicos para ser utilizados en la construcción actual (Nivel 1), o estimarse a partir de las correlaciones con las pruebas de rutina (Nivel 2), o se definen mediante los valores por defecto de la base de datos (Nivel 3).

Las propiedades mecánicas de los materiales de pavimento se utilizan para estimar las tensiones y desplazamientos bajo carga. Estas estimaciones son, a su vez utilizadas para cuantificar el deterioro del pavimento utilizando modelos de regresión de la base de datos de comportamiento de pavimento a largo plazo (PPLP), el cual contiene datos completos de las secciones de prueba de carretera a escala de campo. Deterioros de superficie se pueden clasificar en tres grupos: fractura, deformación y degradación. Estos deterioros superficiales se pueden utilizar para evaluar el desempeño, ciclo de vida estimado y anticipar los modos de falla del pavimento.

Dimensionamiento de pavimentos utilizando el enfoque de ME implica la medición de los ciclos de carga de tráfico que se corresponden con un nivel limitado de deterioro de superficie. Este enfoque podría ser aplicado a los pavimentos reforzados con geosintéticos. El enfoque de dimensionamiento ME es más adecuado que el método AASHTO para incorporar los beneficios de los geosintéticos. Esto es debido a que el enfoque de ME requiere la entrada del usuario para definir los materiales locales, proporcionando así una base más consistente para la evaluación de las propiedades de los geosintéticos.

En el modelo mecanicista, la contribución de una capa delgada tal como un geosintético se ha incorporado como un módulo resiliente equivalente y la relación de Poisson. Sin embargo, en el dimensionamiento empírico, la calibración del modelo de daño equivalente en términos de formación de ahueamientos en la subrasante no ha proporcionado resultados similares para pavimentos flexibles reforzados con geosintéticos. Específicamente, en pavimentos de asfalto delgados la contribución del geosintético se ha incorporado en las propiedades de la capa de capa de base, mientras que en los pavimentos de asfalto gruesos que se ha simulado como un retardo equivalente en la aparición de grietas de fatiga (en comparación con el inicio en un pavimento no reforzado). En consecuencia, los beneficios de geosintéticos no se han definido consistentemente con el dimensionamiento ME.

El enfoque de dimensionamiento ME se ha considerado como método más apropiado para estimar el comportamiento del campo de los pavimentos flexibles que un análisis elástico de varias capas, ya que es más riguroso y adaptable (Al-Qadi, 2006). Sin embargo, la viabilidad del método se ve comprometida ya que una cantidad significativa de información y datos de prueba se requieren para caracterizar el pavimento y su comportamiento esperado. Sólo pocos laboratorios consiguen realizar las pruebas complejas necesarias para determinar las propiedades tales como M_R , e incluso cuando lo son, los costos asociados podrían ser injustificadamente altos. Por último, como en el método AASHTO, el método ME también depende en gran medida de las correlaciones con las propiedades del material.

En resumen, la predicción del comportamiento de los pavimentos flexibles es complejo, ya que el comportamiento global es controlado por numerosos factores, incluyendo la magnitud de

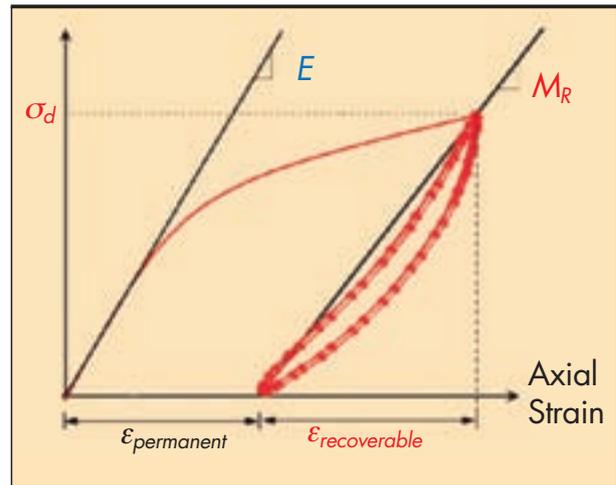


FIGURA 5. Comparación de módulo resiliente, M_R y módulo de elasticidad, E . / FIGURE 5. Comparison of Resilient Modulus, M_R , and Modulus of Elasticity, E .

routine tests (Level 2), or are defined using default values from the database (Level 3).

The mechanistic properties of pavement materials are used to estimate stresses and displacements under loading. These estimates are in turn converted into pavement surface distresses using regression models of the Long Term Pavement Performance (LTPP) program database, which contains comprehensive data from field-scale road test sections. Surface distresses are broadly classified into three groups: fracture, deformation, and degradation. These surface distresses can be used to evaluate performance, estimate life cycle and anticipate failure modes of the pavement.

Design of pavements using the M-E approach involves measuring the traffic load cycles that correspond to a limited level of surface distress. This approach could be applied to geosynthetic-reinforced pavements. The M-E design approach is better suited than the AASHTO approach to incorporate geosynthetic benefits. This is because the M-E approach requires input from the user to define the local materials, thus providing a more consistent basis for evaluation of geosynthetic properties.

In the mechanistic model, the contribution of a thin layer such as a geosynthetic has been incorporated as an equivalent resilient modulus and Poissons' ratio. Yet, in the empirical design, calibration of the equivalent damage model in terms of subgrade rutting has not provided similar results for thin and thick asphalt geosynthetic-reinforced flexible pavements. Specifically, in thin asphalt pavements the geosynthetic contribution has been incorporated into the properties of the base course layer, whereas in thick asphalt pavements it has been simulated as an equivalent delay in the onset of fatigue cracking (when compared to the onset in an unreinforced pavement section). Consequently, the benefits of geosynthetics have not been consistently defined using the M-E design.

The M-E design approach has been deemed more appropriate method for estimating field behavior of flexible pavements than a multi-layered elastic analysis because it is more rigorous and adaptable (Al-Qadi, 2006). However, the practicality of the method is compromised since a significant amount of information and test data are required

la carga, la fuerza sub-base, espesor de la capa, capa intermedia de mezcla, la degradación del material, agrietamiento y la formación de ahuellamientos, y fluctuaciones estacionales y climáticas (WDOT 2007, Dougan 2007, Al-Qadi 2006). A pesar de ser beneficioso, el uso de refuerzo geosintético añade complejidad a la comprensión del sistema mediante la introducción de un nuevo conjunto de variables. Estos incluyen el mecanismo de refuerzo, los tipos de geosintéticos y la rigidez, resistencia a la tracción, tamaño de la abertura y la posición de colocación. Por lo tanto, debido a la incertidumbre en la cuantificación de los mecanismos de refuerzo geosintético, ni la AASHTO (1993), ni la NCHRP (2004) se acerca a incorporar propiedades específicas de los geosintéticos plenamente en el dimensionamiento de pavimentos.

4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

La evaluación del desempeño de los pavimentos se ha llevado a cabo mediante pruebas de campo a gran escala, pruebas de laboratorio y simulaciones numéricas.

4.1. PRUEBAS DE CAMPO

Pruebas de campo a gran escala se han realizado tanto en las vías públicas y carreteras en servicio. Como se discutió previamente, la metodología ME de dimensionamiento se han desarrollado recientemente y requiere datos para fines de validación (Watts y Blackman 2009) y de calibración. El monitoreo de las carreteras en servicio es un proceso que lleva tiempo. Por consiguiente, datos útiles también se han generado utilizando ensayos acelerados de pavimentos (APT). Las instalaciones APT constan de pistas de prueba ubicadas ya sea en interiores o al aire libre. Implican el uso de sistemas automatizados, de uno o dos ejes, carga de las ruedas individuales que se ejecuta repetidamente sobre la superficie de la pista de ensayo. APT puede proporcionar una buena simulación de la realización de pavimentos en servicio y puede ser particularmente útil para proporcionar una rápida indicación del comportamiento del pavimento bajo condiciones severas.

Varios métodos han sido implementados para evaluar y comparar el comportamiento del pavimento en las secciones de prueba a escala de campo. En pavimentos flexibles, las dos variables más comúnmente cuantificadas son las deformaciones de la superficie y el agrietamiento (incluyendo agrietamientos longitudinal, transversal y a la fatiga). La deformación superficial es el criterio de desempeño más común para pavimentos tanto reforzados y sin reforzar. El deterioro ha sido evaluado usando: (1) la medición de deflexiones superficiales existentes en términos de profundidad de ahuellamiento, y (2) la medición de deflexiones superficiales en respuesta a una carga aplicada para determinar su capacidad estructural.

El ahuellamiento se produce debido al desarrollo de deformaciones permanentes en cualquiera de las capas del pavimento o en la sub-base. El ahuellamiento por lo general se mide en metros cuadrados de superficie para un grado de gravedad, según se define a partir de los datos recogidos con una varilla de medición de perfiles a intervalos de 15 m intervalos. Las mediciones de la profundidad de formación de ahuellamientos son relativamente fáciles de obtener, ya que se toman en la superficie del pavimento, y proporcionan un método simple de comparar el comportamiento del pavimento entre múltiples secciones de prueba.

Las mediciones de deformación también se han realizado utilizando los ensayos no destructivos (NDT) dispositivos con el fin de evaluar la capacidad estructural del firme y para calcular los módulos de diversos componentes del pavimento. El dispositivo

to characterize the pavement and its anticipated performance. Only few test agencies can perform the complex tests required to determine properties such as M_R , and even when they are, the associated costs could be unjustifiably high. Finally, as in the AASHTO method, the M-E approach also relies heavily on correlations to material properties.

In summary, prediction of the behavior of flexible pavements is complex, as the overall performance is controlled by numerous factors, including load magnitude, subgrade strength, layer thickness, interlayer mixing, material degradation, cracking and rutting, and seasonal and climatic fluctuations (WDOT 2007, Dougan 2007, Al-Qadi 2006). While beneficial, the use of geosynthetic reinforcement adds complexity to the system understanding by introducing a new set of variables. These include the reinforcement mechanism, geosynthetic types and stiffness, tensile strength, aperture size and placement location. Therefore, due to uncertainty in quantifying the mechanisms of geosynthetic-reinforcement, neither the AASHTO (1993) nor the NCHRP (2004) approaches incorporate specific geosynthetic properties fully in design of pavements.

4. ASSESSMENT OF THE PERFORMANCE OF GEOSYNTHETIC-REINFORCED FLEXIBLE PAVEMENTS

Assessment of the performance of pavements has been conducted using field scale tests, laboratory tests, and numerical simulations.

4.1. FIELD TESTS

Full-scale field tests have been performed on both public roadways and in-service roads. As previously discussed, M-E design processes have been recently developed that require data for calibration and validation purposes (Watts and Blackman 2009). The monitoring of in-service roads is a time consuming process. Consequently, useful data has also been generated using accelerated pavement testing (APT). APT facilities consist of test tracks located either indoor or outdoor. They involve the use of automated, one or two axle, single wheel loads that repeatedly runs over the test track surface. APT may provide a good simulation of the performance of in-service pavements and can be particularly useful to provide rapid indication of pavement performance under severe conditions.

Several approaches have been implemented to evaluate and compare pavement performance in field-scale test sections. In flexible pavements, the two most commonly quantified variables are surface deflection and cracking (including longitudinal, transverse and fatigue). Surface deflection is the most common performance criterion for both reinforced and unreinforced pavements. Distress has been evaluated using: (1) measurement of existing surface deflections in terms of rutting depth, and (2) measurement of surface deflections in response to an applied load to determine its structural capacity.

Rutting occurs because of the development of permanent deformations in any of the pavement layers or in the subgrade. Rutting is generally measured in square meters of surface area for a given severity level, as defined from data collected with a dipstick profiler every 15 m intervals. Measurements of rutting depth are comparatively easy to obtain, as they are taken at the pavement surface, and provide a simple method of comparing pavement performance among multiple test sections.

más utilizado para medir las deflexiones del firme es el deflectómetro de impacto (FWD). Esta metodología implica la aplicación de una serie de impulsos en el pavimento utilizando un dispositivo montado en un remolque que es trasladado a los lugares de prueba deseados. Una placa de carga se baja hidráulicamente a la superficie del pavimento, después de que un impulso se aplica al pavimento dejando caer un peso desde una altura conocida sobre la placa de carga. La magnitud de la carga se mide usando una célula de carga, mientras que las desviaciones se miden utilizando siete transductores de velocidad. Un equipo conocido como Deflectómetro dinámico de balanceo (RDD), se ha desarrollado recientemente para evaluar las condiciones de los pavimentos y la determinación de perfiles de deflexión del pavimento continuo (Bay y Stokoe 1998). A diferencia de la DM, la RDD realiza mediciones continuas en lugar de las mediciones de deformación discretas. La capacidad de realizar mediciones continuas hace del RDD probar un método eficaz para la caracterización rápida de las grandes secciones de pavimento. El equipo aplica fuerzas sinusoidales al pavimento a través de rodillos especialmente diseñados. Las deflexiones resultantes se miden por los sensores de rodadura diseñados para reducir al mínimo el ruido causado por las superficies de pavimento en mal estado.

Las pruebas de campo en los tramos de carretera a gran escala se han realizado para evaluar el efecto de refuerzo geosintético en sistemas de pavimentos flexibles. Perkins y Ismeik (1997) compararon los resultados de nueve secciones, entre las cuales cuatro fueron construidas en pistas de prueba en interiores, tres pistas de prueba al aire libre, una en una vía pública y otra en una zona camión-puesta en escena de campo. La prueba de pistas cubiertas utiliza una sola rueda en movimiento para cargar las secciones de prueba (Brown et al. 1982, Barksdale et al. 1989, Collin et al. 1996, Moghaddas-Nejad y Pequeñas 1996). El seguimiento de pruebas al aire libre involucra una sola rueda en movimiento (Barker 1987, Webster 1993), y un camión de doble rueda de dos ejes para cargar el pavimento (Halliday y Potter 1984).

Otros estudios han informado recientemente sobre secciones de prueba de geosintéticos reforzados, conducidas con equipos APT (Cancelli y Montanelli 1999, Perkins 2002, Perkins y Cortez 2005, Al-Qadi et al. 2008, Reck et al. 2009). La evaluación de estas secciones de ensayo indicó que la profundidad de ahuellamiento continuó siendo el método más común para evaluar el deterioro del pavimento. Un total de nueve secciones de prueba de campo y cuatro secciones APT se estudiaron con las mediciones de perfilómetro al final de los ciclos de carga de dimensionamiento. Sin embargo, las pruebas de tracción delantera se llevaron a cabo sólo en cuatro secciones de campo y en una sección de APT.

Zornberg y Gupta (2009) reportaron tres estudios de casos llevados a cabo en Texas, EE.UU., considerando pavimentos reforzados con geosintéticos en los que pruebas FWD se llevaron a cabo en las carreteras en servicio. Uno de los casos se trataba de una investigación forense realizada en un pavimento de nueva construcción. Se observaron grietas longitudinales en un pavimento reforzado con geomalla antes de que fuera abierta al tráfico. Sin embargo, la investigación reveló que el contratista había puesto rollos de geomalla dejando una parte de la pista sin reforzar. Grietas aparecieron solamente en lugares no reforzados en el pavimento. En consecuencia, la diferencia en la respuesta dentro y más allá de partes reforzadas de la pista ilustra que el uso de geomalla puede evitar el agrietamiento del pavimento.

El segundo caso de estudio informa el desempeño en el campo de pavimentos reforzados con geomalla construidas sobre suelos de subrasante altamente plásticos. Las secciones de pavimento se habían reforzado con dos tipos diferentes de geomallas

Deflection measurements have also been made using non-destructive testing (NDT) devices in order to evaluate the pavement structural capacity and to calculate the moduli of various pavement components. The device most widely used to measure pavement deflections is the Falling Weight Deflectometer (FWD). This approach involves applying a series of impulses on the pavement using a trailer-mounted device that is driven to the desired test locations. A loading plate is hydraulically lowered to the pavement surface, after which an impulse is applied to the pavement by dropping a weight from a known height onto the loading plate. The magnitude of the load is measured using a load cell while deflections are measured using seven velocity transducers. An equipment known as a Rolling Dynamic Deflectometer (RDD), has been recently developed for assessing the conditions of pavements and determining pavement deflection profiles continuously (Bay and Stokoe 1998). Unlike the FWD, the RDD performs continuous rather than discrete deflection measurements. The ability to perform continuous measurements makes RDD testing an effective approach for expeditious characterization of large pavement sections. The equipment applies sinusoidal forces to the pavement through specially designed rollers. The resulting deflections are measured by rolling sensors designed to minimize the noise caused by rough pavement surfaces.

Field tests on full-scale road sections have been conducted to evaluate the effect of geosynthetic reinforcement in flexible pavement systems. Perkins and Ismeik (1997) compared the results from nine sections, among which four were constructed on indoor test tracks, three on outdoor test tracks, one on a public roadway and one in a field truck-staging area. The indoor test tracks used a single moving wheel to load the test sections (Brown et al. 1982, Barksdale et al. 1989, Collin et al. 1996, Moghaddas-Nejad and Small 1996). The outdoor test tracks involved a single moving wheel (Barker 1987, Webster 1993), and a two-axle, dual wheel truck to load the pavement (Halliday and Potter 1984).

Additional studies have been recently reported on geosynthetic-reinforced test sections using APT equipment (Cancelli and Montanelli 1999, Perkins 2002, Perkins and Cortez 2005, Al-Qadi et al. 2008, Reck et al. 2009). Assessment of these test sections indicated that rutting depth continued to be the most common method to evaluate pavement distress. A total of nine field test sections and four APT sections were reported involving measurements from profilometer readings at the end of design loading cycles. However, FWD tests were conducted only at four field sections and at one APT section.

Zornberg and Gupta (2009) reported three case studies conducted in Texas, USA, for geosynthetic-reinforced pavements on which FWD testing was conducted on in-service roads. One of the cases involved a forensic investigation conducted in a newly constructed pavement. Longitudinal cracks were observed in a geogrid-reinforced pavement before it was open to traffic. However, the investigation revealed that the contractor had laid rolls of geogrid leaving a portion of the pavement unreinforced. Cracks only appeared in unreinforced locations within the pavement. Accordingly, the difference in response within and beyond reinforced portions of the pavement illustrated that use of geogrid can prevent pavement cracking.

The second case study reported the field performance of geogrid-reinforced pavements built over highly plastic subgrade soils. The pavement sections had been reinforced us-

que cumplen las especificaciones del proyecto. Aunque una sección reforzada con un tipo de geomalla mostró un buen desempeño, la otra sección reforzada con un segundo tipo de geomalla mostró grietas longitudinales. Las revisiones de las propiedades de los materiales llevan a la conclusión preliminar de que los malos resultados en la segunda parte se debieron a la insuficiencia de la eficiencia de junta de las geomallas. Además la inspección indicó un mayor módulo de tracción de la geomalla utilizada en la sección de mejor comportamiento. Este estudio pone de relieve la necesidad de una mejor caracterización de materiales y la posible insuficiencia de las especificaciones de uso común para los pavimentos reforzados con geosintéticos.

El tercer caso es el de tres secciones de pavimento. Estas incluyen dos secciones de geomalla reforzadas (secciones 1 y 2) que tenían espesores de capa de base de 0,20 m y 0,127 m, respectivamente. Por otro lado, una sección de control (sin geomalla de refuerzo) tenía una capa de capa de base de 0,20 m de espesor. Pruebas FWD mostraron un módulo comparativamente mayor para la sección de geomalla reforzada con una base de espesor de 0,20 mientras que un valor menor de módulo se obtuvo para la sección de geomalla reforzada con una base de 0,127 m de espesor. Sin embargo, la evaluación visual mostró la formación de grietas en la sección de control, mientras que las dos secciones de geomalla reforzadas mostraron un buen desempeño. Mientras que las secciones reforzadas con geomalla mostraron un mejor comportamiento, los resultados de las pruebas de FWD mostraron una tendencia diferente. Este estudio ilustra la insuficiencia de las técnicas de evaluación actualmente disponibles considerando ensayos no destructivos con el fin de cuantificar los beneficios de refuerzos geosintéticos.

Las lecciones aprendidas de estos estudios de campo, sirvieron de base para un programa de monitoreo sobre el terreno para evaluar el desempeño de pavimentos reforzados con geosintéticos construidas sobre arcillas expansivas. Este estudio implicó la rehabilitación de un camino de bajo volumen en Texas por el uso de refuerzos de geosintéticos. Se realizó una evaluación comparativa con 32 secciones de prueba. Esto incluyó 8 esquemas de refuerzo diferentes (3 productos de refuerzo y una sección de control no reforzada, así como secciones estabilizadas de cal). Además, y con el fin de dar cuenta de variabilidad debido a la del medio ambiente, la construcción y de tipo de subrasante, se construyeron un total de 4 repeticiones para cada uno de los ocho esquemas. Por lo tanto, se construyeron un total de 32 secciones de prueba (4 tipos de refuerzo x 2 métodos de estabilización x 4 repeticiones) (Figura 6).

Debido a las características únicas de este estudio de campo, el pavimento reforzado se considera experimental y un programa de monitorización de comportamiento extenso fue implementado después de la construcción. Esto incluyó la instalación de sensores de humedad para caracterizar los patrones de migración de humedad bajo el pavimento. Un total de ocho perfiles horizontales de sensores de humedad verticales, cada uno conteniendo una matriz de cuatro sensores se instaló por debajo del pavimento. Monitoreo de campo que implica la inspección visual, agrimensura y FWD se llevó a cabo antes de la reconstrucción e inmediatamente después de la reconstrucción de la carretera. La construcción final del pavimento reforzado se completó en enero de 2006 y la evaluación del desempeño de la carretera recién reconstruido se ha llevado a cabo de forma regular desde entonces. Los resultados obtenidos en el estudio de campo están proporcionando buena comprensión de los mecanismos subyacentes que gobiernan el comportamiento de los pavimentos reforzados con geosintéticos. Además, los datos recogidos son útiles para cuantificar los mecanismos de fisuración y la efectividad de los refuerzos de geosintéticos en mitigar tales deterioros longitudinales.

ing two different types of geogrids that met project specifications. Although a section reinforced with one type of geogrid was found to be performing well, the other section reinforced with second type of geogrid showed longitudinal cracking. The reviews of the material properties lead to the preliminary conclusion that poor performance in the second section was due to inadequate junction efficiency. Further inspection indicated a higher tensile modulus of the geogrid used in the better performing section. This study highlighted the need for better material characterization and the possible inadequacy of commonly used specifications for geosynthetic-reinforced pavements.

The third case involved three pavement sections. The two geogrid-reinforced sections (Sections 1 and 2) had base course thicknesses of 0.20 m and 0.127 m, respectively. On the other hand, a control sections (without geogrid reinforcement) had a 0.20 m-thick base course layer. FWD testing showed a comparatively higher pavement modulus for the geogrid-reinforced section with a 0.20 m-thick base while lower modulus value were obtained for the geogrid-reinforced section with a 0.127 m-thick base. Yet, field visual assessment showed cracking in the control section while the two geogrid-reinforced sections performed well. While the geogrid-reinforced sections outperform the unreinforced section, the results of FWD testing showed a different trend. This study illustrated the inadequacy of the currently available evaluation techniques involving non-destructive testing for the purpose of quantifying the benefits of geosynthetic reinforcements.

The lessons learned from these field case studies, provided the basis for a field monitoring program to evaluate the performance of geosynthetic-reinforced pavements constructed over expansive clays. This involved the rehabilitation of a low-volume road in Texas by use of geosynthetic reinforcements. A comparative evaluation with 32 test sections was conducted. This included 8 different reinforcement schemes (3 reinforcement products and an unreinforced control section, as well as lime stabilized sections). Also, and in order to account for variability due to environmental, construction and subgrade-type, a total of 4 repeats were constructed for each one of the 8 schemes. Therefore, a total of 32 test sections (4 reinforcement types x 2 stabilization approaches x 4 repeats) were constructed (Figure 6).

Due to unique characteristics of this field study, the reinforced pavement was considered experimental and an extensive post-construction performance monitoring program was implemented. This included the installation of moisture sensors to characterize the patterns of moisture migration under the pavement. A total of eight horizontal moisture and vertical moisture sensor profiles, each containing an array of four sensors was installed below the pavement. Field monitoring involving visual inspection, surveying and FWD was conducted before reconstruction and immediately after reconstruction of the road. The final construction of the reinforced pavement was completed in January 2006 and performance evaluation of the newly reconstructed road has been conducted on a regular basis since then. The results obtained from the field study are providing good understanding of the underlying mechanisms governing the performance of the geosynthetic-reinforced pavements. Also, the collected data is useful to quantify the mechanisms of longitudinal cracking and effectiveness of the geosynthetic reinforcements in mitigating such distresses.

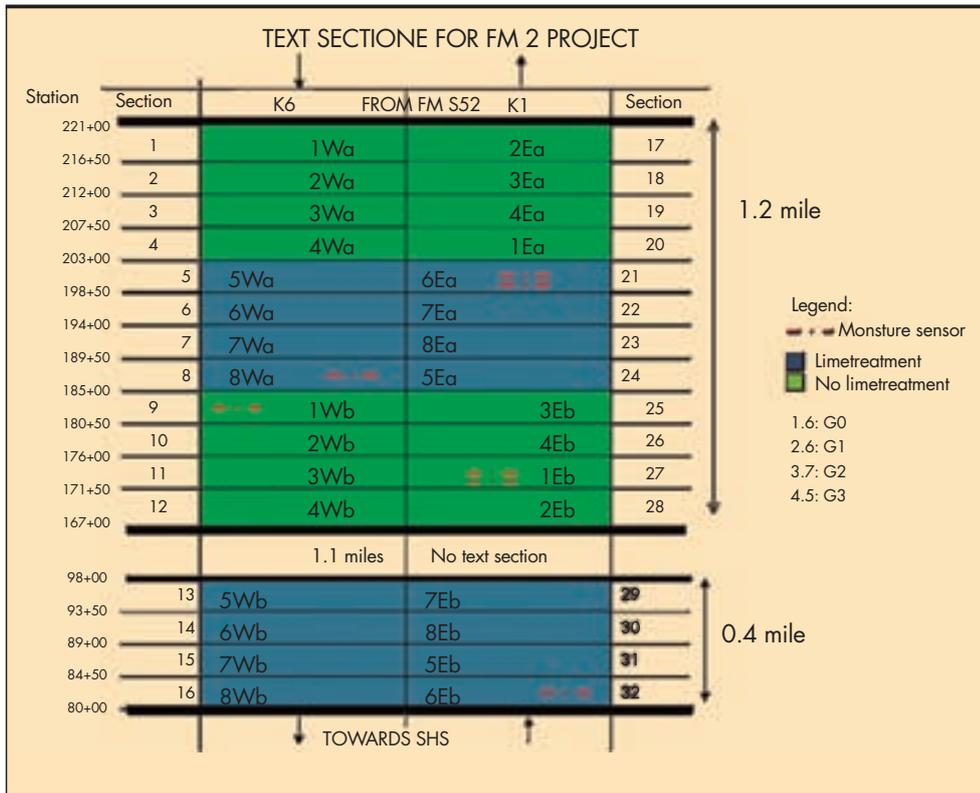


FIGURA 6. Estructura esquemática de las secciones de la prueba en el sitio de FM 2. /

FIGURE 6. Schematic layout of test sections at FM 2 site.

En general, los resultados de estudios de campo reportados en la literatura han indicado que las secciones de prueba reforzadas con geosintéticos condujeron a menos profundidad de ahuellamiento que las secciones no reforzadas. La mejora del comportamiento se ha atribuido a la capacidad de los geosintéticos para controlar la propagación lateral de la capa de base.

4.2. PRUEBAS DE LABORATORIO

Se han propuesto una serie de pruebas de laboratorio para cuantificar los mecanismos que gobiernan el comportamiento de los pavimentos flexibles reforzados con geosintéticos. El objetivo principal de las pruebas de laboratorio ha sido cuantificar los mecanismos de interacción suelo-geosintéticos en los sistemas de pavimento flexible ya sea mediante la medición de las propiedades de índice geosintéticos o mediante la reproducción de las condiciones de campo. Una condición de campo importante para ser reproducida es el efecto del corte de la interfaz proporcionada por geotextiles y entrelazados proporcionados por geomallas cuando se utiliza en o dentro de la capa de capa de base de los pavimentos (Figura 7). Dependiendo del enfoque adoptado, las pruebas en la literatura se pueden agrupar en dos categorías principales: pruebas confinadas y no confinadas. En las pruebas no confinadas, las propiedades de los geosintéticos se miden en el aire, mientras que en las pruebas confinadas se miden sobre el confinamiento de suelo. Las ventajas y limitaciones de las diferentes pruebas desarrolladas en América del Norte, en cada una de estas dos categorías se discuten a continuación.

4.2.1. Pruebas no confinadas

Como se mencionó, las pruebas no confinadas se realizan en muestras geosintéticos en aislamiento. Las ventajas de estas pruebas incluyen conveniencia, simplicidad y rentabilidad. Se pueden ejecutar en períodos cortos de tiempo utilizando disposi-

Overall, the results from field studies reported in the literature have indicated that the geosynthetic-reinforced test sections led to less rutting depth than the unreinforced sections. The improved performance has been attributed to the ability of the geosynthetics to control lateral spreading of the base layer.

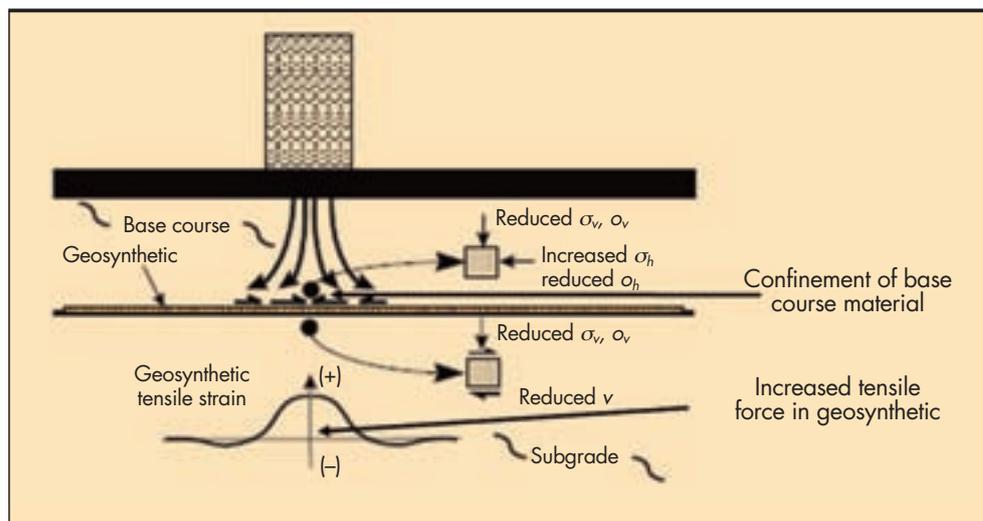
4.2. LABORATORY TESTS

A number of laboratory tests have been proposed to quantify the mechanisms governing the performance of geosynthetic-reinforced flexible pavements. The primary objective of laboratory tests has been to quantify the soil-geosynthetic interaction mechanisms in flexible pavement systems either by measuring the geosynthetic index properties or by replicating the field conditions. An important field condition to be replicated is the effect of interface shear provided by geotextiles and interlocking provided by geogrids when used under or within the base course layer of pavements (Figure 7). Depending on the adopted approach, the tests reported in the literature can be grouped into two main categories: unconfined and confined tests. In unconfined tests, geosynthetic properties are measured in-air, while in confined tests they are measured within confinement of soil. The advantages and limitations of the various tests developed in North America in each of these two categories are discussed next.

4.2.1. Unconfined Tests

As mentioned, unconfined tests are conducted using geosynthetic specimens in isolation. Advantages of these tests include expedience, simplicity, and cost effectiveness. They can be run in short periods of time using conven-

FIGURA 7. Mecanismos debido a la interacción suelo-geosintético en el pavimento reforzado con geosintéticos que se han probado a estar representados en las pruebas de laboratorio (Perkins 1999). / **FIGURE 7.** Mechanisms due to soil-geosynthetic interaction in geosynthetic-reinforced pavement that have been tried to be represented in laboratory tests (Perkins 1999).



tivos convencionales, lo que facilita la evaluación de la repetibilidad de los resultados de prueba. Sin embargo, se requieren correlaciones entre el índice de bienes obtenidos de estas pruebas y el comportamiento en el campo de los pavimentos reforzados con geosintéticos. Las pruebas en esta categoría incluyen la prueba de tracción en probeta ancha, ensayo de carga biaxial, prueba de la eficiencia de junta, y la prueba de resistencia a la torsión. Mientras que el ensayo de tracción en probeta ancha se puede realizar utilizando cualquier tipo de geosintéticos (geomalla, geotextil), las otras tres pruebas son específicas para la caracterización de geomallas.

La resistencia a la tracción de los materiales geosintéticos a menudo ha sido considerada como la propiedad más importante para los proyectos de aplicaciones de refuerzo. Mientras la resistencia a la tracción puede no ser particularmente relevante para el caso de dimensionamiento de pavimentos, la resistencia a la tracción a menudo se ha incorporado en el dimensionamiento y las especificaciones de pavimentos. El estado actual de la práctica para la medición de las propiedades de tracción de un geosintético consiste en colocar el material en un conjunto de abrazaderas, posicionar este montaje en un bastidor de carga y tensar el geosintético hasta que se produzca la falla. La prueba se lleva a cabo generalmente a una velocidad de deformación constante. En la actualidad, dos normas ASTM están disponibles para ensayos de tracción. El ensayo de tracción de agarre (D4632) se utiliza para el control de calidad de fabricación, ya que implica un espécimen geosintético estrecho. En su lugar, el ensayo de tracción en probeta ancha (D4595) se ha utilizado en aplicaciones de dimensionamiento. El bastidor de carga para un ensayo de tracción en probeta ancha llevado a cabo mediante pinzamientos de rodillos se muestra en la Figura 8. El ensayo de tracción proporciona la rigidez a la tracción a diferentes valores de tensión (1%, 2% y 5%), así como la resistencia a la tracción. Los métodos utilizados para el dimensionamiento de la carretera sin pavimentar han incluido la rigidez a la tracción a 5% en las especificaciones del producto. Basado en estudios con modelos a escala real de las carreteras pavimentadas, Berg *et al.* (2000) informaron una deformación acumulada en geosintéticos de 2% y por lo tanto se recomienda la rigidez a la tracción en este nivel de deformación para el dimensionamiento. Sin embargo, el nivel representativo de deformación real de las condiciones de campo es, sin duda menor para el caso de las solicitudes de pavimento.

tional devices, which facilitates the assessment of repeatability of test results. However, correlations are required between the index property obtained from these tests and the field performance of the geosynthetic-reinforced pavements. Tests in this category include the wide-width tensile test, biaxial loading test, junction efficiency test, and torsional rigidity test. While the wide-width tensile test can be conducted using any type of geosynthetics (geogrid, geotextile), the other three tests are specific for the characterization of geogrids.

The tensile strength of geosynthetic materials has often been deemed as the most important property for projects involving reinforcement applications. While tensile strength may not be particularly relevant for the case of pavement design, tensile strength has often been incorporated into pavement design and specifications. The current state of practice for measuring the tensile properties of a geosynthetic involves placing the material within a set of clamps, positioning this assembly in a load frame, and tensioning the geosynthetic until failure occurs. The test is generally performed at a constant strain rate. Currently, two ASTM standards are available for tensile tests. The grab tensile test (D4632) is used for manufacturing quality control, as it involves a narrow geosynthetic specimen. Instead, the wide-width tensile test (D4595) has been used in design applications. The load frame for a wide-width tensile test conducted using roller grips is shown in Figure 8. The tensile test provides the tensile stiffness at different strain values (1%, 2%, and 5%), as well as the ultimate tensile strength. Methods used for unpaved road design have included the tensile stiffness at 5% in product specifications. Based on full scale model studies for the paved roads, Berg *et al.* (2000) reported accumulated in-service tensile strain of 2% in geosynthetics and thus recommended the tensile stiffness at this strain level for design. However, the actual strain level representative of field conditions is certainly smaller for the case of pavement applications.

Bray and Merry (1999) investigated the stress and strain conditions in wide-width tensile tests. They concluded that strains vary across the specimen from a plane-strain, biaxial condition near the grips, to a uniaxial con-



FIGURA 8. Ensayo de tracción en probeta ancha realizado con mordazas de acción cabestrante en la Universidad de Texas en Austin. / **FIGURE 8.** Wide-width tensile test conducted with roller grips at the University of Texas at Austin.

Bray y Merry (1999) investigaron los esfuerzos y las condiciones de deformación en los ensayos de tracción en probeta ancha. Llegaron a la conclusión de que las deformaciones varían a lo largo de la muestra desde un plano-deformación, condiciones biaxiales cerca de las agarraderas, a una condición uniaxial cerca del centro de la muestra. Por lo tanto, puede haber una idea errónea de que la prueba mide el comportamiento geosintético bajo la condición de 1-D, que es representativo de las aplicaciones de campo. Cabe señalar que la mayoría de las geomallas uniaxiales ensayadas utilizando métodos convencionales sufren distorsiones, tensiones no uniformes (en particular en las uniones), ruptura prematura de espécimen y problemas con la sujeción (McGown y col. 2005). Kupec y McGown (2004) propusieron un método de ensayo biaxial, que se centró principalmente en las geomallas y permitió la caracterización de la fuerza a tracción combinada de los elementos y las uniones en una sola prueba.

Para hacer frente a las deficiencias percibidas del ensayo de tracción uniaxial, una prueba uniaxial complementaria, conocida como la "prueba de resistencia de junta," fue desarrollada. Se lleva a cabo según el procedimiento recomendado en las especificaciones GRI-GG2 e implica sujetar el miembro transversal de un elemento de geomalla en ambos lados de la unión con un dispositivo de sujeción. La carga se aplica a continuación hasta que se rompe la unión. La fuerza requerida para fallar la unión se define como la fuerza de unión de la geomalla. La resistencia de junta ofrece la cuantificación de la contribución a la estabilidad que puede conducir a la ruptura de la geomalla durante la construcción del pavimento y de la carga de tráfico posterior. Sin embargo, la capacidad de geomalla para transferir el esfuerzo bajo ahuellamientos es una consideración probablemente de más relevancia para el caso de pavimentos flexibles. Sin embargo, los requisitos de rigidez de unión para proyectos de pavimentación no se han definido adecuadamente. Además, dado que esta prueba se desarrolló

condition near the center of the specimen. Thus, there may be a misconception that the test measures geosynthetic behavior under the 1-D condition that is representative of field applications. It should be noted that most geogrids tested using uniaxial methods suffer distortions, non-uniform stresses (particularly at the junctions), premature specimen rupture and problems with clamping (McGown et al. 2005). Kupec and McGown (2004) suggested a biaxial test method, which focused primarily on geogrids and allowed characterization of the combined strength of tensile ribs and junctions in a single test.

To address perceived deficiencies of uniaxial tensile test, a complementary uniaxial test, known as the "junction strength test," was developed. It is conducted as per the procedure recommended in GRI-GG2 specifications and involves gripping the cross member of a geogrid rib on both sides of the junction with a clamping device. Load is then applied until the junction breaks. The force required to fail the junction is defined as the junction strength of the geogrid. Junction strength provides quantification of the contribution to stability that may lead to rupture of the reinforcement during the pavement construction and subsequent traffic load. However, the geogrid ability to transfer stress under low strains is a consideration probably of more relevance for the case of flexible pavements. However, junction stiffness requirements for pavement projects have not been properly defined. Also, since this test was originally developed for geogrids with integral junctions, it does not incorporate newer geogrids with entangled fibers or those with heat bonded or laser welded junctions.

A torsional rigidity test was developed by Kinney and Yuan (1995) to measure the in-plane rotational stiffness of

originalmente para geomallas con uniones integrales, que no incorpora nuevas geomallas con fibras enredadas o aquellos con juntas formadas usando calor o láser.

Una prueba de rigidez a la torsión fue desarrollada por Kinney y Yuan (1995) para medir la rigidez en el plano de rotación de las geomallas. La prueba pretendía cuantificar el comportamiento de las pruebas de carretera pavimentadas reforzadas con geomalla construidas por el Cuerpo de Ingenieros de la Estación Experimental de Vías Navegables Ejército de EE.UU. Mientras que la prueba se centra en la capacidad de trabazón de la geomalla, no se pudo establecer una relación entre la rigidez a la torsión de la geomalla y el comportamiento de los tramos de carretera reforzados con geomalla. La prueba proporciona una mayor rigidez torsional para las geomallas rígidas que para las geomallas flexibles. Sin embargo, un estudio realizado por el Instituto de Investigación de Texas (TRI 2001) reporta una falta de correlación entre la rigidez torsional y el comportamiento confinado de las geomallas.

El comportamiento de los geosintéticos observado en el laboratorio usando pruebas no confinadas tiene que estar correlacionado con el comportamiento en aplicaciones de campo, que tienen diferentes cargas y condiciones de contorno.

4.2.2. Pruebas Confinadas

Los geosintéticos utilizados para el refuerzo de base están sobre el confinamiento de suelo y sometidos a cargas dinámicas (tráfico). Estas condiciones no se pueden simular mediante pruebas no confinadas monotónicas. El comportamiento del compuesto geosintético-suelo depende no sólo de la macro-estructura y las propiedades de los geosintéticos, sino también de las propiedades del suelo y, lo más importante, de la interacción entre geosintéticos y las partículas del suelo (Han *et al.* 2008). La interacción entre el suelo y los geosintéticos en confinamiento, específicamente las propiedades de tensión-deformación confinadas de los geosintéticos, ha sido el foco de previas investigaciones. La Administración Federal de Carreteras (FHWA) patrocinó un estudio centrado en ensayos de tracción confinados para geosintéticos, llegando a la conclusión de que la respuesta no confinada de geosintéticos es demasiado conservadora y que el confinamiento mejora de forma significativa la respuesta mecánica (Elias *et al.* 1998). Recientemente, se han propuesto una serie de pruebas confinadas, de las cuales seis pruebas se han centrado en la caracterización del comportamiento de geosintéticos utilizados para reforzar los pavimentos flexibles. Estas pruebas incluyen la prueba cíclica placa de carga, ensayos triaxiales cíclicos, prueba de arrancamiento cíclica, prueba de resistencia a la flexión, la prueba modificada del analizador de pavimento, y la prueba de rigidez de arrancamiento.

El ensayo de placa de carga cíclica ha implicado generalmente experimentos de laboratorio a gran escala en las secciones de pavimento reforzado y no reforzado (Al-Qadi *et al.* 1994, Cancelli *et al.* 1996, Haas *et al.* 1988, Miura *et al.* 1990, Perkins 1999). La configuración de la prueba diseñada por Perkins (1999) consistió en un tanque de hormigón armado de 2 m de ancho y 1,5 m de alto (Figura 9). La sección de pavimento modelo se construyó con un geosintético en la interface de la capa de base y las capas de subrasante. La carga se aplicó por un actuador neumático en la forma de un pulso de onda trapezoidal, que genera una presión superficial máxima de 550 kPa en el pavimento. Las respuestas de la fuerza y el desplazamiento se midieron utilizando una célula de carga y ocho LVDTs. TBR que van de 1 a 70 y BCR que van desde 20% a 50% se obtuvieron mediante las pruebas de carga placa cíclicas en secciones que implican refuerzos de geotextil y geomalla (Hsieh y Mao

the geogrids. The test aimed at quantifying the performance of geogrid-reinforced paved road tests constructed by the US Army Corps of Engineers at the Waterways Experiment Station. While the test focuses on the interlocking capacity of the geogrid, a relationship between geogrid torsional rigidity and the performance of geogrid reinforced road sections could not be established. The test provides a higher torsional rigidity for stiff geogrids than for flexible geogrids. However, a study conducted by the Texas Research Institute (TRI 2001) reports a lack of correlation between torsional rigidity and the confinement performance of the geogrids.

The geosynthetic behavior observed in the laboratory from unconfined tests has to be correlated with the performance in field applications, which have different loading and boundary conditions.

4.2.2. Confinated tests

*Geosynthetics used for base reinforcement are under the confinement of soil and subjected to dynamic loading (traffic). These conditions cannot be simulated by monotonic unconfined tests. Geosynthetic-soil confinement depends not only on the macro-structure and properties of geosynthetics but also on the properties of soil and, most importantly, on the interaction between geosynthetics and soil particles (Han *et al.* 2008). The interaction between soil and geosynthetics under confinement, specifically the confined stress-strain properties of the geosynthetics, has been focus of previous research. A Federal Highway Administration (FHWA) sponsored study focusing on existing confined tensile tests for geosynthetics concluded that the unconfined response of geosynthetics is overly conservative and that confinement significantly improves their mechanical response (Elias *et al.* 1998). Recently, a number of confined tests have been proposed, out of which six tests have focused on characterizing the behavior of geosynthetics used to reinforce flexible pavements. These tests include the cyclic plate load test, cyclic triaxial test, cyclic pullout test, bending stiffness test, modified pavement analyzer test, and the pullout stiffness test.*

The cyclic plate load test has generally involved large scale laboratory experiments on reinforced and unrein-

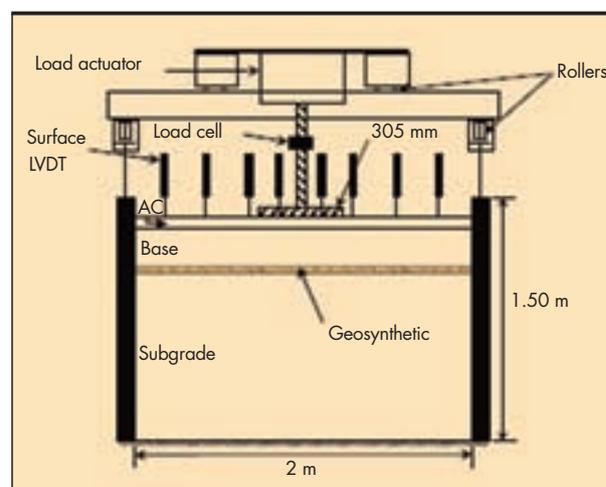


FIGURA 9. Ensayo de placa de carga cíclica (Perkins 1999). / FIGURE 9. Cyclic plate load test (Perkins 1999).

2005). Estas pruebas indicaron el efecto de confinamiento del suelo y la carga dinámica. Sin embargo, las instalaciones en las que la placa de carga cíclica puede llevarse a cabo no están disponibles, lo que limita la aplicación de esta prueba para los estudios de investigación. Además, la prueba de placa de carga cíclica se considera que tienen importantes inconvenientes asociados con los procedimientos de ensayo, exigencias de tiempo, y la simulación apropiada de cargas de las ruedas de rodadura (Han *et al.* 2008).

La prueba triaxial cíclica se ha utilizado para medir la capacidad de los suelos para desarrollar esfuerzos cortantes inducidos por carga cíclica (ASTM D5311 2004). El módulo resiliente, M_r , de los áridos del suelo calculado utilizando esta prueba se ha utilizado específicamente como aportación en el dimensionamiento ME (NCHRP 2000). Esta prueba fue modificada por Perkins *et al.* (2004) para cuantificar el cambio en el módulo elástico y el comportamiento de deformación permanente debido a la adición de geosintéticos a la capa de árido de los pavimentos. Los resultados de ensayos triaxiales cíclicos indican que el uso de refuerzos no afecta al módulo de resiliencia de los áridos, a pesar de que reduce significativamente las deformaciones permanentes del pavimento.

Las pruebas de arrancamiento cíclicos se llevaron a cabo por Cuelho y Perkins (2005) mediante la modificación de la prueba de arrancamiento estándar (ASTM D6706) para parecerse al protocolo de carga utilizado en una prueba triaxial cíclica. Ciclos de carga de corte cíclicos (de 100 a 300) se aplicaron a diferente nivel de confinamiento comenzando con una carga de asentamiento de 51 kPa hasta que se alcanzó la resistencia por arrancamiento. Con base en los resultados de la prueba, se definió el parámetro G_i para describir la interacción de refuerzo-árido bajo cargas cíclicas. Este parámetro se define como:

$$G_i = \frac{\tau_i}{\Delta_i} \quad (9)$$

donde Δ_i es el desplazamiento relativo entre el árido y el refuerzo y τ_i es el esfuerzo de corte aplicado a la interfaz. Las unidades de G_i son kN/m^3 . El parámetro, G_i se supone que se parecen mucho al M_r ya que depende tanto de la carga de corte y el confinamiento. Por lo tanto, la ecuación de tres parámetros para M_r , informada en NCHRP (2001) se modificó y se utilizó para calibrar G_i para una interfaz suelo-geosintético dado, de la siguiente manera:

$$G_i = k_1 \cdot P_a \left(\frac{\sigma_i}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_i}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (10)$$

donde σ_i es la tensión normal en la interfaz, p_a es la presión atmosférica normalizada, P_a es la presión atmosférica por unidad de longitud y k_1 , k_2 y k_3 son parámetros adimensionales. El propósito de esta prueba era proporcionar una propiedad útil para caracterizar la interfaz de los módulos de corte en las simulaciones de elementos finitos realizados para calibrar el enfoque de ME. Sin embargo, los resultados de las pruebas llevadas a cabo en seis geosintéticos indican que las correlaciones entre los valores predichos y medidos fueron erráticos.

La prueba de resistencia a la flexión fue desarrollado por Sprague *et al.* (2004) como un procedimiento de prueba del índice de pequeña escala destinado a predecir el comportamiento de geosintéticos utilizados para el refuerzo de pavimentos. El aparato de ensayo es una versión modificada de la prueba de tensión multi-axial para geomembranas (ASTM D 5617).

Han *et al.* (2008) propusieron un método de ensayo que implica el uso de un analizador de pavimento de asfalto (APA)

forced pavement sections (Al-Qadi *et al.* 1994, Cancelli *et al.* 1996, Haas *et al.* 1988, Miura *et al.* 1990, Perkins 1999). The test setup designed by Perkins (1999) consisted of a 2 m wide and 1.5 m high reinforced concrete tank (Figure 9). The model pavement section was constructed with a geosynthetic at the interface of the base course and subgrade layers. The load was applied by a pneumatic actuator in the form of a trapezoidal wave pulse, which generated a maximum surface pressure of 550 kPa on the pavement. The force and displacement responses were measured using a load cell and eight surface LVDTs. TBRs ranging from 1 to 70 and BCRs ranging from 20% to 50% were obtained using cyclic plate load tests in sections involving geotextile and geogrid reinforcements (Hsieh and Mao 2005). These tests were reported to have successfully demonstrated the effect of soil confinement and dynamic loading. However, facilities in which cyclic plate loading can be conducted are not readily available, thus restricting the application of this test to research studies. In addition, the cyclic plate loading test was considered to have important drawbacks associated with the testing procedures, time demands, and appropriate simulation of rolling wheel loads (Han *et al.* 2008).

The cyclic triaxial test has been used to measure the ability of soils to develop shear stresses induced by cyclic loading (ASTM D5311 2004). The resilient modulus, M_r , of the soil aggregates computed using this test has been specifically used as input in the M-E design (NCHRP 2000). This test was modified by Perkins *et al.* (2004) to quantify the change in resilient modulus and permanent deformation behavior due to the addition of geosynthetics to the aggregate layer of pavements. The results from cyclic triaxial tests indicate that the use of reinforcements does not affect the resilient modulus of the aggregates, although it reduces significantly the pavement permanent deformations.

Cyclic pullout tests were conducted by Cuelho and Perkins (2005) by modifying the standard pullout test (ASTM D6706) to resemble the loading protocol used in a cyclic triaxial test. Cyclic shear load cycles (ranging from 100 to 300) were applied at different confinement level beginning with a seating load of 51 kPa until pullout failure was reached. Based on the test results, a parameter known as geosynthetic-soil resilient interface shear stiffness (G_i) was defined to describe the reinforcement-aggregate interaction under cyclic loads. This parameter is defined as:

$$G_i = \frac{\tau_i}{\Delta_i} \quad (9)$$

where Δ_i is the relative displacement between the aggregate and reinforcement and τ_i is the shear stress applied to the interface. The units of G_i are kN/m^3 . The parameter, G_i was assumed to closely resemble M_r as it depends on both the shear load and confinement. Therefore, the three parameter log-log equations for M_r , reported in NCHRP (2001) was modified and used to calibrate G_i for a given soil-geosynthetic interface, as follows:

$$G_i = k_1 \cdot P_a \left(\frac{\sigma_i}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_i}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (10)$$

where σ_i is the normal stress on the interface, p_a is the normalized atmospheric pressure, P_a is the atmospheric pressure per unit length and k_1 , k_2 and k_3 are dimensionless material. The purpose of this test was to provide a property useful to characterize the interface shear moduli in finite

para evaluar los beneficios del esfuerzo de geosintéticos en la capa de base del pavimento. La APA es un dispositivo de ensayo con una rueda de carga multifuncional utilizado para cuantificar la deformación permanente, agrietamiento por fatiga, y susceptibilidad a la humedad de las mezclas calientes y frías de asfalto. Una caja convencional se modificó con el fin de llevar a cabo la prueba en una capa de base reforzada con geosintéticos. La rueda de carga se mueve hacia adelante y hacia atrás sobre la superficie de la capa base.

Una prueba de rigidez de arrancamiento (PST) fue desarrollada recientemente por Gupta (2009) en la Universidad de Texas, Austin, a fin de cuantificar la interacción suelo-geosintético en pavimentos reforzados. El equipo consiste en una prueba de arrancamiento a gran escala modificada para capturar la rigidez de la interface suelo-geosintético bajo pequeños desplazamientos. Las investigaciones realizadas con el PST han demostrado que las pruebas de arrancamiento monotónicas dirigidas a la caracterización de la interacción suelo-geosintético considerando desplazamientos bajos son prometedoras. A pesar de que estas pruebas de arrancamiento no reprodujeron la naturaleza cíclica de las condiciones de carga de tráfico, simularon los mecanismos de transferencia de la interfaz entre el suelo y los refuerzos geosintéticos que se esperan en el campo.

Se propuso un modelo analítico para predecir las características de carga-deformación confinados de sistemas-geosintéticos suelo en pequeños desplazamientos utilizando los resultados obtenidos a partir de la PST. Este enfoque tiene en cuenta tanto la rigidez confinada (J_c) y la capacidad de los geosintéticos para movilizar cizalla o de enclavamiento (τ_y), que son dos parámetros importantes para el desempeño de las interfaces de geosintéticos. Los dos parámetros se pueden combinar para definir un coeficiente único de interacción suelo-geosintético (K_{SGI}) que caracteriza la interface suelo-refuerzo. Este coeficiente se calcula como:

$$K_{SGI} = 4 \cdot \tau_y \cdot J_c \quad (11)$$

Un programa integral de monitoreo de campo está en marcha para relacionar el comportamiento en el campo de resultados de laboratorio PST para una serie de refuerzos geosintéticos. Mientras que el monitoreo de campo en curso aún está en progreso, una buena correlación se ha obtenido hasta ahora entre el comportamiento en el campo y las características que se determinan a partir de las pruebas de PST. Por lo tanto, un nuevo método de ensayo basado en el comportamiento en forma de una prueba de rigidez de arrancamiento es prometedora como una prueba basada en el desempeño para evaluar el régimen de suelo-geosintético.

Una evaluación global de las diferentes pruebas desarrolladas hasta ahora para pavimentos reforzados con geosintéticos indica que las pruebas no confinadas son simples, económicas y rápidas, a pesar de que no captan los aspectos importantes relacionados con el confinamiento y el tipo de suelo. Además, las pruebas no confinadas han proporcionado sólo las medidas de índice de los mecanismos actuales, que requieren correlaciones posteriores con desempeño en el campo. Cabe señalar que los estudios de campo han llevado a veces a las tendencias de comportamiento que contradice las tendencias obtenidas utilizando las propiedades de las pruebas no confinadas. En consecuencia, y con base en la literatura actual, las pruebas no confinadas se consideran inadecuadas para la evaluación del comportamiento de los pavimentos reforzados con geosintéticos.

Un resumen de los métodos de ensayo confinados desarrollados para la evaluación de pavimentos reforzados con geosintéticos se presenta en la Tabla 1. Las pruebas proporcionan la

element simulations conducted to calibrate the M-E approach. However, pullout test results conducted on six geosynthetics indicated that correlations between the predicted and measured values were erratic.

The bending stiffness test was developed by Sprague et al. (2004) as a small-scale index test procedure aimed at predicting the behavior of geosynthetics used for reinforcement of pavements. The test apparatus is a modified version of the multi-axial tension test for geomembranes (ASTM D 5617).

Han et al. (2008) proposed a test method involving the use of an asphalt pavement analyzer (APA) to evaluate the benefits of geosynthetic-reinforcement in the base course layer of the pavement. The APA is a multifunctional wheel-loaded test device used to quantify permanent deformation, fatigue cracking, and moisture susceptibility of both hot and cold asphalt mixes. A conventional box was modified in order to conduct the test on a geosynthetic-reinforced base course. The loaded wheel is moved back and forth on the surface of base course.

A Pullout Stiffness Test (PST) was recently developed by Gupta (2009) at the University of Texas, Austin in order to quantify the soil-geosynthetic interaction in reinforced pavements. The equipment involves a modified large-scale pullout test modified to capture the stiffness of the soil-geosynthetic interface under small displacements. Research conducted using the PST has shown that monotonic pullout tests aimed at characterizing the soil-geosynthetic interaction under low displacements are promising. Although these pullout tests did not replicate the cyclic nature of traffic load conditions, it simulated the interface transfer mechanisms between soil and geosynthetic reinforcements that are expected in the field.

An analytical model was proposed to predict the confined load-strain characteristics of soil-geosynthetic systems under small displacements using the results obtained from the PST. This approach takes into account both the confined stiffness (J_c) and ability of geosynthetic to mobilize shear or interlock (τ_y), which are two important parameters governing the performance of geosynthetic interfaces. The two parameters can be combined to define a unique coefficient of soil-geosynthetic interaction (K_{SGI}) that characterizes the soil-reinforcement interface. This coefficient is computed as:

$$K_{SGI} = 4 \cdot \tau_y \cdot J_c \quad (11)$$

A comprehensive field monitoring program is under way to relate the field performance to laboratory PST results for a number of geosynthetic reinforcements. While ongoing field monitoring is still in progress, good agreement has been obtained so far between the field performance and the properties defined from PST testing. Thus, a new performance-based test method in the form of a pullout stiffness test is promising as a performance-based test to evaluate the soil-geosynthetic confinement.

An overall assessment of the various tests developed so far for geosynthetic-reinforced pavements indicates that unconfined tests are simple, economical and expeditious, although they do not capture the important aspects associated with confinement and the type of soil. Also, unconfined tests have provided only index measures of the actual mechanisms, requiring subsequent correlations with field performance. It should be noted that field studies sometimes led to performance trends that contradicted the trends obtained using properties from unconfined tests. Accordingly, and

Tipo de ensayo/ Test type	Ensayo de placa de carga cíclica/ Cyclic plate load test	Ensayo triaxial cíclico/ Cyclic triaxial test	Ensayo de arrancamiento cíclico/ Cyclic pullout test	Ensayo de resistencia a la flexión/ Bending stiffness test	Analizador de pavimento de asfalto modificado/ Modified asphalt pavement analyzer	Ensayo de resistencia al arrancamiento/ Pullout stiffness test
Referencias/ References	Perkins (1999)	Perkins et al. (2004)	Cuelho and Perkins (2005)	Sprague et al. (2004)	Han et al. (2008)	Gupta (2009)
Tipo de carga/ Loading type	Cíclico/ Cyclic	Cíclico/ Cyclic	Cíclico/ Cyclic	Cíclico/ Cyclic	Rueda móvil/ Moving wheel	Monótona/ Monotonic
Propiedad de diseño/ Design property	TBR	M_r	G_r	BS	RRR	KSGI
Método de diseño adecuado/ Suitable design method	AASHTO	M-E	M-E	AASHTO	AASHTO	M-E
Facilidad de funcionamiento del ensayo/ Ease of running test	Difícil/ Difficult	Difícil/ Difficult	Moderado/ Moderate	Moderado/ Moderate	Fácil/ Easy	Moderado/ Moderate
Sección de control/ Control section	Si/ Yes	Si/ Yes	No/ No	Si/ Yes	Si/ Yes	No/ No
Repetibilidad de los resultados del ensayo/ Repeatability of test results	-	No/ No	No/ No	No/ No	Si/ Yes	Si/ Yes
Capacidad para distinguir entre varios geosintéticos/ Ability to distinguish among various geosynthetics	-	No/ No	No/ No	No/ No	Si/ Yes	Si/ Yes

TABLA 1. Características de los ensayos confinados. / **TABLE 1.** Features of confined tests.

cuantificación del comportamiento de la interacción suelo-geosintético, a pesar de que son más caras y consumen más tiempo que las pruebas no confinadas. Las pruebas cuantifican el compartimiento del sistema suelo-refuerzo en los términos de desviaciones reducidas (por ejemplo, *TBR*, *BS*, *RRR*) o el aumento de módulo de confinamiento (por ejemplo, M_r , G_r , *KSGI*). Los resultados de las pruebas de confinadas se consideran más apropiados como entrada en los métodos de dimensionamiento, como la AASHTO y enfoques de dimensionamiento ME. Los diversos estudios indican que los sistemas reforzados siempre mejoran con respecto a las secciones de control sin geosintéticos. Sin embargo, también se identificaron inconvenientes en varios de los enfoques de pruebas confinadas propuestas. Específicamente, estas pruebas requieren equipo especializado y, al menos en varios de los métodos propuestos, la variabilidad de los resultados de la prueba fue significativa. En general, los métodos de prueba confinados fueron considerados más representativas y adecuadas para evaluar la mejora de los refuerzos de geosintéticos en pavimentos que los métodos de pruebas no confinadas. Las principales características y ventajas de los diferentes ensayos confinados se resumen en la Tabla 1.

Basándose en esta evaluación, se puede concluir que un método de ensayo razonable debería incluir las siguientes características: (a) capacidad para capturar el mecanismo de restricción lateral; (b) dar parámetros adecuados para el diseño M-E; (c) dar buena repetibilidad en los resultados; (d) utilizar parámetros que diferencien el comportamiento de los distintos geosintéticos; (e) ser sensible en bajos desplazamientos; y (f) ser fácil de llevar a cabo. La aproximación PST fue desarrollada teniendo en cuenta estas características, y parece prometedora para el diseño de pavimentos reforzados con geosintéticos.

5. CONCLUSIONES

Resultados de estudios de campo, de laboratorio y numéricos han demostrado los beneficios del uso de geosintéticos para

based on the current body of literature, unconfined tests are considered inadequate for assessment of the performance of geosynthetic-reinforced pavements.

A summary of the confined test methods developed for the evaluation of geosynthetic-reinforced pavements is presented in Table 1. The tests provide quantification of the soil-geosynthetic interaction behavior, although they are comparatively more expensive and time consuming than unconfined tests. The tests quantify the performance of the soil-reinforcement system in the terms of reduced deflections (e.g. *TBR*, *BS*, *RRR*) or increased confinement modulus (e.g. M_r , G_r , *KSGI*). Results from confined tests are deemed more appropriate as input in design methods such as the AASHTO and M-E design approaches. The various studies indicated that reinforced systems provided improvement over control sections without geosynthetics. However, drawbacks were also identified in several of the proposed confined test approaches. Specifically, these tests require specialized equipment and, at least in several of the proposed methods, the variability of test results was significant. Overall, confined testing approaches were considered more representative and appropriate to assess the improvement of geosynthetic reinforcements in pavements than unconfined testing methods. The main characteristics and relative merits of the various confined tests are summarized in Table 1.

Based on this evaluation, it may be concluded that a reasonable test method should include the following features: (a) ability to capture the mechanism of lateral restraint; (b) provide parameter(s) suitable for M-E design; (c) provide good repeatability of test results; (d) utilize parameter(s) that distinguish between the performance of different geosynthetics; (e) be sensitive under low displacements; and (f) be easy to conduct. The PST approach was developed keeping these features in mind, and it appears promising for design of geosynthetic-reinforced pavements.

mejorar el comportamiento de los pavimentos. Sin embargo, los criterios de selección de geosintéticos a ser utilizados en pavimentos reforzados todavía no están totalmente establecidos. El propósito de este trabajo es resumir la información generada hasta el momento para cuantificar la mejora de geosintéticos utilizados como refuerzo en los proyectos de pavimento flexible.

Investigaciones anteriores han llevado a una razonablemente buena comprensión de los beneficios obtenidos con el uso de geosintéticos en el dimensionamiento de pavimentos, pero, en su mayor parte, sólo desde el punto de vista empírico. Es decir, aunque se han desarrollado métodos para el dimensionamiento de pavimentos flexibles reforzados con geosintéticos, la cuantificación de los mecanismos de refuerzo, la identificación de propiedades que rigen el comportamiento del pavimento y, por último, las directrices de dimensionamiento aceptables no se encuentran todavía disponibles.

En EE.UU. están en marcha investigaciones para desarrollar modelos de dimensionamiento en consonancia con la AASHTO. Las relaciones de TBR y BCR se han utilizado en la metodología AASHTO pero son limitadas debido a que los enfoques son específicos para los productos y condiciones de ensayo bajo las cuales estas relaciones han sido calibradas. Por lo tanto, los métodos ME se consideran más genéricos y, en consecuencia, más prometedores como marco para incorporar el uso de geosintéticos en el dimensionamiento de pavimentos. Sin embargo, debido a la naturaleza compleja de los pavimentos flexibles, la investigación para identificar y cuantificar las propiedades de ejercicio de pavimentos reforzados y su incorporación en métodos de dimensionamiento ME están todavía en curso.

La literatura disponible en relación a resultados del pruebas de campo y de laboratorio son concluyentes en que las propiedades mecánicas de los geosintéticos utilizados para pavimento se mejoran bajo el confinamiento proporcionado por el suelo. Secciones de pavimentos en pruebas de campo mostraron un mejor comportamiento en secciones reforzadas en relación al comportamiento de secciones no reforzadas en términos de reducción de deflexiones superficiales. En general, la evidencia experimental disponible indica que la mejora del comportamiento de los pavimentos reforzados con geosintéticos se puede atribuir a mecanismos de restricción lateral. Se han hecho intentos para cuantificar la restricción lateral en términos de la propiedad de rigidez de cortante de la interfaz del sistema suelo-geosintético.

Una serie de pruebas de laboratorio confinadas se han desarrollado recientemente con el objetivo de cuantificar la rigidez al corte de la interfaz de sistema suelo-geosintético. Varias de estas pruebas han aplicado cargas cíclicas para el sistema suelo-geosintético en un intento de simular la naturaleza dinámica de la carga de tráfico inducida. Sin embargo, probablemente debido al hecho de que las mediciones son sensibles a pequeños cambios en los desplazamientos, los métodos actualmente disponibles han resultado en una dispersión significativa en los resultados. Consecuentemente, una investigación en curso se centra en pruebas confinadas considerando desplazamientos bajos. Estas pruebas cuantifican la rigidez de arrancamiento sobre cargas monótonas, y parecen prometedoras para cuantificar los mecanismos pertinentes para el dimensionamiento de pavimentos reforzados.

En general, se puede concluir que avances significativos se han hecho en el área de refuerzo de pavimentos utilizando geosintéticos. Mientras que el estado de la práctica está mejorando rápidamente, todavía se necesitan más investigaciones para proporcionar una mejor base teórica a los enfoques de dimensionamiento empíricos disponibles en la actualidad.

5. CONCLUSIONS

The results of field, laboratory and numerical studies have demonstrated the benefits of using geosynthetics to improve the performance of pavements. However, selection criteria for geosynthetics to be used in reinforced pavements are not well established yet. The purpose of this paper was to summarize information generated so far to quantify the improvement of geosynthetics when used as reinforcement inclusions in flexible pavement projects.

Previous research has led to a reasonably good understanding of the benefits achieved with the use of geosynthetics in pavement design but, for the most part, only from the empirical point of view. That is, while methods have been developed for designing geosynthetic-reinforced flexible pavements, quantification of the reinforcement mechanisms, identification of properties governing the pavement performance and, ultimately, acceptable design guidelines are yet unavailable.

Efforts are currently under way in the US to develop design models consistent with the AASHTO and M-E approaches. The TBR and BCR ratios have been used in the AASHTO approach but are limited because the approaches are specific to the products and test conditions under which these ratios have been calibrated. Thus, M-E methods are considered more generic and, consequently, more promising as framework to incorporate the use of geosynthetics in current pavement design. However, due to the complex nature of flexible pavements, research to identify and quantify the properties governing the performance of reinforced pavements and its incorporation into M-E design is still under way.

The available literature involving field and laboratory test results is conclusive in that the mechanical properties of the geosynthetics used for pavement applications are improved under the confinement provided by the soil. Field test sections showed improved performance in the reinforced sections over the unreinforced sections in terms of reduced surface deflections. Overall, available experimental evidence indicates that the improved performance of geosynthetic-reinforced pavements can be attributed to lateral restraint mechanisms. Attempts have been made to quantify the lateral restraint in terms of the interface shear stiffness property of the soil-geosynthetic system.

A number of confined laboratory tests have been recently developed with the objective of quantifying the interface shear stiffness of the soil-geosynthetic system. Several of these tests have applied cyclic loads to the soil-geosynthetic system in an attempt to simulate the dynamic nature of traffic-induced loading. However, probably due to the fact that measurements are sensitive to small changes in displacements, currently available methods have resulted in significant scatter in test results. This has compromised the repeatability of the approaches and has made it difficult to differentiate the performance among different geosynthetics. Ongoing research focusing on confined testing under low displacements using monotonic loading pullout stiffness test appears promising to quantify relevant mechanisms in pavement reinforcement design.

Overall, it may be concluded that significant advances have been made in the area of geosynthetic reinforcement of pavements. While the state of practice is rapidly improving, further research is still needed to provide a better theoretical basis to the currently available empirical design approaches.

6. REFERENCIAS / 6. REFERENCES

- Al-Qadi, I.L., Brandon, T.L., Valentine, R.J., Lacina, B.A. and Smith, T.E. 1994. Laboratory evaluation of geosynthetic-reinforced pavement sections. *Transportation Research Record*, Volume 1439, pp. 647-662.
- Al-Qadi, I.L. 2006. Pavement interlayer system mechanisms: separation reinforcement and reflective cracking control. Lecture, Chinese Soc. of Pavement Engineering, Taipei, Taiwan, June 2, 2006.
- Al-Qadi, I.L., Dessouky, S.H., Kwon J. and Tutumluer, E. 2008. Geogrids in flexible pavements: validated mechanisms. *Journal of the Transportation Research Board*, No. 2045, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2008. pp. 102-109.
- American Association of State Highway and Transportation Officials 1993. AASHTO Guide for design of pavement structures. Washington, DC, USA.
- Anderson, P. and Killeavy, M. 1989. Geotextiles and Geogrids: cost effective alternate materials for pavement design and construction. Proc. of *Geosynthetics '89*, IFAI, Vol. 2, Sand Diego, USA, pp. 353-360.
- Barker, W.R. 1987. Open-Graded based for airfield pavements. Technical report GL-87-16, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA, 76p.
- Barksdale, R.D., Brown, S.F. and Chan, F. 1989. Potential benefits of geosynthetics in flexible pavement system. National Cooperative Highway Research Program, Report No. 315, Transportation Research Board, Nation Research Council, Washington, DC.
- Bay, J.A., and Stokoe, K.H. 1998. Development of a Rolling Dynamic Deflectometer for continuous deflection measurements of pavements. Center of Transportation Research, Report 1422-3F, Univ. of Texas, Austin, TX.
- Bender, D.A. and Barnberg, E.J. 1978. Design of soil-fabric-aggregate systems. *Transportation Research Record 671*, pp. 64-75.
- Benjamin, C.V.S., Bueno, B., Zornberg, J.G. 2007. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil retaining walls. *Geosynthetics International*, April, Vol. 14, No. 1.
- Berg, R.R., Christopher, B.R. and Perkins, S.W. 2000. Geosynthetic reinforcement of the aggregate base/subbase courses of flexible pavement structures-GMA white paper II. Geosynthetic Materials Association, Roseville, MN, USA, 176p.
- Bray, J.D. and Merry, S.M. 1999. A comparison of the response of geosynthetics in the multi-axial and uniaxial test devices. *Geosynthetics International*, Vol.6, No. 1, pp. 19-40.
- Brown, S.F., Jones, C.P.D. and Brodrick, B.V. 1982. Use of Non-Woven fabrics in permanent road pavements. Proc. of the *Institution of Civil Engineers*, part 2, Vol. 73, pp. 541-563.
- Bueno, B.S., Benjamim, C.V., and Zornberg, J.G. 2005. Field performance of a full-scale retaining wall reinforced with non-woven geotextiles. Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions, ASCE GSP No. 140, January 2005, Austin, Texas (CD-ROM).
- Cancelli, A., Montanelli, F., Rimoldi, P. and Zhao, A. 1996. Full scale laboratory testing on Geosynthetic-reinforced paved roads. Earth Reinforcement, Proc. of the Intl. Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, November 1996, pp. 573-578.
- Collin, J.G., Kinney, T.C. and Fu, X. 1996. Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses. *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 4, pp. 537-549.
- Cuelho, E.L. and Perkins, S.W. 2005. Resilient interface shear modulus from short-strip cyclic pullout tests. GSP-140, Slopes and retaining structures under seismic and static conditions, Geofrontiers, Austin, TX.
- Dougan, Charles 2007. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: project level pavement management. Lecture Session 1a: PMS to support New MEPDG Norfolk, VA, May 7, 2007.
- Elias, V., Zehong, Y., Swan, R.H. and Bachus, R.C. 1998. Development of protocols for confined extension and creep testing of geosynthetics for highway applications. FHWA-RD-97-143, Final report, 201 p.
- Giroud, J.P., Ah-Line, C., and Bonaparte, R. 1984. Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. Polymer Grid Reinforcement, A conference sponsored by SERC and Netlon, Ltd., Thomas Telford, London, England, pp. 116-127.
- Giroud, J.P. and Noiray, L. 1981. Geotextile-reinforced unpaved roads. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Soc. of Civil Engineers, Vol. 107, No GT9, pp. 1233-1254.
- Gupta, R. 2009. A study of geosynthetic reinforced flexible pavement system. Ph.D. Dissertation, Univ. of Texas at Austin, Texas, USA.
- Halliday, A.R. and Potter, J.F. 1984. The performance of a flexible pavement constructed on a strong fabric. Transport and Road Research Laboratory, Report 1123, Crowthorne, Berkshire, UK, 15p.
- Han, J., Zhang, Y., and Parsons, R.L. 2008. Development of a performance-based laboratory test method for evaluating geosynthetic-soil confinement. Geosynthetics Committee (AFS70) TRB 2008 Annual meeting, Washington DC.
- Haas R., Walls, J. and Carroll, R.G. 1988. Geogrid reinforcement of granular bases in flexible pavements. *Transportation Research Record 1188*, Washington DC, pp. 19-27.
- Holtz, R.D, Christopher, B.R. and Berg, R.R. 1998. Geosynthetic design and construction guidelines. Federal Highway Administration, Washington, DC, FHWA-HI-98-038, 460 p.
- Hsieh, C. and Mao, L. 2005. A bench-scale performance test for evaluation of the geosynthetic reinforcement effects on granular base courses. GRI-18 Geosynthetics Research and Development in Progress, Geofrontiers, Austin, TX.
- Kinney, T.C. and Yuan, X. 1995. Geogrid aperture rigidity by in-plane rotation. Proc. of Geosynthetics 1995, pp 525-537.
- Kupec, J. and McGown, A. 2004. The load-strain behavior of biaxial geogrids. Proc. of 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, Seoul, South Korea, pp. 349-356.
- McGown, A., Kupec, J. Heerten, G. and Maubeuge K. von. 2005. Testing biaxial geogrids for specification and design purposes. *GRI-18 Geosynthetics research and development in progress*, ASCE, Austin, Texas.
- Miura, N., Sakai, A., Taesiri, Y., Yamanouchi, T. and Yasuhara, K. 1990. Polymer grid reinforced pavement on soft clay grounds. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, No. 1, pp. 99-123.

- Moghaddas-Nejad, F. and Small, J.C. 1996. Effect of geogrid reinforcement in model track tests on pavements. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 122, No. 6, pp. 468-474.
- Muench, S. 2006. <http://pavementinteractive.org/>
- NCHRP 2004. NCHRP Project 1-37A, Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structure. Washington, D.C.
- NCHRP 2000. NCHRP Project 1-28A, Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design, Volume 1. Unbound Granular Material, 198p.
- Olidis, C. and Hein, D. 2004. Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures: Material Characterization. Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Quebec City, Quebec.
- Perkins, S.W. and Ismeik, M. 1997a. A Synthesis and Evaluation of Geosynthetic-reinforced Base Course Layers in Flexible Pavements: Part I Experimental Work. *Geosynthetics International*, Vol. 4, No. 6, pp. 549-604.
- Perkins, S.W. and Ismeik, M. 1997b. A Synthesis and Evaluation of Geosynthetic-reinforced Base Course Layers in Flexible Pavements: Part II Analytical Work. *Geosynthetics International*, Vol. 4, No. 6, pp. 605-621.
- Perkins, S.W. 1999. Mechanical Response of Geosynthetic-Reinforced Flexible pavements. *Geosynthetics International*, Vol. 6, No. 5, pp. 347-382.
- Perkins, S.W. 2002. Evaluation of geosynthetic-reinforced flexible pavement systems using two pavement test facilities. Final report, FHWA/MT-02-008/20040, Federal Highway Administration, Washington DC, 120p.
- Perkins, S.W. and Cortez, E.R. 2005. Evaluation of base-reinforced pavements using a heavy vehicle simulator. *Geosynthetic International*, Vol. 12, No.2, pp. 86-98.
- Reck, N.C. 2009. Mechanistic empirical design of geogrid reinforced paved flexible pavements. Jubilee symposium on Polymer Grid Reinforcement, Institute of Civil Engineers, London, England.
- Shukla, S.K. 2002. Geosynthetics and their application. 1st edition, Thomas Telford Ltd., 425 p.
- Sprague, C.J, Lothspeich, S., Chuck, F., and Goodman, R. 2004. Geogrid reinforcement of road base aggregate-measuring the confinement benefit. Proc. of Geo-Trans 2004 Conference, Los Angeles, 2004, 996 -1005.
- TRI 2001. In-plane rotational stiffness: Is this a relevant property for base reinforcement of geosynthetics? Internal report available at www.tri-env.com.
- Watts, G.R.A., and Blackman, D.I. 2009. Pavement trafficking trials. Jubilee symposium on Polymer Grid Reinforcement, Institute of Civil Engineers, London, England.
- Webster, S.L. 1993. Geogrid reinforced base courses for flexible pavements for light aircraft, test section construction, behavior under traffic, laboratory tests, and design criteria. Technical report GL-93-6, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, USA, 86p.
- WDOT 2007. Design Parameters for flexible pavements http://training.ce.washington.edu/wsdot/modulues/04_design_parameters
- Yoder, E.J., and Witczak, M.W. 1975. Principles of pavement design, 2nd edition, John Wiley and Sons, 711p.
- Yuan, Z. 2005. Theoretical analysis of bending stiffness test on geosynthetic-reinforced base layer. Proc. of NAGS/GRI-19 Cooperative Conference, Dec.14-16, Las Vegas, Nevada, 2005.
- Zornberg, J.G. and Gupta, R. (2009). "Reinforcement of Pavements over Expansive Clay Subgrades." Proc. of the *Seventeenth Int. Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, 5-9 October, pp. 765- 768.
- Zornberg, J.G., and Gupta, R. (2010). "Geosynthetics in Pavements: North American Contributions." Theme Speaker Lecture, Proceedings of the *9th Int. Conference on Geosynthetics*, Guarujá, Brazil, May, Vol. 1, pp. 379-400.



¿superficie imposible?

TECROC VERDE

La solución 100% efectiva para revegetación de superficies de hormigón o rocosas.

projar

www.projar.es

Geosintéticos: una importante disciplina con grandes logros en el pasado y emocionantes retos para un brillante futuro

Geosynthetics: a remarkable discipline with great achievements in the past and exciting challenges for a bright future

JEAN PIERRE GIROUD (*)

RESUMEN Este trabajo presenta los diversos logros y futuros retos de la disciplina de los geosintéticos. Se muestra que uno de sus principales logros de los geosintéticos es haberse introducido en muchas de las ramas de la ingeniería geotécnica, de modo que ahora es prácticamente imposible aplicar la ingeniería sin estos materiales. Se presentan los dos principales retos: Educación y Tecnología. En relación con esta última, se recomienda que los investigadores se centren en los comportamientos que no son tradicionalmente considerados en la ingeniería geotécnica, para utilizar los geosintéticos con sus máximas posibilidades.

ABSTRACT *This paper presents achievements of the geosynthetics discipline and challenges facing the discipline. The paper shows that one of the main achievements of geosynthetics is that they have pervaded most branches of geotechnical engineering to the point where it is almost impossible to practice geotechnical engineering without geosynthetics. Then, the paper addresses the challenges facing the geosynthetics discipline. Two major types of challenges are identified: education challenges and technical challenges. Regarding technical challenges, it is recommended that researchers focus on behaviors that are not traditionally considered in geotechnical engineering in order to use geosynthetics to their full potential. Note: This is a significantly expanded version of the keynote paper presented at the 2008 GeoAmericas Conference.*

Palabras clave: Geosintéticos, Ingeniería, Disciplina, Historia, Investigación, Educación.

Keywords: Geosynthetics, Engineering, Discipline, History, Research, Education.

1. DESARROLLO DE LA DISCIPLINA DE LOS GEOSINTÉTICOS

La disciplina de los geosintéticos se ha desarrollado en torno a una familia de productos, los geosintéticos. Esta familia está formada por geotextiles, geomembranas, geomallas, geomantas, georedes, geocompuestos (tales como geocompuestos bentoníticos y de drenaje), geoceldas, geocontenedores, geoestructuras y geoespumas, entre otros. Cada uno de estos componentes tiene diversas propiedades: algunos transportan líquidos o gases, otros son resistentes y pueden soportar o reforzar suelos, algunos pueden retener partículas de suelo,

1. THE DEVELOPMENT OF THE GEOSYNTHETICS DISCIPLINE

The geosynthetics discipline has been developed around a family of products, the geosynthetics. This family includes various types of geosynthetics: geotextiles, geomembranes, geogrids, geomats, geonets, geocomposites (including bentonitic geocomposites and drainage geocomposites), geocells, geomattresses, geocontainers, geofoam, etc. These various types of geosynthetics have a variety of properties. Some geosynthetics can convey liquid and gas, some are strong and can carry loads or reinforce soils, some can re-

(*) Ph.D. en ingeniería geotécnica (University de Grenoble). Ingeniero consultor JP GIROUD, INC. E-mail:jpg@jpggiroud.com

otros son casi impermeables y pueden retener líquidos o gases, etc. Muchos geosintéticos tienen más de una propiedad clave, por ejemplo resistencia y permeabilidad, o impermeabilidad y alta fricción entre capas. Se ha desarrollado un conjunto completo de ensayos para evaluar estas propiedades, incluyendo ensayos físicos, hidráulicos, mecánicos y de evaluación de su durabilidad.

Teniendo tal variedad de propiedades, los geosintéticos pueden desarrollar una diversidad de funciones. Cuatro de estas funciones fueron inicialmente prescritas para los geotextiles: transporte de fluidos, filtración, separación y refuerzo. Actualmente pueden desarrollar más funciones, así las geomembranas y los compuestos bentoníticos actúan como barrera de fluidos. Además, existen otras funciones menos evidentes pero que tienen un creciente interés a medida que los usos de los geosintéticos se hacen más específicos. Por ejemplo: geotextiles utilizados en pavimentos para evitar la reflexión de grietas, colchones de geotextiles para proteger geomembranas, geomembranas o geotextiles para aumentar o disminuir la fricción entre dos materiales, geomantas para controlar la erosión a través del micro-confinamiento de partículas de suelo, y geoceldas o geocontenedores para confinar suelos o desechos.

Puesto que los geosintéticos llevan a cabo varias funciones, pueden ser utilizados en diversas aplicaciones. Cabe señalar que para una cierta aplicación un geosintético puede desarrollar varias funciones puesto que puede tener más de una propiedad clave. Esta consideración es necesario tenerla en cuenta cuando se diseñan estructuras que utilizan geosintéticos. Es esencial, para un diseño correcto, identificar claramente todas las funciones que un geosintético puede desarrollar en una aplicación. Diseñar para una sola función puede ser incorrecto.

Hasta la fecha, se han utilizado más de 20 billones de m² de geosintéticos, que se han empleado en millones de proyectos. Estos proyectos han sido posibles gracias a que se dispone de métodos de diseño especialmente desarrollados para la aplicación de los geosintéticos en ingeniería, como resultado de exhaustivos estudios e investigación llevados a cabo en los últimos 40 años. Una serie de proyectos típicos se ilustran en las Figuras 1 a 11.

tain soil particles, some are quasi-impermeable and can retain liquid and gas, etc. Many geosynthetics have several key properties, for example strength and permeability, or impermeability and high interface shear strength. A comprehensive set of tests has been developed to evaluate the properties of geosynthetics. These tests include physical tests, hydraulic tests, mechanical tests, and tests to evaluate durability.

Having a variety of properties, geosynthetics can perform a variety of functions. Four (now classical) functions were first identified for geotextiles: fluid transmission, filtration, separation and reinforcement. Today, it is known that geosynthetics can perform more functions. Thus, geomembranes and bentonite geocomposites act as fluid barriers. Furthermore, there are other functions that may be less obvious but have a growing importance as uses of geosynthetics become more sophisticated. For example, functions other than the five functions mentioned above are performed in the following applications: geotextiles used in road pavements against reflective cracking; geotextile cushions used to protect geomembranes; geomembranes or geotextiles used to decrease or increase friction between two materials; geomats used to provide erosion control through micro-confinement of soil particles; and geocells or geocontainers used to confine soil or waste.

Since geosynthetics perform a variety of functions, they can be used in a variety of applications. It should be noted that, in a given application, a given geosynthetic may perform several functions since it may have more than one key property. This consideration is important when designing structures incorporating geosynthetics. Clearly identifying all functions that a geosynthetic can perform in an application is essential for proper design. Designing for only one function may be incorrect.

To date, more than 20 billion square meters of geosynthetics have been used in several million projects. These projects were made possible because design methods specially developed for geosynthetics engineering are available as a result of extensive research studies in the past four decades.



FIGURA 1. Presa de hormigón rehabilitada con geosintéticos. /
FIGURE 1. Concrete dam rehabilitated using geosynthetics.



FIGURA 2. Balsa de riego impermeabilizada con una geomembrana. / **FIGURE 2.** Irrigation reservoir lined with geomembrane.

Un buen diseño y una buena investigación deben complementarse con unos buenos materiales y una buena construcción. Las aplicaciones de los geosintéticos han sido satisfactoriamente implementadas en las obras debido a que en el campo de los geosintéticos se han desarrollado estrictos procedimientos para conseguir una buena calidad de los materiales y de la construcción.

La calidad de los materiales esta inicialmente soportada por el control de calidad de los fabricantes, así como por exhaustivas especificaciones y métodos de ensayo. Desde este punto de vista, la colaboración internacional entre varias organizaciones juega un papel clave. La calidad de los materiales se tiene en cuenta en el diseño no solo a través de las propiedades de los materiales como se especifica y se mide en los ensayos de las normas, sino también a través de la cuantificación del efecto del tiempo utilizando factores de reducción (por ejemplo, para la durabilidad o la fluencia) y a través de la cuantificación del daño potencial durante la construcción. Los ensayos para evaluar el daño potencial durante la instalación en obra son cada vez más frecuentes.

La calidad de la construcción se ha beneficiado por el desarrollo desde 1980 del concepto de aseguramiento de la calidad, en particular para la instalación de geomembranas. Además se ha desarrollado equipamiento para el control de calidad en obra (por ejemplo, la técnica de detección de fuga eléctrica y equipos basados en la electrónica y la fibra óptica para controlar el refuerzo).

Los ingenieros geotécnicos han jugado un papel fundamental en el desarrollo de diseño, ensayos y métodos constructivos para los geosintéticos. Claramente, los ingenieros geotécnicos se han encargado del desarrollo del conocimiento de los geosintéticos. Al mismo tiempo, los geosintéticos han tenido un impacto significativo en la ingeniería geotécnica.

Good design and good research must be complemented by good materials and good construction. Geosynthetics applications are successfully implemented in the field because the geosynthetics discipline has developed strict procedures to address both the quality of materials and the quality of construction.

The quality of materials is first addressed by manufacturing quality control. The quality of materials is also addressed by comprehensive specifications and standard test methods. From this viewpoint, international cooperation between various organizations plays a key role. The quality of materials is accounted for in design not only through the properties of materials as specified and as measured in standard tests, but also through the quantification of the effect of time using reduction factors (for example, for durability or creep) and through the quantification of potential damage during construction. Field tests for evaluating potential construction damage are becoming more and more frequent.

The quality of construction has benefited from the development in the 1980s of the concept and codification of construction quality assurance, in particular for geomembrane installation. In addition, equipment for monitoring construction quality has been developed (for example, the electric leak detection technique, and equipment based on electronics and fiber optics for monitoring reinforcement).

Geotechnical engineers have played a key role in developing design, testing and construction methods for geosynthetics. Clearly, geotechnical engineers have been instrumental in the development of the geosynthetics discipline. At the same time, geosynthetics have had a significant impact on geotechnical engineering.

2, IMPACTO DE LOS GEOSINTÉTICOS EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Los geosintéticos se utilizan en la ingeniería geotécnica por una razón fundamental: son bidimensionales. Los materiales bidimensionales son necesarios en ingeniería geotécnica por las siguientes razones: (1) las estructuras geotécnicas se construyen con materiales formados por partículas (los suelos), cuyas propiedades están obviamente complementadas por aquellos materiales bidimensionales (por ejemplo, la integridad de capas de suelo puede verse interrumpida por erosión, asentamientos y terremotos, mientras los geosintéticos permanecen continuos); (2) las estructuras geotécnicas son masas tridimensionales típicamente construidas en capas horizontales entre las cuales materiales bidimensionales pueden desarrollar funciones útiles, o dichas estructuras son grandes masas tridimensionales que necesitan ser confinadas, protegidas o soportadas usando materiales bidimensionales. Más aún, es sabido que las estructuras de toda clase se optimizan cuando son construidas con elementos de una menor dimensión. Así, una pieza de tela (bidimensional) se construye con hilos (unidimensional); y el ejemplo más famoso es la extraordinariamente ligera Torre Eiffel, una estructura tridimensional construida con elementos unidimensionales. Por lo tanto, construir estructuras geotécnicas (tridimensionales) usando geosintéticos (bidimensionales) que están hechas con hilos o tiras (unidimensionales) es el enfoque óptimo. En la naturaleza no hay materiales bidimensionales y la humanidad ha tenido que esperar hasta la aparición de los geosintéticos para construir racionalmente con el más común de los materiales, el suelo.

La gran variedad de aplicaciones de los geosintéticos demuestra que hoy es casi imposible aplicar la ingeniería geotécnica sin utilizar estos materiales. Esto supone un gran cambio desde 1970 cuando los geotextiles y las geomembranas no eran considerados importantes. Supone un gran cambio desde el tiempo en que muchos ingenieros geotécnicos no se dignaban a hablar con los fabricantes porque habían sido formados en la creencia de que el único proveedor de materiales geotécnicos era Dios. Irónicamente, hoy en día, algunos ingenieros geotécnicos esperan que los geosintéticos hagan milagros.

2. IMPACT OF GEOSYNTHETICS ON GEOTECHNICAL ENGINEERING

Geosynthetics are used in geotechnical engineering for a fundamental reason: they are two-dimensional. There is a need for two-dimensional materials in geotechnical engineering for the following reasons: (1) Geotechnical structures are built with particulate materials (the soils), whose properties are obviously complemented by those of two-dimensional materials (e.g. the integrity of soil layers can be disrupted by erosion, settlements, and earthquakes, while a geosynthetic remains continuous); (2) Geotechnical structures are three-dimensional masses typically constructed in horizontal layers between which two-dimensional materials can perform useful functions, or they are large three-dimensional masses that need to be lined, protected or supported using two-dimensional materials. Furthermore, it is known that structures of all kinds are optimized when they are constructed with elements of a lower dimension. Thus, a piece of cloth (two-dimensional) is constructed with yarns (one-dimensional); and the most famous example is the remarkably light Eiffel Tower, a three-dimensional structure constructed with one-dimensional elements. Therefore, constructing geotechnical structures (three-dimensional) using geosynthetics (two-dimensional) which are made with yarns or ribs (one-dimensional) is an optimum approach. There is no two-dimensional material in nature and mankind had to wait until the advent of geosynthetics to construct rationally with the most common material, soil.

The wide variety of applications of geosynthetics demonstrates that, today, it is almost impossible to practice geotechnical engineering without using geosynthetics. This is quite a change from the 1970s when geotextiles and geomembranes were not taken seriously. This is quite a change from a time when many geotechnical engineers would not condescend to talk to manufacturers because they had been trained to consider that the only supplier of geotechnical materials was God. Ironically, today, some geotechnical engineers expect geosynthetics to make miracles!



FIGURA 3. Canal revestido con una geomembrana y un geotextil. /

FIGURE 3. Canal lined with geomembrane and geotextile.



FIGURA 4. Muro verde reforzado con geomalla utilizado como estribo de un puente. /
FIGURE 4. Geogrid reinforced green wall used as bridge abutment.

A pesar de su éxito, los geosintéticos no compiten con la ingeniería geotécnica. En efecto, en muchas estructuras en las que se incorporan geosintéticos, el volumen de éstos es menor del 1 % del volumen de suelo utilizado en la estructura.

Claramente, en la ingeniería geosintética, el suelo es más usado que los geosintéticos. Sin embargo, en algunas aplicaciones, los geosintéticos reemplazan capas de suelo, o hacen posible utilizar capas más finas de suelo, por lo tanto, disminuyen la cantidad de suelo utilizado en esas aplicaciones. Por otra parte, los geosintéticos hacen posible reemplazar algunas estructuras de hormigón convencional (por ejemplo muros de contención de hormigón) por estructuras de suelo, incrementando por tanto el uso de suelo. También, gracias a los geosintéticos, algunas clases de suelo consideradas no aptas para la construcción, pueden ahora utilizarse, lo cual tiende también a incrementar el uso del suelo.

La conclusión del planteamiento anterior es que incluso cuando los geosintéticos son ampliamente utilizados, el suelo también lo es. Por lo tanto cuando se utilizan los geosintéticos, la ingeniería geotécnica es indispensable y los ingenieros geotécnicos deberían dar una buena acogida a estos materiales. Sin embargo, algunos ingenieros geotécnicos son reacios a utilizar geosintéticos. Esta actitud es debida a la falta de conocimiento de estos materiales. El trabajo de los ingenieros geotécnicos es más emocionante cuando se utilizan geosintéticos, ya que éstos abren muchas posibilidades debido a la variedad de sus propiedades, funciones y aplicaciones. También, se necesitan ingenieros geotécnicos altamente cualificados, ya que los geosintéticos a menudo ofrecen soluciones innovadoras a los problemas geotécnicos. Pero algunos ingenieros geotécnicos son conservadores y temerosos de las soluciones innovadoras.

Estos ingenieros deberían en primer lugar ser temerosos de la ingeniería geotécnica. De hecho, la ingeniería geotécnica ha sido muy innovadora a lo largo de los años. Ha sido una disciplina muy exitosa gracias a innovaciones tales como: cimentaciones profundas, anclajes, técnicas para mejorar el suelo, muros pantalla, hormigón compactado con rodillos, refuerzo de suelo con acero, etc.

In spite of their success, geosynthetics are not in competition with geotechnical engineering. In fact, in most structures incorporating geosynthetics, the volume of the geosynthetics is less than 1% of the volume of soil used in the structure.

Clearly, in geosynthetics engineering, soils are used more than geosynthetics. However, in some applications, geosynthetics replace soil layers or make it possible to use thinner soil layers, thereby decreasing the amount of soil used in those applications. On the other hand, geosynthetics make it possible to replace some conventional concrete structures (e.g. concrete retaining walls) by soil structures, thereby globally increasing the use of soil. Also, thanks to geosynthetics, types of soils generally considered inadequate for construction can now be used, which tends to increase the use of soil.

The conclusion of the above discussion is that, even when geosynthetics are extensively used, soils also are extensively used. Therefore, geotechnical engineering is indispensable when geosynthetics are used, and geotechnical engineers should welcome the use of geosynthetics. However, some geotechnical engineers are reluctant to use geosynthetics. This attitude results from lack of knowledge on geosynthetics. The work of geotechnical engineers is more exciting with geosynthetics, as geosynthetics open up many possibilities because of the variety of their properties, functions and applications. Also, the geosynthetics discipline needs highly-qualified geotechnical engineers, because geosynthetics often lead to innovative solutions of geotechnical problems. But, some geotechnical engineers are conservative and afraid of innovative solutions.

The geotechnical engineers who are afraid of innovative solutions should be afraid of geotechnical engineering in the first place. Indeed, over the years, geotechnical engineering has been very innovative. It has been a successful discipline thanks to innovations, such as: deep foundations, anchorage devices, soil improvement techniques, slurry walls, roller-compacted concrete, steel-reinforced soil, etc.



FIGURA 5. Vertedero tras un terraplén reforzado con un geosintético. /
FIGURE 5. Landfill behind geosynthetic-reinforced embankment.

3. LA DISCIPLINA GEOSINTÉTICA Y SUS BASES FUNDAMENTALES, LA VARIEDAD DE GEOSINTÉTICOS

Ninguna de las innovaciones de la Ingeniería geotécnica mencionadas anteriormente ha alcanzado el estatus de disciplina. Por el contrario, es justificado referirse a la disciplina geosintética, porque, a diferencia de otras innovaciones, los geosintéticos están presentes en muchas ramas de la ingeniería geotécnica.

Los geosintéticos se han introducido en la mayoría de las ramas de la ingeniería geotécnica debido a su amplia variedad. Esto no parecería una razón importante, ya que hay también una gran variedad de suelos. De hecho, hay una gran variedad de suelos, desde arcilla hasta rocas, desde suelos de muy finos a muy granulares. La frase “de suelo a roca”, implica que los suelos pueden clasificarse por el tamaño de sus partículas. Incluso aunque una completa clasificación de suelos involucra otros criterios, es cierto que el tamaño de las partículas desde hace tiempo, es el criterio más importante en la clasificación de suelos; y la frase “de suelo a roca” incluye todos los tipos de suelo y adecuadamente describe su variedad.

No existe una frase similar para los geosintéticos. No tienen sentido decir: “hay una variedad de geosintéticos desde un cierto tipo a otro tipo”. Por ejemplo, la frase: “de geotextiles a geomembranas” no significa nada. Esto es porque la variedad de geosintéticos no puede describirse por un solo criterio. Mientras que la variedad de suelos puede describirse por un solo criterio (el tamaño de las partículas), se requieren varios criterios para describir la variedad de geosintéticos.

Los criterios que definen la variedad de geosintéticos son: primero la dimensión, con geosintéticos unidimensionales (hilo, tira), geosintéticos bidimensionales (geotextiles, geomembranas, y otros) y geotextiles tridimensionales (geoceldas, geoespuma); el segundo, la estructura, con estructuras abiertas (geomallas, georedes, geoceldas), estructuras cerradas (geomembranas, tiras), y estructuras intermedias (geotextiles); y el tercero, la dirección, con geosintéticos unidireccionales (hilos, tiras), geosintéticos bidireccionales (geotextiles tejidos, geomallas biaxiales), geosintéticos tridimensionales (geoceldas, nuevas geomallas) y geosintéticos multidireccionales (geotextiles no tejidos, geomembranas).

3. THE GEOSYNTHETICS DISCIPLINE AND ITS FUNDAMENTAL BASIS, THE VARIETY OF GEOSYNTHETICS

None of the geotechnical engineering innovations mentioned above has reached the status of a discipline. In contrast, it is justified to refer to the geosynthetics discipline, because, unlike other innovations, geosynthetics have pervaded most branches of geotechnical engineering.

Geosynthetics have pervaded most branches of geotechnical engineering because there is a wide variety of geosynthetics. This does not seem to be an original reason because there is also a wide variety of soils. Indeed, there is a variety of soils from clay to rockfill, i.e. from very fine to very coarse soils. The phrase, “from clay to rockfill”, implies that soils can be classified by the size of their particles. Even though a complete classification of soils involves other criteria, it is true that particle size is, by far, the most important criterion in soil classification; and the phrase “from clay to rockfill” includes all types of soils and adequately describes their variety.

There is no such phrase for geosynthetics. It does not make sense to say: “there is a variety of geosynthetics from a certain type to a certain other type”. For example, the phrase “from geotextiles to geomembranes” does not mean anything. This is because the variety of geosynthetics cannot be described by a single criterion. Whereas the variety of soils can be described by a single criterion (the size of particles), several criteria are required to describe the variety of geosynthetics.

The criteria that describe geosynthetics variety are the following: first, the dimension, with one-dimensional geosynthetics (straps, yarns), two-dimensional geosynthetics (geotextiles, geomembranes, etc.), and three-dimensional geosynthetics (geocells, geof foam); second, the structure, with open structures (geogrids, geonets, geocells), closed structures (geomembranes, straps), and intermediate structures (geotextiles); and, third, the direction, with one-directional geosynthetics (yarns, straps), two-directional geosynthetics (woven geotextiles, biaxial geogrids), three-directional geosynthetics (geocells, new geogrid), and multi-directional geosynthetics (nonwoven geotextiles, geomembranes).



FIGURA 6. Geomalla utilizada como refuerzo en la base de una carretera. / **FIGURE 6.** Geogrid used for road base reinforcement.

Puesto que se necesitan varios criterios para definir la variedad de geosintéticos, mientras que un criterio puede describir la variedad de suelos, puede decirse que la variedad de geosintéticos es de mayor orden que la variedad de suelos. Como un resultado de este mayor orden de variedad, las propiedades de los geosintéticos cubren un mayor rango que las propiedades de los suelos. Por ejemplo: algunos geosintéticos para drenaje son más permeables que la grava, las geomembranas son más impermeables que las capas de arcilla, los geotextiles para filtro pueden ser al mismo tiempo, más permeables que los filtros de arena y retener partículas más finas gracias a su estructura fibrosa, los geosintéticos de refuerzo son más resistentes que los suelos; y los geotextiles pueden usarse como separadores porque son más continuos que las capas de suelo. Este amplio rango de propiedades de los Geosintéticos explica por qué los geosintéticos se han introducido en la mayoría de las ramas de la ingeniería geotécnica, lo cual a su vez justifica el término “disciplina geosintética”.

Since several criteria are needed to describe the variety of geosynthetics, whereas one criterion can describe the variety of soils, it may be said that the variety of geosynthetics is of a higher order than the variety of soils. As a result of this higher order of variety, the properties of geosynthetics cover a wider range than the properties of soils. For example: some drainage geosynthetics are more permeable than gravel; geomembrane liners are more impermeable than clay liners; filter geotextiles can, at the same time, be more permeable than sand filters and retain smaller particles thanks to the fiber structure; reinforcement geosynthetics are stronger than soils; and geotextiles can be used as separators because they are more continuous than soil layers. This wide range of properties of geosynthetics explains why geosynthetics have pervaded most branches of geotechnical engineering; which, in turn, justifies the terminology “geosynthetics discipline”.



FIGURA 7. Sellado de un vertedero mediante una geomembrana. / **FIGURE 7.** Exposed geomembrane landfill cover.



FIGURA 8. Geosintéticos utilizados en túneles. /
FIGURE 8. Geosynthetics used in tunnels.

4. LOGROS DE LA DISCIPLINA GEOSINTÉTICA

Hoy, los pioneros de la aventura geosintética, dejan en las manos de sus sucesores una significativa disciplina, caracterizada por los siguientes logros: una amplia variedad de productos y métodos de ensayo; un gran número de aplicaciones, investigación activa; un conjunto considerable de conocimientos, incluyendo métodos de diseño y casos históricos; una práctica de la construcción bien establecida con buenos procedimientos de control y de aseguramiento de la calidad. También se ha aprendido lecciones de los errores, lo cual es un signo de madurez en cualquier disciplina. Adicionalmente, la disciplina geosintética está bien organizada, con una sociedad internacional que está muy considerada. Se puede afirmar que los geosintéticos han sido la más importante innovación en la ingeniería geotécnica en los últimos cincuenta años.

Investigadores, profesores y diseñadores son a menudo reconocidos por los éxitos en las disciplinas de la ingeniería. Ellos son frecuentemente invitados a dar conferencias magistrales, son citados a menudo y elegidos por las academias. Incluso aunque su contribución ha sido y es importante y debe ser reconocida, no debe olvidarse que no puede haber disciplina geosintética sin los geosintéticos y que no habría geosintéticos sin los fabricantes. En otras palabras, no habría disciplina geosintética sin los fabricantes.

5. RETOS A LOS QUE SE ENFRENTA LA DISCIPLINA GEOSINTÉTICA

Hay todavía mucho por hacer en la disciplina geosintética y un gran número de retos a los que enfrentarse. Los dos más importantes son los retos en educación y los retos técnicos.

En lo concerniente a los retos en educación, se debe proporcionar más conocimiento sobre los geosintéticos, pero debe recordarse que un curso sobre geosintéticos no debe reemplazar a un curso de ingeniería geotécnica. Los geosintéticos pueden solo ser utilizados a su máximo potencial por ingenieros

4. ACHIEVEMENTS OF THE GEOSYNTHETICS DISCIPLINE

Today, the pioneers of the geosynthetics adventure leave in the hands of their successors a remarkable discipline, characterized by the following achievements: a wide variety of products and test methods; a large number of applications; active research; a considerable body of knowledge including design methods and case histories; and a construction practice that is well mastered with established quality control and quality assurance procedures. Also, lessons have been learned from failures, which is a sign of maturity in any discipline. Furthermore, the geosynthetics discipline is well organized, with an international society that is highly regarded. It is fair to say that geosynthetics have been the most important innovation in geotechnical engineering in the past fifty years.

Researchers, professors and design engineers are often credited for the successes of engineering disciplines. They are the ones who are invited to give keynote lectures, they are the ones who are often cited, they are the ones who are elected to academies. Even though their contribution has been, and is, important and should be acknowledged, one should not forget that there would be no geosynthetics discipline without the geosynthetics and there would be no geosynthetics without the manufacturers. In other words, there would be no geosynthetics discipline without the manufacturers.

5. CHALLENGES FACING THE GEOSYNTHETICS DISCIPLINE

There is still a lot of work to do in the geosynthetics discipline, and a number of challenges will have to be met. The two types of challenges which seem to be most important are education challenges and technical challenges.

As far as education challenges are concerned, more education on geosynthetics should be provided, but it should be remembered that a course on geosynthetics cannot replace a course on geotechnical engineering. Geosynthetics can only



FIGURA 9. Geotubo para decantado de sedimentos contaminados. /
FIGURE 9. Geosynthetic tube for the dewatering of contaminated sediment.

que tengan un excelente conocimiento de la ingeniería geotécnica, y los investigadores que traten de desarrollar nuevas aplicaciones de los geosintéticos deben no solo tener un excelente conocimiento de la ingeniería geotécnica, sino también de las disciplinas relacionadas, tales como bioingeniería y mecanismos que no son típicamente considerados en la ingeniería geotécnica como propagación de las raíces, excavaciones por animales, desarrollo de hongos, propagación eléctrica en el suelo, efecto de la radioactividad en los materiales, etc. Claramente los avances en el conocimiento conducirán a nuevos desarrollos en los geosintéticos. Desde este punto de vista, es destacable el reciente desarrollo de la electrocinética asociada con los geosintéticos.

También, los ingenieros civiles deben atender más a las posibilidades ofrecidas por los geosintéticos. Aunque esto ha sido reconocido como un gran desafío durante muchos años, los logros han sido limitados. Muchas conferencias sobre geosintéticos atraen principalmente a asistentes que ya tienen conocimiento de los geosintéticos. Puesto que muchos ingenieros no van a los geosintéticos, estos deberían llegar a ellos. Debería haber más conferencias que reúnan a especialistas en geosintéticos y a ingenieros geotécnicos en general. Un desafío para nuestra disciplina es convencer a los ingenieros geotécnicos que no pueden ignorar más a los geosintéticos.

Desde el punto de vista de alcanzar una amplia audiencia de ingenieros, organizaciones locales y suministradores de geosintéticos han tenido más éxito que los organizadores de grandes conferencias. Incluso aunque los proveedores de geosintéticos tienen intereses comerciales cuando organizan seminarios, no deberían ser criticados. De hecho, ellos deberían ser elogiados por al menos tres razones: llegan a más usuarios potenciales de los geosintéticos, enseñan de manera efectiva resolviendo problemas reales, y si sus seminarios tienen éxito, será excelente para la disciplina geosintética.

Muchos retos técnicos específicos probablemente están asociados con nuevas aplicaciones. Estos desafíos pueden estudiarse caso por caso por ingenieros y científicos trabajando en la disciplina geosintética. Como se mencionó antes sobre la

be used to their full potential by engineers having an excellent understanding of geotechnical engineering. And researchers who try to develop new applications for geosynthetics should not only have an excellent knowledge of geotechnical engineering, but should also have an excellent knowledge of connected disciplines such as bioengineering and of mechanisms that are not typically considered in geotechnical engineering such as root propagation, animal burrowing, fungus development, electric propagation in soil, effect of radioactivity on materials, etc. Clearly, advanced education will drive new developments in geosynthetics. From this viewpoint, the recent developments in electrokinetics associated with geosynthetics are remarkable.

Also, civil engineers should be made more aware of the possibilities offered by geosynthetics. Even though this has been recognized as a major challenge for many years, achievements have been limited. Many conferences on geosynthetics attract mostly attendees who are already knowledgeable about geosynthetics. Since many engineers do not come to geosynthetics, geosynthetics should come to them. There should be more joint conferences between geosynthetics specialists and mainstream geotechnical engineers. A challenge for our discipline is to convince all geotechnical engineers that they can no longer afford to ignore geosynthetics.

From the viewpoint of reaching a wide audience of engineers, local organizations and suppliers of geosynthetics have been more successful than organizers of large conferences. Even though suppliers of geosynthetics have commercial intentions when they organize seminars, they should not be criticized. If fact, they should be commended for, at least, three reasons: they reach many potential users of geosynthetics; they educate them in an effective manner by addressing their real problems; and, if their seminars are a commercial success, this is excellent for the geosynthetics discipline.

Many specific technical challenges are likely to be associated with new applications. These specific challenges will be met on a case by case basis by engineers and scientists working in the geosynthetics discipline. As mentioned earlier re-



FIGURA 10. Geocontenedores utilizados para protección de la costa. / **FIGURE 10.** Geosynthetics containers used for coastal protection.

educación, los investigadores podrán ser capaces de explorar el amplio rango de nuevos desarrollos potenciales si su formación no está limitada a la ingeniería geotécnica tradicional.

Otro tipo de desafío específico será menos interesante que el desarrollo de nuevas aplicaciones, pero muy útil: la mejora de métodos de diseño existentes o técnicas constructivas para superar problemas encontrados en la etapa de diseño o en la obra. De este punto de vista, la información es esencial. Por lo tanto, debe animarse a la publicación de casos históricos y al análisis de las patologías. Esta es otra área donde los suministradores pueden jugar un papel muy importante, puesto que están en contacto con los usuarios.

Además de desafíos técnicos específicos, hay desafíos técnicos generales. En particular: los investigadores necesitarán hacer esfuerzos orientados a la cuantificación de la durabilidad de todo tipo de geosintéticos instalados; y los investigadores necesitarán desarrollar métodos de diseño para “sutiles” mecanismos, descartados en el pasado. Mientras el primer desafío es obvio, el segundo requiere discusión.

En las tres últimas décadas, muchos métodos de diseño han sido desarrollados aplicando a los geosintéticos los métodos tradicionales de ingeniería usados en la ingeniería geotécnica. Esta estrategia ha sido muy productiva. Sin embargo, los métodos simples de la ingeniería geotécnica, fueron los primeros en aplicarse a la ingeniería geotécnica. Como resultado de esto, se descuidaron “sutiles” mecanismos de potencial importancia para el comportamiento de las estructuras.

Dos simples ejemplos ilustran estos “sutiles” mecanismos descuidados en el pasado. El primer ejemplo se relaciona con el refuerzo con geosintéticos. Se han desarrollado métodos de diseño basados en grandes deformaciones, mientras que se descuidaban pequeñas deformaciones, más difíciles de tener en cuenta. El segundo ejemplo está relacionado con el transporte de fluidos a través de barreras geosintéticas. Se han desarrollado métodos de diseño basados en flujo advectivo, mientras que la difusión, un fenómeno que no es bien conocido por muchos ingenieros geotécnicos se ha ignorado. Esta situación no se limita a los métodos de diseño. Una situación

guarding education, researchers will be able to explore the full range of potential new developments if their education is not limited to traditional geotechnical engineering.

Another type of specific challenges will be less glamorous than the development of new applications, but very useful: the improvement of existing design methods or construction techniques to address problems encountered at the design stage or in the field. From this view point, feedback is essential. Therefore, publication of case histories and forensic analyses should be encouraged. This is another area where geosynthetics suppliers can play a key role since they are in close contact with the users.

In addition to specific technical challenges, there will be general technical challenges. In particular: researchers will need to pursue current efforts aimed at the quantification of the durability of all types of installed geosynthetics; and researchers will need to develop design methods for “subtle” mechanisms that have been neglected in the past. While the first of these two general technical challenges is obvious, the second requires discussion.

In the past three decades, many design methods have been developed by extending to geosynthetics engineering traditional methods used in geotechnical engineering. This approach has been very productive. However, the simplest methods from geotechnical engineering were the first to be adapted to geosynthetics engineering. As a result, “subtle” mechanisms potentially of importance to the performance of structures incorporating geosynthetics have been overlooked.

Two simple examples illustrate “subtle” mechanisms neglected in the past. The first example is related to geosynthetic reinforcement. Design methods based on large deformations have been developed, while neglecting small deformations that are more difficult to take into account. The second example is related to fluid transport through geosynthetic barriers. Design methods based on advective flow have been developed, while diffusion, a phenomenon that is not well known by most geotechnical engineers, has



FIGURA 11. Geocelda utilizada para favorecer el crecimiento de vegetación para control de la erosión. / **FIGURE 11.** Geocell used to promote vegetation growth for erosion control.

similar existe hoy con la instalación de geomembranas: la calidad de las uniones (el principal problema en la década de los 80) es ahora excelente, pero la confianza en algunos sistemas de revestimiento es ahora cuestionable debido a las arrugas de la geomembrana, un mecanismo “sutil” que ha sido extensamente discutido, pero nunca bien controlado.

Hoy, los investigadores requieren estudiar esos mecanismos “sutiles” a fin de utilizar los geosintéticos con su máximo potencial. De hecho, ya hay algunos investigadores trabajando en mecanismos “sutiles”, incluyendo por ejemplo: pequeñas deformaciones y cargas repetidas, cuantificación de mecanismos de interfase entre materiales adyacentes, migración de contaminantes por difusión, cuantificación del comportamiento del suelo reforzado tratado como un material compuesto más que como la unión de dos componentes, y la influencia de la variabilidad de los materiales en el comportamiento de las aplicaciones de los geosintéticos.

Como resultado de estos esfuerzos en investigación, la disciplina geosintética se está preparando para enfrentar los retos generados por las nuevas exigencias del siglo XXI, tales como: estructuras para la conservación de los recursos, estructuras compatibles con los cambios climáticos, infraestructuras para los países en desarrollo y estructuras de alta seguridad capaces de resistir los ataques y desastres naturales.

6. CONCLUSIÓN

En conclusión este trabajo presenta una disciplina geosintética con grandes logros y preparada para enfrentarse a los retos del Siglo XXI.

largely been ignored. This situation is not limited to design methods. A similar situation exists today with geomembrane installation: seaming quality (the main installation problem in the 1980s) is now excellent, but the reliability of some liner systems is questionable due to geomembrane wrinkles, a “subtle” mechanism that has been extensively discussed but never fully controlled.

Today, researchers need to study “subtle” mechanisms in order to use geosynthetics to their full potential. In fact, some researchers are already working on “subtle” mechanisms, including for example: small deformations and repeated loading; quantification of interface mechanisms between adjacent materials; migration of contaminants by diffusion; quantification of the performance of reinforced soil treated as a composite material rather than a juxtaposition of two components; and influence of materials’ variability on the performance of applications of geosynthetics.

As a result of these research efforts, the geosynthetics discipline is getting ready to meet the challenges generated by new conditions in the 21st century, such as: structures for resource conservation; structures compatible with climate changes; infrastructure in developing countries; and high-security structures able to resist attacks and natural disasters.

6. CONCLUSION

In conclusion, this paper portrays a geosynthetics discipline with great achievements and ready to meet the challenges of the 21st century.



Soluciones innovadoras para la Ingeniería Civil

Túneles, aeropuertos, carreteras, presas, puertos, puentes... Cualquier obra civil precisa de la tecnología especializada **Sika**, garantizando el éxito de cualquier proyecto.

Líderes mundiales en el sector químico, proporcionamos soluciones innovadoras para cubrir las necesidades más exigentes a los más exigentes. Forma parte de los líderes.



Química para la Construcción

Más información



Sika, S.A.U. · Tel.: 916 57 23 75
info@es.sika.com · www.sika.es



Innovation & Consistency | since 1910

Geosintéticos en ingeniería hidráulica y costera: Filtros, revestimientos y estructuras llenas de arena

Geosynthetics in hydraulic and coastal engineering: Filters, revetments and sand filled structures

ADAM BEZUIJEN (*) y KRYSZTIAN W. PILARCZYK (**)

RESUMEN El trabajo trata sobre dos aplicaciones de los geotextiles en ingeniería de costas e hidráulica: Geotextiles en filtros y revestimientos, y geotextiles en estructuras rellenas de arena. Los geotextiles están reemplazando a menudo a los filtros granulares. Sin embargo, tienen propiedades diferentes a estos. Para la aplicación de los geotextiles en revestimientos, se mostrarán las consecuencias de las diferentes propiedades: cómo la permeabilidad se ve influenciada por un geotextil y cuáles pueden ser las consecuencias de las diferencias de peso entre los filtros granulares y de geotextil.

En la otra aplicación, las propiedades filtrantes de los geotextiles son sólo secundarias. En los geotubos y geocontenedores, el geotextil se utiliza como "material de envoltorio" para crear grandes unidades que no serán erosionadas durante la acción del oleaje. Las estructuras con geotubos y geocontenedores sirven como una alternativa para estructuras cimentadas en roca.

La primera de estas estructuras fue más o menos construida por ensayo y error, pero la investigación sobre la forma de las estructuras, la estabilidad bajo la acción del oleaje y la durabilidad del material utilizado ha ofrecido la posibilidad de utilizar herramientas de diseño para estas estructuras. Recientemente, se han investigado también los aspectos morfológicos de estas estructuras. Esto es importante porque regularmente las estructuras con geotubos fallan debido a la insuficiente protección contra los boquetes que se producen y socavan la estructura. Investigaciones recientes en el Canal Delta de Deltares y el Canal de Gran Oleaje en Hannover han conducido a una mejor comprensión sobre qué mecanismos determinan la estabilidad bajo la acción del oleaje. Se muestra también que el grado de relleno es importante y la posición del nivel de agua con respecto al tubo tiene una gran influencia.

ABSTRACT *The paper deals with 2 applications of geotextiles in coastal and hydraulic engineering: Geotextiles in filters and revetments; and geotextiles in sand filled structures. Geotextiles are often replacing granular filters. However, they have different properties than a granular filter. For the application of geotextiles in revetments, the consequences of the different properties will be shown: how permeability is influenced by a geotextile and what can be the consequences of the weight differences between granular and geotextile filters. In the other application, the filter properties of geotextiles are only secondary. In geotextile tubes and containers the geotextile is used as 'wrapping material' to create large units that will not erode during wave attack. The structures with geotextile tubes and containers serve as an alternative for rock based structures. The first of these structures were more or less constructed by trial and error, but research on the shape of the structures, the stability under wave attack and the durability of the used material has given the possibility to use design tools for these structures. Recently also the morphological aspects of these structures have been investigated. This is of importance because regularly structures with geotextile tubes fail due to insufficient toe protection against the scour hole that develops in front of the structure, leading to undermining of the structure. Recent research in the Delta Flume of Deltares and the Large Wave Flume in Hannover has led to better understanding what mechanisms determine the stability under wave attack. It is shown that also the degree of filling is of importance and the position of the water level with respect to the tube has a large influence.*

Palabras clave: Filtros, Geotubos, Geocontenedores, Ingeniería costera.

Keywords: Filters, Geotextile tubes, Geotextile containers, Coastal engineering.

(*) Ghent University, Belgium / Deltares, Delft, The Netherlands. E-mail: adambezuijen@hotmail.com

(**) Coastal Consultant, The Netherlands. E-mail: k.pilarczyk@casema.nl

1. INTRODUCCIÓN

Los geotextiles se utilizan ampliamente en la ingeniería costera e hidráulica. Algunas de las obras hidráulicas más grandes construidas, la barrera contra la marejada ciclónica en la Escalda Oriental y la barrera del proyecto Mose contra las inundaciones en Venecia están cimentadas usando geotextiles.

Una aplicación muy común en ingeniería costera e hidráulica, es que un geotextil reemplaza (parcialmente) a un filtro granular. La construcción de filtros granulares, especialmente por debajo del nivel del agua, es bastante costoso porque ha de ser construido con material granular en varias capas de más fino a más grueso para evitar el lavado de los finos. El proyecto Delta Works en el suroeste de los Países Bajos y la barrera del proyecto Mose contra inundaciones en Venecia, muestran el desarrollo de la utilización de geotextiles.

Durante la construcción de la presa de Haringvliet en los años 60 del pasado siglo, no se utilizaron geotextiles. Se construyó un pólder y el filtro de la construcción se realizó en ambiente seco. En los años 70 durante la construcción de la barrera contra la marejada ciclónica en la Escalda Oriental, todavía fueron utilizados filtros granulares, pero éstos fueron aplicados en capas donde los geotextiles eran las capas de separación, véase la Figura 1.

La vida útil de los geotextiles podría ser relativamente corta, porque después de la colocación existe siempre el filtro granular. Al utilizar este método, la construcción del pólder temporalmente podría evitarse. Durante la construcción de la Barrera contra inundaciones Mose, la pasada década, el conocimiento de la durabilidad de los geotextiles había avanzado tanto que hizo que el geotextil estuviera diseñado como parte integral de la estructura del filtro (Figura 2) ahorrando dinero, debido a que los colchones podrían ser más delgados y con un menor número de capas.

Los filtros geosintéticos se utilizan hoy en día a menudo en revestimientos en los que sustituyen también a los filtros granulares. Esta contribución estará de acuerdo con los criterios para estos filtros. Se mostrará que además de los criterios de filtro, otros criterios han de ser tomados en consideración.

1 INTRODUCTION

Geotextiles are widely used in coastal and hydraulic engineering. Some of the largest hydraulic structures ever built, the Eastern Scheldt Storm Surge Barrier and the Moses Flood Barrier in Venice are founded using geotextiles.

A quite common application in coastal and hydraulic engineering is that a geotextile replaces (partly) a granular filter. The construction of granular filters, especially below the water line is rather costly because several layers has to be made with granular material going from fine to coarser to avoid that the fines are washed out. The Deltaworks in the South-Western part of the Netherlands and the Moses flood barrier in Venice show the development of the use of geotextiles.

No geotextiles were used in the 60's of last century, during the construction of the Haringvliet-dam. A polder was made and the filter construction was made in a dry environment. In the 70-ties during the construction of the Eastern Scheldt Storm Surge barrier, still granular filters were used, but these were applied in mattresses where geotextiles were the separation layers, see Figure 1.

The life time of the geotextiles could be relatively short, because after placement there is always the granular filter. By using this method the construction of the temporarily polder could be avoided. During the construction of the Moses Flood Barrier, last decade, the knowledge of the durability of geotextiles has advanced so far that the geotextiles were now designed as an integral part of the filter structure (Figure 2) again saving money, because the mattresses could be made thinner and with fewer layers.

Geosynthetic filters are nowadays often used in revetments where they also replace granular filters. This contribution will deal with criteria for these filters. It will be shown that more than just the filter criteria have to be taken into account.



FIGURA 1. Colchón del filtro de la barrera contra la marejada ciclónica de la Escalda Oriental. 3 capas granulares. / **FIGURE 1.** Filter mattress Eastern Scheldt storm surge barrier. 3 granular layers.

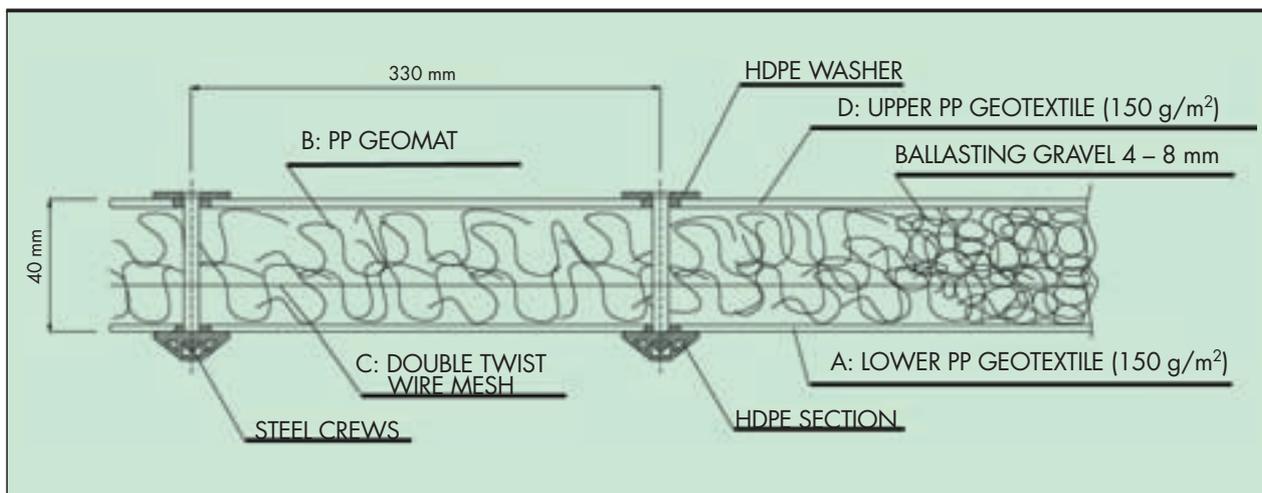


FIGURA 2. Colchón de filtro Mose, Venecia. 1 capa granular. / FIGURE 2. Filter mattress Mose, Venice. 1 granular layer.

Los tubos y contenedores rellenos de arena son aplicaciones bastante diferentes. La idea de utilizar bolsas rellenas de arena para prevenir la erosión de la arena es bastante antigua, pero debido a la escasa resistencia de las bolsas tradicionales, hechas de yute, sólo podían emplearse bolsas de reducidas dimensiones. El desarrollo de los geotextiles ha posibilitado el empleo de bolsas más grandes. Esto permite el desarrollo de nuevas estructuras resistentes a la erosión. La primera aplicación de grandes bolsas llenas de arena de gran tamaño es de hace más de 50 años. Sin embargo, todavía es un “buen mercado”. En este estudio se discutirán las razones.

En este trabajo se abordará primero la aplicación de los geotextiles como filtro; se discutirán las reglas para el filtro, la permeabilidad y la importancia del peso de las distintas capas para alcanzar la estabilidad en caso de revestimientos. La segunda parte (secciones 5 y 6) se ocupará de los geotextiles rellenos de arena, sus aplicaciones, los aspectos de diseño, posibilidades y limitaciones.

Otras aplicaciones de geosintéticos y geosistemas se pueden encontrar en Pilarczyk (2000), Fowler *et al.* (2002), Heerten *et al.* (2010), Lawson (2010) y Homsey *et al.* (2002).

2. CRITERIOS DE FILTRO

2.1. DIFERENTES CRITERIOS

Un filtro evita que los materiales finos sean lavados. Los filtros pueden ser geoméricamente estables o hidráulicamente estables. El primer criterio se cumple cuando los finos en el filtro no pueden pasar a través de los poros del material de mayor tamaño. Este filtro es estable para todos los gradientes, porque es imposible que los finos del subsuelo sean transportados atravesando las piedras más grandes de la capa de filtro. La única manera en la que puede ocurrir el fallo es cuando la capa más gruesa del filtro se vuelva inestable. En un filtro hidráulicamente estable, es posible que los finos sean transportados a través de los poros del material más grueso, pero un cierto gradiente hidráulico es necesario para ello. Si se puede demostrar que no se alcanzará tal gradiente, entonces el filtro es también estable. En la ingeniería costera el gradiente hidráulico máximo posible normalmente puede alcanzar valores muy altos, por lo que hay poco que ganar mediante el uso de un filtro hidráulicamente estable (Grauw *et al.*, 1983). Por tanto, este documento aborda sólo filtros geoméricamente estables.

The sand filled tubes and containers are quite different applications. The idea to use sand filled bags to prevent erosion of sand is rather old, but due to the limited strength of the traditional bags, made from jute, only bags of limited dimensions could be used. The development of geotextiles makes much larger bags possible. This allows for the development of new erosive resistant structures. The first application of large sand filled bags is already more than 50 years ago. Yet it is still a ‘nice market’. In this contribution reasons for that will be discussed.

This paper will first deal with the application of geotextiles as a filter; will discuss the filter rules, the permeability and the importance of weight of the various layers to reach stability in case of revetments. The second part (Sections 5 and 6) will deal with sand filled geotextiles, the applications, design aspects, possibilities and limitations.

*Other applications of geosynthetics and geosystems can be found in Pilarczyk (2000), Fowler *et al.* (2002), Heerten *et al.* (2010), Lawson (2010) and Homsey *et al.* (2002).*

2. FILTER CRITERIA

2.1. DIFFERENT CRITERIA

*A filter prevents that fine material is washed out. Filters can be geometrically stable or hydraulically stable. The first criterion is fulfilled when the fines in the filter cannot pass through the pores of the larger material. Such a filter is stable for all gradients, because it is impossible that the fines of the subsoil are transported through the larger stones of the filter layer. The only way that failure can occur is when the coarse layer of the filter becomes unstable. In a hydraulically stable filter, it is possible that the fines are transported through the pores of the coarser material but a certain hydraulic gradient is necessary for such a transport. If it can be proven that such a gradient will not be reached, then the filter is also stable. In coastal engineering the maximum possible hydraulic gradient can normally reach quite high values, so that there is little to gain by using a hydraulically stable filter (Grauw *et al.*, 1983). Therefore this paper deals with geometrically stable filters only.*

2.2. DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

En un filtro granular, la capa gruesa, la capa de filtro, se aplicará durante la construcción. Normalmente en ésta el tamaño del material tiene una distribución bastante uniforme. Lo mismo es válido para el tamaño de la abertura del geotextil tejido. El subsuelo es normalmente material natural y por consiguiente las partículas pueden ser de todos los tamaños. Es importante que el subsuelo sea estable internamente. En cuanto a los filtros hidráulicos, esto no es un criterio absoluto. Es posible que algunos finos migren desde el subsuelo y que esta migración cree un filtro natural. Cerca de la capa de filtro, la permeabilidad será entonces un poco mayor porque los finos serán extraídos. Sin embargo, es posible que los finos sean recogidos en el límite entre el subsuelo y el filtro, creando un borde impermeable.

Este mecanismo se denomina "obtención". Es difícil decir qué ocurrirá de antemano y por lo tanto se recomienda realizar algunos ensayos de gradiente hidráulico (ASTM D 5101) a los gradientes esperados (estático o cíclico) con el filtro de geotextil diseñado cuando el subsuelo no es internamente estable o reemplazar (parcialmente) el subsuelo por un material más uniforme.

Sobre si un subsuelo es estable internamente o no, se puede consultar Kenney y Lau (1985).

2.3. CRITERIOS DE FILTRO

Para que un filtro geosintético actúe bien, tiene que cumplir diferentes criterios. Un criterio para el subsuelo, ya ha sido antes mencionado. Más aún, el tamaño de la apertura del filtro tiene que limitarse para impedir el transporte del subsuelo. Tiene que haber suficientes aberturas para prevenir el "bloqueo" y además la permeabilidad debe ser lo suficientemente alta, de modo que los geotextiles contribuyan solo de forma limitada a la resistencia al flujo. La literatura presenta un buen número de criterios de filtro (Heibaum, 2004 Heibaum *et al.* 2006), que en su mayoría están de acuerdo en subsuelos bastante uniformes, pero difieren cuando los subsuelos son menos uniformes (tienen un valor mayor para el coeficiente de uniformidad, d_{60}/d_{10}).

2.4. USO DE UN FILTRO EN UN REVESTIMIENTO

Una capa de material granular que actúa como filtro puede tener más funciones además de la función de filtro. En un revestimiento, el peso de una capa granular se utiliza a menudo para prevenir la inestabilidad de la pendiente, ver Bezuijen y Köhler, 1996. Durante el retroceso de la ola la presión de agua frente al revestimiento será menor que la presión de los poros dentro de la pendiente del revestimiento, resultando un gradiente hacia el exterior que pondrá en peligro la estabilidad de las laderas a menos que el peso de la capas de filtro y la capa de armadura sea suficiente para mantener la pendiente estable. Mediante la sustitución de las capas de filtro granulares por un geotextil, que tiene la misma función de filtro, la función de filtro está asegurada, pero el peso de la combinación de la capa de filtro y la capa de armadura disminuye. Por lo tanto, es necesario controlar de nuevo si la pendiente de la estructura es suficientemente estable frente a la acción del oleaje o no.

2.2. GRAIN SIZE DISTRIBUTION

In a granular filter, the coarse layer, the filter layer, will be applied during construction. Normally this layer has a rather uniform grain size distribution. The same is valid for the opening size of woven geotextiles. The subsoil is normally natural material and therefore this can be in all gradations. Important is that the subsoil is internally stable. As for hydraulic filters, this is not an absolute criterion. It is possible that some fines migrate from the subsoil and that this migration creates a natural filter. Close to the filter layer, the permeability will then be a bit higher because fines will be washed out. However, it is also possible that the fines are collected at the boundary between the subsoil and the filter, creating an impermeable boundary.

This mechanism is called 'blinding'. It is difficult to say what will happen beforehand and therefore it is advised to perform some gradient ratio tests (ASTM D 5101) at the expected gradients (static or cyclic) with the designed geotextile filter when the subsoil is not internally stable or (partly) replace the subsoil by more uniform material

Whether or not subsoil is internally stable is given by Kenney and Lau (1985).

2.3. FILTER CRITERIA

*For a geosynthetic filter to act well, it has to fulfil different criteria. A criterion for the subsoil was already mentioned above. Furthermore, the opening size of the filter has to be limited to prevent subsoil transport, There have to be enough openings to prevent 'blocking' and also the permeability has to be high enough, so that the geotextile attributes only limited to the flow resistance. Literature presents quite a number of filter criteria (Heibaum, 2004, Heibaum *et al.* 2006), which mostly agree for rather uniform subsoil, but differ when it comes to subsoils with are less uniform (have a larger value for the coefficient of uniformity, d_{60}/d_{10}).*

2.4. USE OF A FILTER IN A REVETMENT

A layer of granular material that acts as a filter can have more functions than just a filter function. In a revetment, the weight of a granular layer is often used to prevent instability of the slope, see Bezuijen & Köhler, 1996. During run-down of a wave the water pressure in front of the revetment will be lower than the pore pressure inside the slope of the revetment, resulting in an outward directed gradient that will jeopardize the slope stability unless the weight of the filter layers and armour layer is sufficient to keep the slope stable. By replacing the granular filter layers with a geotextile, that has the same filter function, the filter function is assured, but the weight of the combination of filter layers and armour layer has decreased. Therefore, it is necessary to control again whether or not the slope of the structure is sufficiently stable against the design wave attack.

3. PERMEABILITY OF THE GEOTEXTILE PERPENDICULAR TO THE PLANE

3.1. PERMEABILITY REDUCTION DUE TO GRANULAR MATERIAL

As mentioned, a geotextile filter, as a granular filter, has to be able to block the fine granular material, but must allow for sufficient water flow through the geotextile. The water flow through a geotextile as a function of the hydraulic head is measured in the index test: EN ISO 11058. However, the actual permeability normal to the plane of a geotextile in sand or granular material is much lower than measured in

3. PERMEABILIDAD DEL GEOTEXTIL PERPENDICULAR AL PLANO

3.1. REDUCCIÓN DE PERMEABILIDAD DEBIDO AL MATERIAL GRANULAR

Como se ha mencionado, un filtro de geotextil, como un filtro granular, tiene que ser capaz de bloquear el material granular fino, pero debe permitir el suficiente flujo de agua a través del geotextil. El flujo de agua a través de un geotextil como una función de la carga hidráulica es medido en el ensayo tipo: EN ISO 11058. Sin embargo, la permeabilidad real en la normal al plano de un geotextil en arena o material granular es mucho menor que la medida en el ensayo tipo de la norma EN ISO. Bezuijen y Köhler (1996) han medido que un geotextil rodeado por dos capas de material granular tiene una capacidad de flujo normal al plano (permitividad, ver más información en esta sección) 5 veces menor que la permeabilidad del geotextil solo. Su explicación es que las aberturas del tejido geotextil utilizado fueron parcialmente bloqueadas por el material granular, Figura 3.

Esta disminución de la permeabilidad supuso la diferencia entre un geotextil que era suficiente permeable para no influir en la estabilidad de la estructura (como se asumía en los cálculos de diseño original), o un geotextil con tal disminución de permeabilidad en el borde del filtro que supuso una significativa disminución de la estabilidad (como se apreció en el campo).

Los Ensayos de permeabilidad de Van Beek y Schenkeveld (2011) mostraron que la permeabilidad de un geotextil no tejido ($O_{90} = 90 \mu\text{m}$), cubierto por un lado con arena de finura media ($d_{50} = 135 \mu\text{m}$, $d_{60}/d_{10} = 1,6$) y por el otro con una placa de acero inoxidable con una relación de aberturas de 35%, resultó en una permitividad del sistema geotextil placa que está estrechamente relacionada con la permeabilidad de la arena. Una menor permeabilidad de la arena (conseguido por densificación de la arena a una menor porosidad) dio lugar a una permitividad inferior, Figura 4.

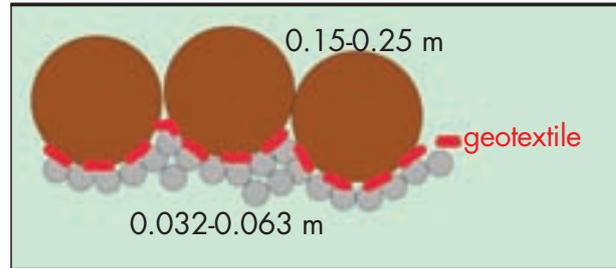


FIGURA 3. Bloqueo parcial de las aberturas del geotextil por partículas más grandes y más pequeñas. / FIGURE 3. Partly blocking of geotextile openings by larger and smaller grains.

the EN ISO index test. Bezuijen & Köhler (1996) have measured that a geotextile surrounded by two layers of granular material has a flow capacity normal to the plane (permittivity see further this section), that is 5 times lower than the permeability of the geotextile alone. Their explanation is that the geotextile openings of the woven used where partly blocked by the granular material, see Figure 3.

This decrease in permeability made the difference between a geotextile that was sufficient permeable not to influence the stability of the structure (as was assumed in the original design calculations), or a geotextile that resulted in such a decrease in permeability on the filter boundary that there was a significant decrease the stability (as was found in the field).

Permeability tests by van Beek and Schenkeveld (2011) showed that the permeability of a non-woven geotextile ($O_{90}=90 \mu\text{m}$) that was covered on one side with medium fine sand ($d_{50}=135 \mu\text{m}$, $d_{60}/d_{10}=1.6$) and on the other side with a stainless steel plate that has an openings ratio of 35% resulted in a permittivity of the geotextile plate system that is closely related to the permeability of the sand. A lower permeability of the sand (achieved by densification of the sand to a lower porosity) resulted in a lower permittivity, Figure 4.

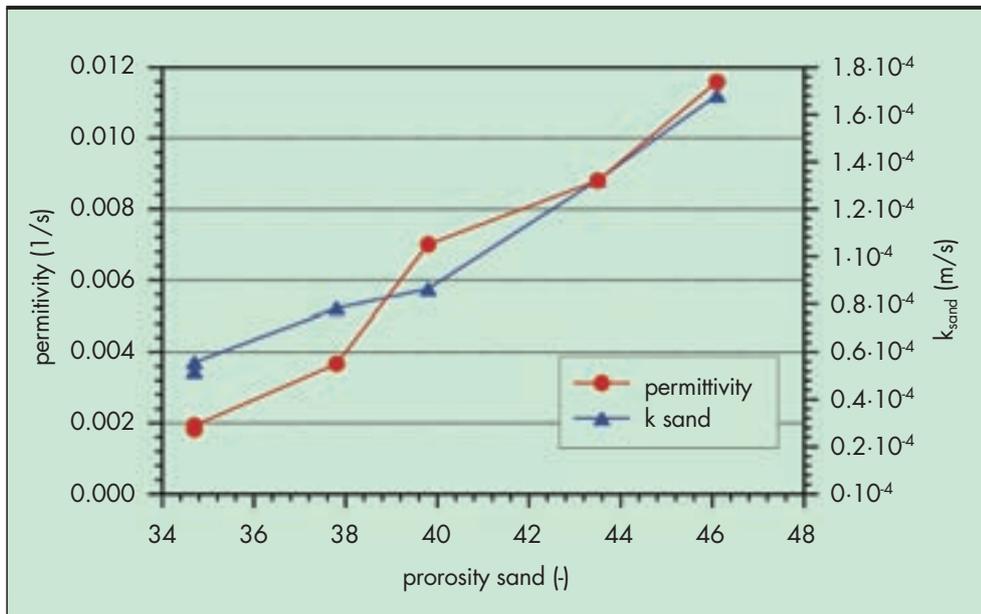


FIGURA 4. Permitividad del geotextil apoyado en una placa de acero inoxidable con abertura de 35%, influido por la permeabilidad de la arena en la parte superior. Resultados de permitividad medidos (puntos) en comparación con la permeabilidad medida de la arena (triángulos). / FIGURE 4. Permittivity of geotextile supported by stainless steel plate with 35% openings, influenced by the permeability of the sand on top, results of measured permittivity (dots) compared with the measured permeability of the sand (triangles).

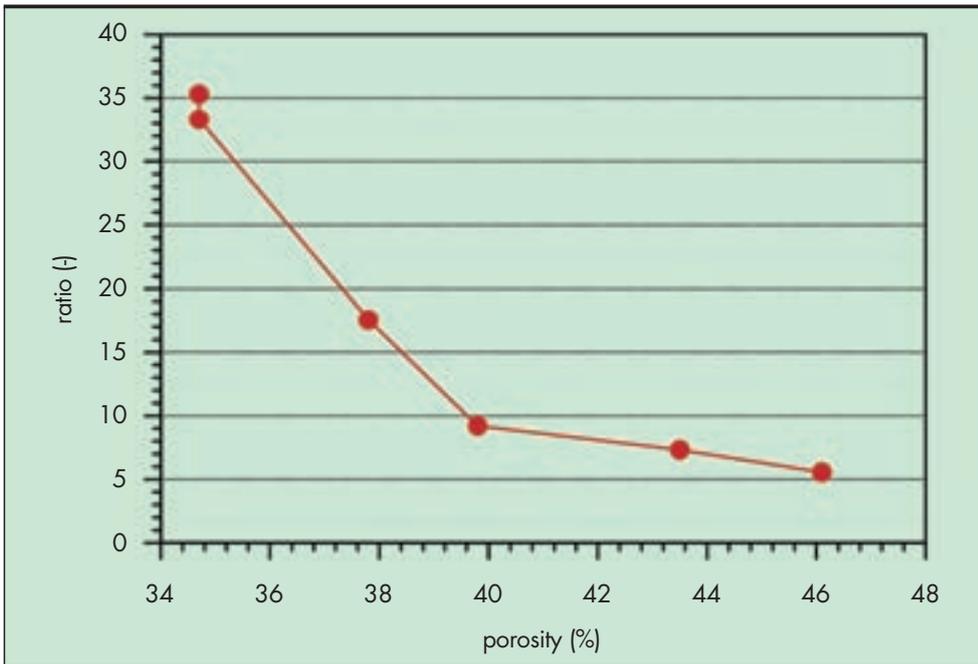


FIGURA 5. Relación de permitividad del geotextil sin arena (como en el ensayo tipo) y la permeabilidad del mismo geotextil medido con arena en un lado, $d_{50} = 135$ mm, como una función de la porosidad de la arena. / **FIGURE 5.** Ratio permittivity geotextile measured without sand (as in an index test) and permeability of the same geotextile measured with on one side sand, $d_{50} = 135$ mm, as a function of the porosity of the sand.

Además, la permitividad del geotextil con arena es en este caso 5,5 a 35 (!) veces menor que la permeabilidad medida en el ensayo tipo sin suelo Figura 5.

Estos hallazgos hacen que la permeabilidad de un geotextil sea un parámetro arbitrario. El ensayo de la norma EN ISO 11058 se puede utilizar para comparar diferentes geotextiles, pero ni siquiera se puede asegurar que el geotextil que mostró la permeabilidad más alta en el ensayo tipo también la ofrezca en el suelo. Parece que hay una interacción suelo-estructura bastante complicada, lo que resultó en este caso en una resistencia al flujo en el borde entre el geotextil y la arena que es equivalente a unos pocos centímetros de arena. El efecto está un poco acentuado debido a que la placa de acero inoxidable tenía un porcentaje de aberturas de sólo 35%, pero aún es destacable que el aplicar un geotextil permeable con un espesor de aproximadamente 0,1 cm conlleva una resistencia al flujo adicional equivalente a un espesor adicional entre 1 y más de 2,5 cm de arena (que es menos permeable que el geotextil), dependiendo de la porosidad. Cuando sea crucial, la permeabilidad real de un geotextil en la construcción de un filtro se puede determinar mejor en el ensayo de gradiente hidráulico (ASTM D 5101). En este ensayo es posible investigar si existe o no una gran caída de presión sobre el geotextil a un flujo determinado. Esta caída de presión es importante para considerar si el geotextil es suficientemente permeable o no.

3.2. PERMEABILIDAD FRENTE A PERMITIVIDAD

El término familiar de permeabilidad se ha utilizado hasta ahora en este trabajo. Sin embargo, la última sección mostró que éste no es el parámetro más útil para determinar cómo es de permeable un geotextil. De acuerdo con Darcy, la permeabilidad (k) presenta la relación entre la velocidad de filtrado (v) y el gradiente hidráulico (i):

$$v = k \cdot i \quad (1)$$

Sin embargo, el gradiente hidráulico no es realmente de interés. Lo que interesa es si hay o no una caída en la carga

Furthermore, the permittivity of the geotextile with sand is in this case 5.5 to 35 (!) times lower than the permeability measured in an index test without soil, see Figure 5.

These findings make the permeability of a geotextile a rather arbitrary parameter. The EN ISO 11058 test can be used to compare different geotextiles, but it is even not sure that the geotextile that resulted in the highest permeability in the index test also gives the highest permeability when placed in soil. There seems to be quite a complicated soil structure interaction, which resulted in this case in a flow resistance at the boundary between the geotextile and the sand that is equal to a few centimetres of sand. The effect is a bit exaggerated because the stainless steel plate had an openings percentage of only 35%, but still it is remarkable that applying a permeable geotextile with a thickness of approximately 0.1 cm leads to an extra flow resistance comparable from 1 to more than 2.5 centimetres of sand (that is less permeable than the geotextile), depending on the porosity. When critical, the actual permeability of a geotextile in a filter construction can best be determined in a gradient ratio test (ASTM D 5101). In such a test it is possible to investigate whether or not there is a large pressure drop over the geotextile at a certain flow. This pressure drop is of importance to judge whether or not the geotextile is well or not sufficient permeable.

3.2. PERMEABILITY VERSUS PERMITTIVITY

The familiar term permeability is used in the part above. However, the last section showed that this is not the most useful parameter to determine how permeable a geotextile is. According to Darcy, the permeability (k) presents the ratio between the filter velocity (v) and the hydraulic gradient (i):

$$v = k \cdot i \quad (1)$$

But the hydraulic gradient is not really of interest. What is of interest is whether or not there is a drop in pie-

piezométrica sobre el geotextil ($\Delta\phi$), así la relación de interés es:

$$v = \psi \cdot \Delta\phi \quad (2)$$

donde ψ es la permitividad (1/s).

La relación de permeabilidad sugiere que un geotextil 2 veces más grueso daría lugar a una caída 2 veces mayor que la carga piezométrica (como ocurre en la arena donde Darcy es válida y esto es correcto). Sin embargo, los ejemplos de medidas mostradas anteriormente reflejan que la permeabilidad de un geotextil no está determinada por su espesor, sino por la interacción entre el geotextil y el material granular. La modificación del espesor del geotextil en una estructura es probable que tenga una influencia muy escasa, incluso nula, sobre su permeabilidad. Por consiguiente, la permitividad representa mejor el comportamiento real del geotextil en una construcción de filtro.

3.3. CONSECUENCIAS

Como consecuencia de lo anterior, no es posible afirmar que la permeabilidad del geotextil ha de ser n veces más alta que la permeabilidad del suelo. Para comprobar si un geotextil es apropiado para esta función en una construcción de filtro, Giroud (2010) en su prestigiosa conferencia, "Desarrollo de criterios para los filtros de geotextil y granulares" en el noveno Congreso Internacional de Geosintéticos, obtuvo un criterio derivado de la mecánica granular y concluyó que para que los geotextiles tejidos puedan ser utilizados en filtros las aberturas deben ser más del 10% de la superficie total y para los geotextiles no tejidos la porosidad tiene que ser mayor de 55%. En nuestra opinión no son criterios absolutos. En los Países Bajos, se utilizan en los filtros una gran cantidad de geotextiles tejidos que incumplen el criterio, no obstante estos criterios puede ser un punto de partida. Para los no tejidos, la situación es más fácil. Será difícil encontrar un producto que no cumpla el criterio para no tejido mencionado por Giroud, incluso cuando se somete a esfuerzos de compresión.

4. DISEÑO DE BLOQUES DE REVESTIMIENTOS Y GEOCOLCHONES

4.1. INSTALACIÓN DEL BLOQUE DE REVESTIMIENTO

En las estructuras de revestimiento los geotextiles se utilizan principalmente para proteger el subsuelo del lavado por las cargas hidráulicas como las olas y las corrientes. Aquí el geotextil reemplaza a un filtro granular. Desafortunadamente, la mera sustitución de un filtro granular por un geotextil puede poner en peligro la estabilidad de otros componentes en la estructura de protección de las orillas (es decir, la estabilidad interna del subsuelo en la interfaz con un geotextil, véase la Sección 2.4. Por lo tanto, debería ser definido un criterio adicional relativo al espesor total necesario (o peso unitario) del revestimiento (capa superior más subcapa) para evitar la inestabilidad interna del suelo (Klein *et al.* 1994 Breteler, 1998, Pilarczyk, 2000, 2002).

Además, el requisito habitual en un revestimiento de rip-rap de que la permeabilidad de la capa superior debe ser mayor que la de las capas inferiores no se puede cumplir en el caso de un bloque de revestimiento cerrado. La capa superior es menos permeable, lo que introduce presiones levantamiento durante la acción del oleaje.

En caso de que un geotextil esté situado directamente debajo de la capa de recubrimiento, la permeabilidad de la capa de cobertura disminuye drásticamente. Dado que el geotextil es presionado contra la capa de recubrimiento por el agua saliente, debería ser tratado como una parte de la capa de recubrimiento. En este caso la relación entre permeabilidad de la

zometric head over the geotextile ($\Delta\phi$), thus the relation of interest is:

$$v = \psi \cdot \Delta\phi \quad (2)$$

where ψ is the permittivity (1/s).

The permeability relation suggests that a 2 times thicker geotextile would lead to a 2 times higher drop in piezometric head (as is the case in sand where Darcy is valid and this is correct). However, the examples of measurements shown before show that how permeable a geotextile will be in a structure is not determined by its thickness, but by the interaction between the geotextile and the granular material. Changing the thickness of the geotextile in a structure is likely to have only a limited to no influence on how permeable it is. Consequently the permittivity represents better the real behaviour of the geotextile in a filter construction.

3.3. CONSEQUENCES

As a consequence of what is written above, it is not possible to say the permeability of the geotextile has to be x times higher than the permeability of the soil. To check whether or not a geotextile is suitable for his task in a filter construction Giroud (2010) in his Prestigious Lecture, "Development of criteria for geotextile and granular filters" at the 9th ICG derived a criterion from the granular mechanics and concluded that for wovens to be used in filters the openings must be more than 10% of the total area and for non-woven geotextiles the porosity has to be larger than 55%. In our opinion these are not absolute criteria. In the Netherlands a lot of wovens are used in filters that do not fulfil the woven criterion, but these criteria can be a starting point. For the non-wovens the situation is easier. It will be hard to find a product that does not fulfil the non-woven criterion mentioned by Giroud, even when subjected to compressive stresses.

4. DESIGN OF BLOCK REVETMENTS AND GEOMATTRESSES

4.1. PLACED BLACK REVETMENTS

In revetment structures geotextiles are mostly used to protect the subsoil from washing away by the hydraulic loads, such as waves and currents. Here the geotextile replaces a granular filter. Unfortunately, the mere replacing of a granular filter by a geotextile can endanger the stability of other components in the bank protection structure (i.e. internal stability of the subsoil at the interface with a geotextile), see Section 2.4. Therefore, an additional criterion concerning the necessary total thickness (or unit weight) of revetment (top layer plus sublayer) to avoid internal instability of soil should be defined (Klein Breteler *et al.* 1994, 1998, Pilarczyk, 2000, 2002).

Furthermore, the usual requirement in a rip-rap revetment that the permeability of the cover layer should be larger than that of the under layers cannot be met in the case of a closed block revetment. The cover layer is less permeable, which introduces uplift pressures during wave attack.

In case a geotextile is situated directly under the cover layer, the permeability of the cover layer decreases drastically. Since the geotextile is pressed against the cover layer by the out flowing water, it should be treated as a part of the cover layer. In this case the permeability ratio of the cover layer and the base or filter layer and its thickness, represented in the leakage length (Λ), is found to be the

capa de recubrimiento y la capa base o de filtro y su espesor, representado en la longitud de fuga (Λ), se ha visto que es el parámetro estructural más importante, determinando la subpresión, Figura 9; (Breteler Klein *et al.*, 1998, Pilarczyk, 2000, 2002, www.tawinfo.nl). En general, todas las capas superiores (bloques de revestimiento y geocolchones) de baja permeabilidad deberían ser diseñadas sobre la base de la definición del tamaño de fuga que proporciona una especie de optimización entre todos los requisitos de diseño (Breteler Klein *et al.*, 1994, 1998, CUR, 1995). Se abrevia esta descripción ya que la amplia descripción en el diseño de revestimientos que incorporan geotextiles se puede encontrar en las referencias y también están disponibles online.

4.2. GEOCOLCHONES

La permeabilidad del geocolchón es uno de los factores que determina su estabilidad. Se ha podido comprobar que la permeabilidad proporcionada por los proveedores, a menudo es la permeabilidad del geotextil, o de los llamados puntos de filtro. En ambos casos, la permeabilidad global del conjunto es mucho más pequeña. Una alta permeabilidad del conjunto asegura que cualquier acumulación de presión debajo del conjunto pueda disiparse, y como resultado de ello las presiones diferenciales a través del conjunto permanecen más pequeñas. Por lo tanto, la estabilidad es la más grande con una gran permeabilidad del conjunto. Esta permeabilidad tiene que ser determinada experimentalmente, y en el diseño ha de tenerse en consideración que con el tiempo esta permeabilidad disminuirá debido a la contaminación o la obstrucción.

Al introducir el concepto de tamaño de fuga, la indicación de la estabilidad para diversos geo-colchones puede ser como se muestra en la Figura 6 (Breteler Klein *et al.*, 1998, Pilarczyk,

*most important structural parameter, determining the uplift pressure, see Figure 9; (Klein Breteler *et al.*, 1998, Pilarczyk, 2000, 2002, www.tawinfo.nl). In general, all low-permeable top layers (block revetments and geo-mattresses) should be designed based on definition of their leakage length which provides a kind of optimization between all design requirements (Klein Breteler *et al.*, 1994, 1998, CUR, 1995). This part is kept short because the extensive description on design of revetments incorporating geotextiles can be found in references and also is available online.*

4.2. GEO-MATTRESSES

The permeability of the mattress is one of the factors that determine its stability. It is found that the permeability given by the suppliers is often the permeability of the geotextile, or of the so-called filter points. In both cases, the permeability of the whole mattress is much smaller. A high permeability of the mattress ensures that any possible pressure build-up under the mattress can flow away, as a result of which the differential pressures across the mattress remain smaller. The stability is therefore the largest with a large mattress permeability. This permeability has to be determined experimentally and in the design it has to be taken into account that in time this permeability will decrease due to pollution or clogging.

*By introducing the concept of leakage length the indication of stability for various geo-mattresses can be given as shown in Figure 6 (Klein Breteler *et al.*, 1998, Pilarczyk, 2000, 2002). To obtain more accurate results it is recommended to perform permeability tests for mattresses as a whole (as a system) and some model/prototype tests for verification of stability; see also website for details <http://www.deltares.nl/en/knowledge-and-innovation>*

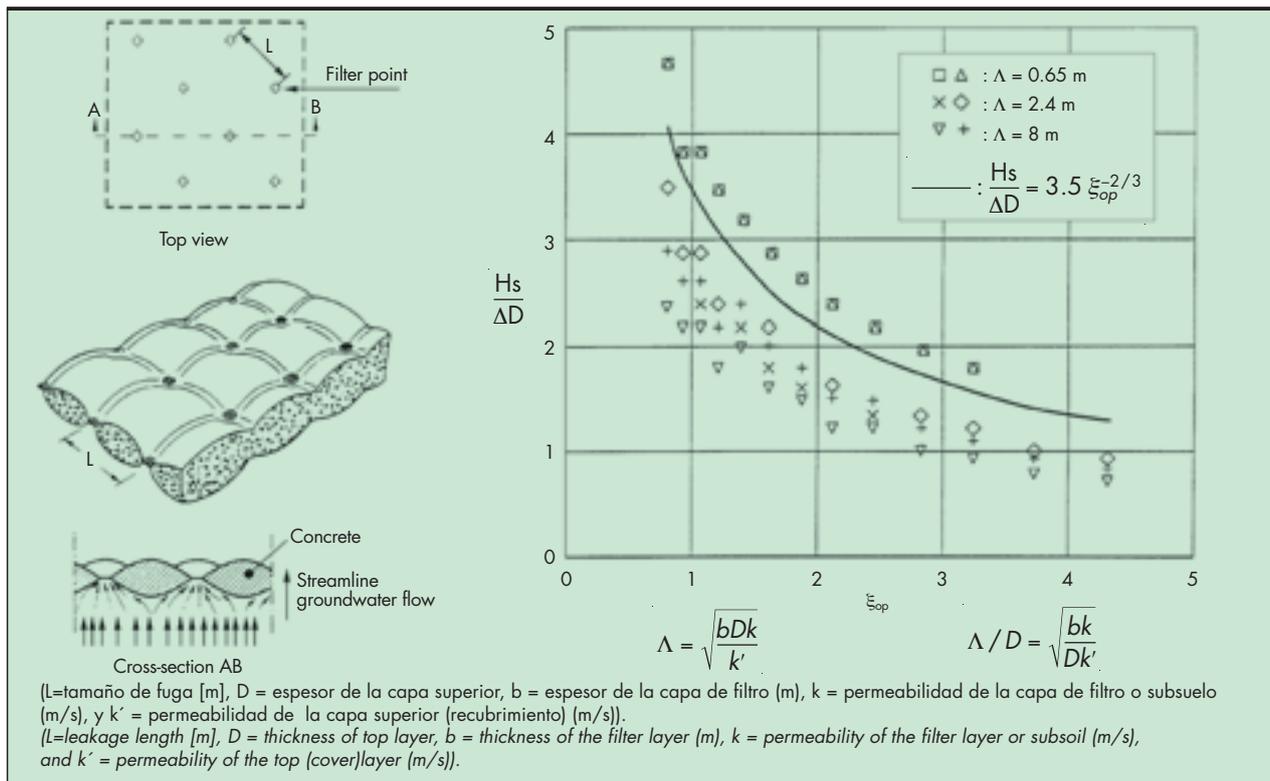


FIGURA 6. Cálculo de resultados para la estabilidad de colchones de hormigón. / FIGURE 6. Calculation results for stability of concrete mattresses.

2000, 2002.). Para obtener resultados más precisos, se recomienda realizar ensayos de permeabilidad para el conjunto (como sistema) y algunos ensayos tipo para la verificación de la estabilidad, consulte el sitio Web para obtener más información <http://www.deltares.nl/en/knowledge-and-innovation>.

El método de diseño con respecto a la estabilidad geotécnica se presenta en forma de diagramas de diseño. (Ver CUR 1995 Pilarczyk 2000). La altura máxima de la ola es una función del espesor equivalente igual a la suma de la capa de cubierta (ΔD) y el espesor del filtro (b_f).

5. GEOTUBOS Y GEOCONTENEDORES RELLENOS DE ARENA

5.1. INTRODUCCIÓN

Además de los geotubos y geocontenedores rellenos de arena, el objeto de la presente sección, también existen geotubos y geocontenedores rellenos de lechada. Estos pueden ser usados para drenar la lechada (tubos) o proporcionar algo de contención alrededor de la lechada. Estas estructuras tienen diferentes aspectos de diseño y no serán tratados en este trabajo. Un ejemplo de tales aplicaciones se puede encontrar en Lawson (2010). En principio, los geotubos rellenos de arena y los geocontenedores rellenos de arena son equiparables. El geotextil se envuelve alrededor de la arena o lechada para obtener un conjunto estructural que sea estable ante las corrientes y la acción del oleaje. Los tubos se utilizan en tierra o en aguas poco profundas. Un tubo grande de geotextil se rellena con arena mediante un relleno hidráulico. Las dimensiones pueden ser de hasta 4 m de altura. La Figura 7 y la Figura 8 muestran un momento durante la construcción de un geotubo y el resultado final de los diques construidos con geotubos rellenos de arena (como un núcleo), respectivamente. Se puede observar en la primera imagen que el geotubo se mantiene en la posición deseada mediante la fijación con pilotes. Una vez finalizado, el geotextil no es visible, ya que está cubierto con grava.

En aguas más profundas se utilizan geocontenedores. Se construyen en una barcaza que se abre y se transportan hasta la posición deseada. Allí, la barcaza se abre y el contenedor geosintético se vierte.

Con respecto a la profundidad del agua, los geotubos rellenos de arena y los geocontenedores son complementarios. Los tubos han de construirse en aguas poco profundas o en la costa. Los contenedores necesitan aguas más profundas, ya que la barcaza que se abre debe ser capaz de navegar para poder acceder al punto de colocación.



FIGURA 7. Momento de la construcción de una presa secundaria. /
 FIGURE 7. Moment in the construction of secondary dam.

The design method with regard to geotechnical (in) stability is presented in the form of design diagrams. (see CUR 1995, Pilarczyk 2000). The maximum wave height is a function of equivalent thickness equal to the sum of the cover layer (ΔD) and filter thickness (b_f).

5. SAND FILLED GEOSYNTHETIC TUBES AND CONTAINERS

5.1. INTRODUCTION

Apart from sand filled geotextile tubes and containers, the subject of this section, there also exist slurry filled geotextile tubes and containers. These can be used to dewater the slurry (tubes) or to have some containment around the slurry. These structures have different design aspects and will not be dealt in this paper. An example of such applications can be found in Lawson (2010). In principle sand filled synthetic tubes and sand filled geosynthetic containers are quite comparable. Geotextile is wrapped around sand or slurry to make a large structure that is stable in current and wave attack. Tubes are used on shore or in shallow water. A large geotextile tube is filled with sand by means of hydraulic fill. Dimensions can be up to 4 m high. Figure 7 and Figure 8 show a moment during construction of a geosynthetic tube and the final result of dams constructed with a sand filled geosynthetic tubes (as a core) respectively. It can be seen from the first picture that the geosynthetic tube is kept in the desired position by fixing it with piles. No geotextile is visible in the final result, because it is covered with gravel.

Geosynthetic containers are used in deeper water. They are constructed in a split barge and sailed to the desired



FIGURA 8. Dique secundario cuyo núcleo está construido con geotubos. /
 FIGURE 8. Secondary dam constructed with geosynthetic tubes as a core.

Ambos sistemas pueden ser utilizados en la construcción de un dique: contenedores geosintéticos para las partes más profundas y tubos geosintéticos para las partes menos profundas. La Figura 9 presenta una ilustración del vertido.

Los geotubos se utilizan sobre todo para la protección de la costa (Fowler *et al.* 2002 y Hornsey *et al.*, 2011). Los gecontenedores son utilizados para conseguir pendientes elevadas en un dique de arena, en sistemas de regeneración de playa. La posición de los contenedores tras su vertido ha de ser determinada mediante un aparato sonar.

Al diseñar geosistemas, hay que distinguir entre los tipos de geotextiles utilizados. Lo habitual es emplear los geotextiles tejidos y los no tejidos agujeteados. Los geotextiles tejidos ofrecen una elevada resistencia a tracción y baja elongación, pero peor comportamiento ante impactos. Los geotextiles no tejidos agujeteados son más gruesos (mejor comportamiento de filtración), pero presentan menor resistencia a tracción, elongación alta (se deforman) y un mejor rendimiento frente a la perforación (fuerzas de impacto). Todos ellos deben proporcionar suficiente protección a los rayos UV. Este tipo de propiedades deben ser consideradas para seleccionar el material más adecuado para cada proyecto.

5.2. HISTORIA Y POSICIÓN EN EL MERCADO DE LAS ESTRUCTURAS RELLENAS DE ARENA

Durante mucho tiempo, las bolsas rellenas de arena se han utilizado como reparación de emergencia en diques en los Países Bajos. La Figura 10 muestra la primera aplicación a gran escala en los Países Bajos en 1957, en el cierre de la Pluimpot, un pequeño estuario en los Países Bajos. Desde entonces se ha realizado con asiduidad (Lawson, 2010 Heerten 2000 CUR 217, 2006). Aunque hay bastante experiencia, las estructuras de arena rellena aún están presentes en el mercado de las estructuras costeras por las siguientes causas:

- En numerosas localizaciones el coste de las estructuras rellenas de arena es igual o superior que el de las estructuras tradicionales con grava y roca (Das Neves, 2011^a).
- Para soluciones permanentes, normalmente será necesario tener una capa de material granular, o tener un estricto programa de mantenimiento con inspecciones periódicas.



FIGURA 9. Ilustración de un contenedor de geosintéticos vertido. /
 FIGURE 9. Artist impression dumping of a geosynthetic container.

position. There, the split barge opened and the geosynthetic container is dumped in position.

With respect to the water depth sand filled geosynthetic tubes and geosynthetic containers are complementary. Tubes need rather shallow water or construction on shore. Containers need deeper water, because the split barge must be able to sail over the dumping location.

Both systems can be used in the construction of a dam: geosynthetic containers for the deeper parts and geosynthetic tubes for the more shallow parts. An artist impression of the actual dumping is presented in Figure 9.

Geosynthetic tubes are mostly used for coast or shore protection (Fowler *et al.* 2002 and Hornsey *et al.*, 2011). Geosynthetic containers are used to make steep slopes on a sand dike, hanging beaches. The positions of the containers after dumping have to be determined by sonar.

When designing geosystems, distinction must be made between the types of geotextile used. Usually woven and needle-punched nonwovens are applied. Woven geotextiles represent a large scale of tensile strength, low elongation but worse performance against impact. Nonwoven, needle-punched geotextiles are thicker (better filtration performance) but represent lower tensile strength, large elongation (shape deformation) and better performance against puncturing (impact forces). All of them must provide sufficient UV-protection. This kind of properties must be considered when selecting the most suitable material for specific project.

5.2. HISTORY SAND FILLED STRUCTURES AND POSITION ON THE MARKET

Sand filled bags have been used as an emergency repair for dikes during a long time in the Netherlands. Figure 10 shows the first large scale application in the Netherlands, the closure of the Pluimpot, a small estuary in the Netherlands in 1957. Since then quite a number of applications has been realised (Lawson 2010, Heerten 2000, CUR 217, 2006). Although there is quite some experience, the sand filled structures are still present in the market of coastal structures. This has the following reasons:

- At a number of locations sand filled structures have the same or a higher price level than traditional structures with gravel and rock (Das Neves, 2011^a).



FIGURA 10. El cierre de la "Pluimpot", 1957. /
 FIGURE 10. The closure of the "Pluimpot", 1957.

- En su diseño no hay reglas universalmente aceptadas, como las existentes para las estructuras tradicionales.

Por consiguiente en la mayoría de las aplicaciones de estas estructuras ocurre que:

- La estructura es temporal. La ventaja es que la estructura se puede quitar con facilidad.
- No se puede utilizar grava o roca porque dañaría las estructuras adyacentes o personas (surfistas), o no es admisible desde el punto de vista estético, por ejemplo en una playa.
- La grava o la roca no está disponible inmediatamente o no es deseable su empleo desde el punto de vista del medio ambiente, o el transporte de grandes cantidades de roca es peligroso.

5.3. FORMA DE LOS TUBOS Y CONTENEDORES RELLENOS DE ARENA

5.3.1. Grado de llenado

La forma habitual para describir el grado de llenado es comparar el área de sección transversal de un tubo o de un contenedor relleno de arena con el área teórica máxima de la sección transversal que es posible para una determinada circunferencia del geotextil. El máximo teórico se produce cuando la sección transversal de un tubo o contenedor (perpendicular a su eje mayor) fuese un círculo perfecto. Así que cuando se tiene la circunferencia (L) del geotextil en un tubo o contenedor, y el área de la sección transversal (A), el grado de relleno (d_{fill}) es:

$$d_{fill} = 4\pi \frac{A}{L^2} \quad (3)$$

Esta definición se utilizará en adelante en el presente artículo. La diferencia entre un contenedor relleno de arena y un tubo relleno de arena después de la colocación es sólo una diferencia en el grado de relleno. Un contenedor tiene que ser arrojado con una barcaza y por lo tanto tiene que ser "estrujado" a través de la abertura de la barcaza. Esto limita el grado de relleno. Estas restricciones carecen de sentido para los tubos. Normalmente, el grado de relleno de un contenedor relleno de arena es 35 – 45% y para un tubo de 70 a 80%. Se utilizan diferentes definiciones para el grado de relleno. En el campo, se utiliza la relación entre la altura real de un tubo dividido por la altura máxima teórica. Esto se emplea porque es más fácil de medir en el campo. Para los contenedores geosintéticos, a veces se utiliza el volumen real del contenedor dividido por el volumen de la barcaza. Estas diferentes definiciones pueden ser bastante confusas y por consiguiente, uno debe asegurarse de qué definición se utiliza cuando se menciona un grado de relleno. En este trabajo sólo se utiliza la definición de la ecuación (3).

5.3.2. Forma

La forma de los tubos y contenedores rellenos de arena es importante ya que determina la altura del tubo o contenedor. La manera de calcular la forma es la misma para tubos y contenedores, sólo se diferencia en el grado de relleno. Mecánicamente hablado, un geotextil es una membrana. Puede resistir fuerzas de tracción, pero no de flexión. Esto significa que la curvatura de una parte del geotextil viene determinada por la relación entre la fuerza de tracción y la fuerza perpendicular al geotextil o en una situación de 2-D:

$$\frac{T}{r} = p \quad (4)$$

- For a permanent solution it will normally be necessary to have a cover of granular material, or to have a strict maintenance programme with regular inspections.
- There are no well accepted design rules, as there are for traditional structures.

Consequently most of the applications of these structures fulfil one or more of the following:

- The structure is temporarily. The advantage is then that the structure can be easily removed.
- Gravel or rock cannot be used, because it will harm adjacent structures or people (the last in case of a surf reef or groins), or is not acceptable from an aesthetic point of view, for example at a beach.
- Gravel or rock is not readily available, or not desirable to use from an environmental point of view, or transporting large quantities of rock is dangerous.

5.3. SHAPE OF SAND FILLED TUBES AND CONTAINERS

5.3.1. Degree of filling

The usual way to describe the degree of filling is to compare the cross-sectional area of a sand filled tube or container and compare that with the theoretically maximum cross-sectional area that is possible for given circumference of the geotextile. The theoretical maximum is when the cross-section of a tube or container (perpendicular to its longest axes) would be a perfect circle. So when the circumference (L) of the geotextile in a tube or container is given, and the cross-sectional area (A), the degree of filling (d_{fill}) is:

$$d_{fill} = 4\pi \frac{A}{L^2} \quad (3)$$

This definition will be used in the remaining part of this article. The difference between a sand filled container and a sand filled tube after placement is only a difference in degree of filling. A container has to be dumped with a barge and therefore it has to be 'squeezed' through the barge opening. This limits the degree of filling. Such restrictions do not apply for a tube. Normally the degree of filling for a sand filled container is 35 – 45% and for a tube 70 to 80%. Different definitions for the degree of filling are used. In the field the ratio of the actual height of a tube divided by the theoretically maximum height is used. This is done because this is easier to measure in the field. For geosynthetic containers the actual volume of the container divided by the volume of the split barge is sometimes used. These different definitions can be rather confusing and therefore one should be sure what definition is used when a degree of filling is mentioned. In this paper only the definition by Eq. (3) is used.

5.3.2. Shape

The shape of sand filled tubes of containers is of importance because this determines the height of the tube or container. The way to calculate the shape is the same for a tube and a container, only the degree of filling is different. Mechanically spoken a geotextile is a membrane. It can take tensile forces, but no bending forces. This means that the curvature of a part of the geotextile is determined by the ratio of tensile stress and the stress perpendicular to the geotextile or in formula for a 2-D situation:

$$\frac{T}{r} = p \quad (4)$$

Siendo T la fuerza de tracción en el geotextil, r la curvatura del geotextil y p la presión que actúa sobre el geotextil (Timoshenko y Woinowsky-Krieger, 1959). Para calcular la forma del contenedor o tubo, se supone que la fuerza de tracción es constante a lo largo de la parte del geotextil en contacto con el relleno y no tiene contacto con el subsuelo. Este supuesto es válido cuando el contenedor geosintético se rellena con lechada. No es válido cuando el contenedor se rellena con arena, porque puede existir una tensión cortante entre la arena y el geotextil. Sin embargo, en general, las tensiones cortantes serán pequeñas porque la arena está suelta y por lo tanto el método de cálculo se puede utilizar con una precisión razonable para un contenedor relleno de arena. Con algunas transformaciones de coordenadas, que se describen en Timoshenko y Woinowsky-Krieger 1959, es posible calcular la curvatura del geotextil como una función de la altura para una determinada resistencia a la tracción (T) y una presión de partida (p) del relleno en la parte superior del contenedor o tubo y suponiendo que la presión aumenta hidrostáticamente con la profundidad (lo que implica que la curvatura también aumentará con la profundidad). El resultado de tal cálculo se muestra en la Figura 11.

La Figura 12 muestra cómo la forma del tubo relleno de arena está relacionada con la fuerza de tracción, la presión de relleno y el grado de relleno. Para la situación calculada, un grado de relleno extremo del 96% sólo es posible con una presión de llenado que sea equivalente a 5 m de columna de agua y dará lugar a una fuerza de tracción de 113 kN/m. Con una presión de relleno más habitual, el equivalente de 0,5 m de columna de agua dará lugar a un grado de llenado del 81%, que también está más cerca de los grados de relleno normalmente medidos.

Las mediciones muestran una buena concordancia entre estas formas determinadas teóricamente y las mediciones, Figura 13.

6. ESTABILIDAD DE GEOTUBOS Y GEOCONTENEDORES RELLENOS ANTE LA ACCIÓN DEL OLEAJE

6.1. INTRODUCCIÓN

Evaluando los mecanismos de fallo de los tubos y contenedores rellenos de arena, parece que el período de construcción es un período crítico. Los tubos pueden ser dañados por altas presiones de bombeo; los contenedores pueden ser dañados al dejar la barcaza o durante el impacto con el fondo. Hay que tener en cuenta estas circunstancias al diseñar un geosistema. Se puede encontrar información sobre estos mecanismos de fallo en Bezuijen *et al.* (2004). En este artículo nos centramos en tipos de fallo importantes tras la construcción, socavación y estabilidad frente a la acción del oleaje.

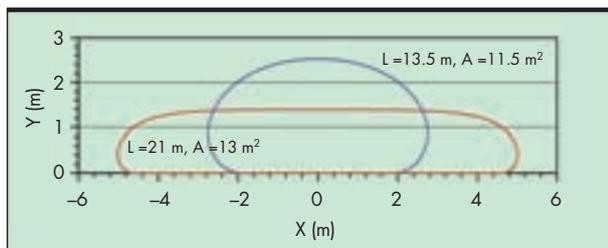


FIGURA 11. Forma de un contenedor geosintético ($L=21$ m, $A=13$ m², $d_{fill}=37\%$) y un tubo ($L=13.5$ m, $A=11.5$ m², $d_{fill}=79\%$). /
 FIGURE 11. Shape of a geosynthetic container ($L=21$ m, $A=13$ m², $d_{fill}=37\%$) and tube ($L=13.5$ m, $A=11.5$ m², $d_{fill}=79\%$).

With T the tensile force in the geotextile, r the curvature of the geotextile and p the pressure acting on the geotextile (Timoshenko & Woinowsky-Krieger, 1959). To calculate the shape of the container or tube, it is assumed that the tensile stress is constant over the part of the geotextile in contact with the fill and has no contact with the subsoil. This assumption is valid when the geosynthetic container is filled with slurry. It is not valid when the container is filled with sand, because a shear stress can develop between the sand and the geotextile. However, in general the shear stresses will be small because the sand is in a loose state and therefore the calculation method can also be used with a reasonable accuracy for a container filled with sand. With some coordinate transformations, described in Timoshenko & Woinowsky-Krieger 1959, it is possible to calculate the curvature of the geotextile as a function of height for a given tensile strength (T) and a starting pressure (p) of the fill at the top of the container or tube and assuming that the pressure increases hydrostatically with depth (which means that also the curvature will increase with depth). The result of such a calculation is shown in Figure 11.

Figure 12 shows how the shape of the sand filled tube is related with the tensile force, filling pressure and the degree of filling. For the situation calculated, an extreme filling degree of 96% is only possible with a filling pressure that is the equivalent of 5 m water difference and will result in a tensile force of 113 kN/m. A more usual filling pressure the equivalent of 0.5 m water difference will lead to a degree of filling of 81%, which is also closer to the normally measured degrees of fill.

Measurements show that there is a good agreement between these theoretically determined shape and measurements, Figure 13.

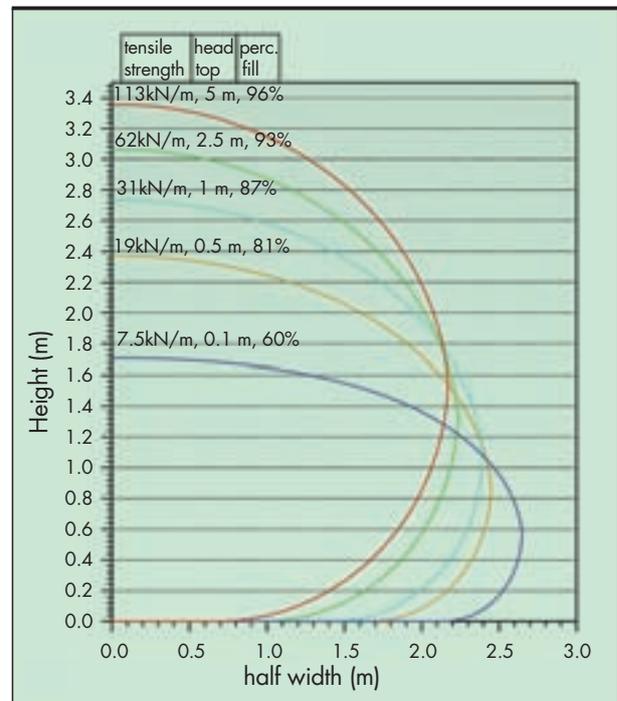


FIGURA 12. Relación entre la forma y la fuerza de tracción (kPa), carga piezométrica sobre el tubo (m) y grado de relleno (%). /
 FIGURE 12. Relation between shape and tensile force (kPa), piezometric head above the tube (m) and degree of fill (%).

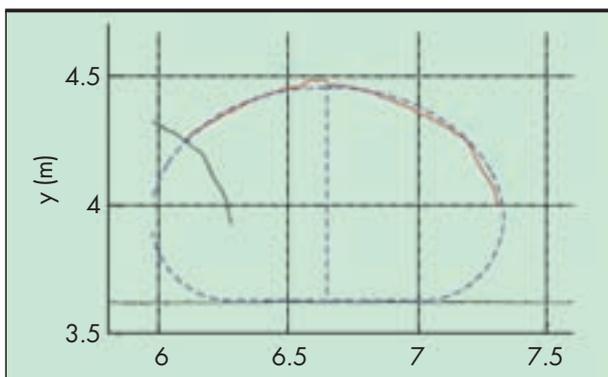


FIGURA 13. Forma medida en un ensayo modelo en el canal Delta (línea dibujada) comparada con la forma teórica (línea de puntos) (dimensiones modelo). / **FIGURE 13.** Measured shape in a model test in the Delta flume (drawn line) compared with the theoretical shape (dashed line). (model dimensions).

6.2. SOCAVACIÓN

Muy a menudo los tubos de geotextil rellenos con arena se utilizan en la playa como protección de la costa, véase la Figura 14 como ejemplo. Para estas estructuras la socavación es un modo de fallo importante. Cuando el punto más bajo del tubo no se encuentra lo suficientemente profundo en la arena, entonces tarde o temprano la estructura se debilitará y fallará. La posibilidad de socavación ha sido investigada por Das Neves (2011) en varios ensayos con modelos a escala. Como es habitual en los ensayos de socavación, hubo bastante dispersión en los resultados, pero los resultados indican que la profundidad de socavación de una estructura geotextil es comparable a la profundidad de socavación de una estructura de roca y grava (en teoría la socavación puede ser aún mayor, porque hay más movimientos de olas hacia arriba y hacia abajo a lo largo de la parte más impermeable del geotextil).

En consecuencia, se puede mencionar que cuando la regla básica para un rompeolas tradicional es que la profundidad máxima de socavación será menor o igual a la altura de la ola incidente antes de que rompa, este es sin duda también aplicable al caso de estructuras hechas de geotextil y arena, y la protección de la parte inferior debe construirse de modo que pueda afrontar tal profundidad de socavación.

6.3. ESTABILIDAD ANTE EL OLEAJE

La estabilidad ante el oleaje de los tubos y contenedores rellenos de arena se ha probado recientemente en una serie de ensayos con modelos físicos en los Países Bajos. Análisis detallados de estos ensayos se encuentran en Van Steeg *et al.* (2011).

Los resultados de los ensayos condujeron a alguna adaptación de las fórmulas habituales de estabilidad para geotubos rellenos de arena, como se describe a continuación. Para los geocontenedores con un grado de relleno relativamente bajo, parece haber otro posible mecanismo de fallo adicional, que se llama el efecto oruga. Ambos mecanismos se describen en las siguientes secciones. Ambas series de pruebas se llevaron a cabo en el canal Delta de Deltares. Este canal tiene una longitud de 235 m, una anchura de 5 m y una profundidad de 7 m. En un extremo del canal se crearon olas irregulares con un espectro JONSWAP y una altura de ola, basada en el período de pico de la onda, de $s_{0,p} = 0,03$, en el

6. STABILITY SAND FILLED GEOSYNTHETIC TUBES AND CONTAINER UNDER WAVE ATTACK

6.1. INTRODUCTION

Evaluating the failure mechanisms of sand filled tubes and containers, it appears that the construction period is a critical period. Tubes can be damaged by too high pumping pressures; containers can be damaged during leaving the barge or during the impact on the bottom. In a design of a geosystem these failure mechanisms have to be taken into account. Information on these failure mechanisms can be found in Bezuijen *et al.* (2004). In this paper we focus on the failure mechanism of importance after construction, scour and stability against wave attack.

6.2. SCOUR

Quite often sand filled geotextile tubes are used at the beach as a coast protection, see Figure 14 for an example. For these structures scour is a major failure mode. When the lowest point of the tube is not located sufficiently deep in the sand, then sooner or later the structure will be undermined and fail. The possibility of scour is investigated by Das Neves (2011) in a number of small scale model tests. As usual with scour tests, there was quite some scatter in the results, but the results indicate that the scour depth of a geotextile structure is comparable to the scour depth of a rock and gravel structure (in theory the scour can be even more, because there is more wave run-up and run-down along the more impervious geotextile structure).

Consequently it can be mentioned that when the rule of thumb for a traditional breakwater is that the maximum scour depth will be less or equal to the incident unbroken wave height, this is certainly also the case for structures made of geotextile and sand and the toe protection should be built to cope with such scour depth.

6.3. STABILITY UNDER WAVE ATTACK

The stability of under wave attack of sand filled geotextile tubes and sand filled geotextile containers is recently tested in a series of physical model tests in the Netherlands. Tests details are reported by Van Steeg *et al.* (2011).

The results of the tests led to some adaption of the usual stability formulas for sand filled geotextile tubes, as will be described below. For the geotextile containers with a relative low degree of filling there appeared to be also a different failure mechanism possible, which was called the caterpillar effect. Both these mechanisms will be described in the following sections. Both test series were performed in the Delta flume of Deltares. This flume has a length of 235 m, a width of 5 m and a depth of 7 m. At one end of the flume irregular waves with a JONSWAP spectrum and a wave steepness, based on the peak wave period, of $s_{0,p} = 0.03$ was created, at the other end a structure made of geotextile elements was built. At all the test series, thus only woven geotextile containers were tested. The geotextiles had an opening size $O_{90} = 0.170$ mm. The experiments had a duration of around 1000 waves or until damage occurred. If no damage occurred during a test, a new test with a higher wave height was started.

6.3.1. Geosynthetic tubes

Figure 15 shows a picture taken during the tests in the Delta Flume and Figure 16 shows the configurations tested. All layouts except the 2-1 stack were displaced due to sliding of an individual element. Significant deforma-



FIGURA 14. Geotubo en la playa. / FIGURE 14. Geotube on the beach.

otro extremo fue construida una estructura con los elementos de geotextil. En todas las pruebas sólo se probaron geotenedores con geotextiles tejidos. Los geotextiles tenían una un tamaño de apertura de $O_{90} = 0.170$ mm. Los ensayos tuvieron una duración de alrededor de 1000 olas o hasta que se produjeron daños. Si no se habían producido daños durante el ensayo, se reiniciaba la prueba con una altura de ola mayor.

6.3.1. Geotubos

La Figura 15 muestra una fotografía tomada durante las pruebas en el Canal Delta y la Figura 16 muestra las configuraciones probadas. Todas las configuraciones excepto la pila 2-1 fueron desplazadas debido al deslizamiento de un elemento individual. No se produjo ninguna deformación importante de los tubos a excepción de aquél que estaba relleno al 55%. Este tubo se deformó de manera significativa. Tubos con un mayor grado de llenado se deformaron en función del grado de relleno, Figura 17.

El fallo de la pila 2-1 se produjo debido a un mecanismo de deslizamiento hacia el mar del tubo en la parte superior y del tubo que estaba colocado en el lado de la pila orientado hacia el mar. El deslizamiento hacia el mar pudo ser causado por una pequeña viga de madera que estaba fijada en el sector de tierra de los tubos en la subestructura de hormigón. Esta viga se utilizó porque la idea era que la superficie del hormigón era demasiado plana en comparación con una situación real donde los tubos se colocan en arena o en la parte superior de otros tubos. Sin embargo, el deslizamiento hacia el mar indica que puede haber también fuerzas hacia el mar significativas en la pila de 2-1. La estabilidad de un tubo apareció comparable a la estabilidad de los 2 tubos. El nivel de agua tiene una gran influencia en la estabilidad. Los geotubos rellenos de arena son mucho más estables por encima del nivel del agua, comparados con aquellos por debajo del nivel del agua. La estabilidad contra el deslizamiento de un tubo con su cima igual al nivel del agua para una ola más alta que la altura del tubo (D) se puede obtener con la fórmula:

$$\frac{C\sqrt{H_s}}{\Delta\sqrt{B}(f \cos \alpha + \sin \alpha)} \leq 0.65 \quad (5)$$

Donde, C es una constante que depende de la pendiente de la ola que varía entre 0,5 y 0,65, H_s la altura significativa de las olas, Δ la densidad relativa, B la anchura del tubo, f el coeficiente de fricción entre el geotextil y la subestructura de hormigón en las pruebas y α el ángulo de la subestructura de



FIGURA 15. Impacto de las olas en los tubos durante las pruebas del canal. / FIGURE 15. Wave impact on tubes during flume tests.

tion of the tubes did not take place except for the tube which was filled for 55%. This tube was significantly deformed. Tubes with a higher degree of filling deformed as a function of the degree of fill, Figure 17. Failure of the 2-1 stack occurred due to a seaward sliding mechanism of the tube on top and the tube which was placed on the seaward side of the stack. The seaward sliding may be caused by a small wooden beam that was fixed at the landside of the tubes on the concrete substructure. This beam was used because the idea was that the concrete surface was too flat compared to a real situation where the tubes would be placed on sand or on top of other tubes. However, the seaward sliding does indicate that there can be also significant seaward forces in the 2-1 stack. The stability of one tube appeared comparable to the stability of 2 tubes. The water level has a large influence on the stability. Sand filled geosynthetic tubes are much more stable above the water line, compared to below the water line. The stability against sliding for a tube with its crest equal to the water line for wave higher than the height of the tube (D) can be given with the formula:

$$\frac{C\sqrt{H_s}}{\Delta\sqrt{B}(f \cos \alpha + \sin \alpha)} \leq 0.65 \quad (5)$$

Where, C is a constant depending on the wave steepness varying between 0.5 and 0.65, H_s the significant wave height, Δ the relative density, B the width of the tube, f the friction coefficient between the geotextile and the concrete substructure in the tests and α the angle of the concrete substructure. For $C = 0.65$ and $\alpha = 0$ deg, this relation reduces until:

$$\frac{H_s}{B} \leq (\Delta \cdot f)^2 \quad (6)$$

hormigón. Para $C = 0,65$ y $\alpha = 0^\circ$, esta relación se reduce hasta que:

$$\frac{H_s}{B} \leq (\Delta \cdot f)^2 \quad (6)$$

Esta relación es similar a la ecuación de estabilidad tradicional de rompeolas que normalmente toma la forma:

$$\frac{H_s}{\Delta D} \leq C_c \quad (7)$$

Donde D es el diámetro de los bloques (altura media de tubo) y C_c una cierta constante que depende de varios factores. Aunque las ecuaciones (6) y (7) parecen similares, hay una diferencia notable. La influencia de D (la altura del tubo) no está disponible y la influencia de Δ es mucho más grande en la ecuación (7), puesto que Δ es llevada al cuadrado en la ecuación. Este resultado necesitaría realizar más comprobaciones, ya que en todos los ensayos Δ fue cercano a 1 por lo que la diferencia es pequeña. La fricción, sin embargo, fue modificada (mediante el uso de la construcción de la viga) y se encontró esta relación. Esa B en lugar de D parece comprensible. Una D más alta también dará más superficie expuesta, mientras que un aumento de la B da lugar a una mayor estabilidad a igualdad de superficie expuesta. Los ensayos aquí descritos se realizan con geotubos rellenos de arena con geotextiles tejidos. Recio y Oumeraci (2009) han realizado ensayos para estructuras comparables, pero a partir de materiales no tejidos. Sus fórmulas se pueden utilizar en caso de material no tejido. Muestran que en algunos casos también la deformación de la estructura bajo la acción del oleaje es importante, como también en el caso con contenedores geosintéticos rellenos de arena, ver a continuación.

Tubos de deformación

La cantidad de deformación del tubo relleno de arena resultó ser una función del porcentaje de relleno. El asiento relativo es pequeño solo para aquellos bien rellenos, pero aumentó significativamente en aquellos cuyo grado de llenado era inferior.

Esto significa que para minimizar los asentamientos después de la construcción, se necesita un porcentaje significativo de llenado de los tubos y más de un 80% de llenado. Para reducir, al menos en los ensayos modelo el asentamiento al 10% o menos, es necesario un relleno de más del 80%.

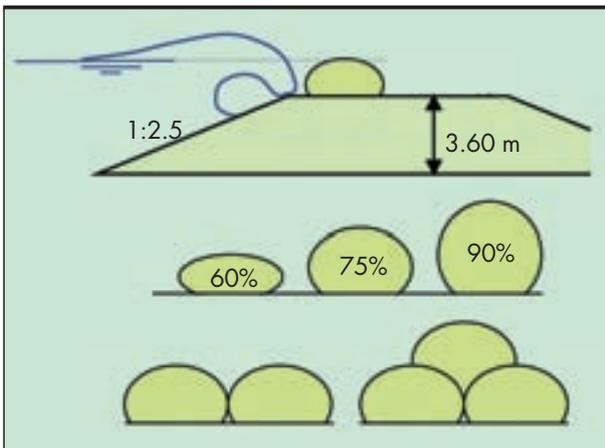


FIGURA 16. Configuraciones ensayadas. /
 FIGURE 16. Configurations tested.

This relation is similar to the traditional stability equation for breakwaters that normally takes the form:

$$\frac{H_s}{\Delta D} \leq C_c \quad (7)$$

Where D is the diameter of the blocks (average height of tube) and C_c a certain constant depending on various factors. Although the equations (6) and (7) look similar, there is a remarkable difference. The influence of D (the height of the tube) is not available and the influence of Δ is much larger in equation (7), since Δ is taken to the square in the equation. This outcome would need further testing since in all tests Δ was close to 1 and then the difference is only small. The friction, however, was varied (by using the beam construction) and this relation was found. That B instead of D is found is understandable. A higher D will also give more exposed surface, while an increase of B results in more stability for the same exposed surface. The tests described here are performed with sand filled tubes with woven geotextiles. Recio and Oumeraci (2009) have performed tests for comparable structures, but made from non-woven materials. Their formulas can be used in case of non-woven material. They show that in some case also the deformation of the structure under wave attack is important, as is also the case with sand filled geosynthetic containers, see below.

Deformation tubes

The amount of deformation of the sand filled tube appeared to be a function of the filling percentage. The relative settlement is only small for well filled but increased significantly for lower degrees of fill.

This means that to minimize settlements after construction, a significant filling percentage of the tubes is needed and more than 80% percentage of fill is necessary. To reduce, at least in the model tests the settlement to 10% or less a filling percentage more than 80% is needed.

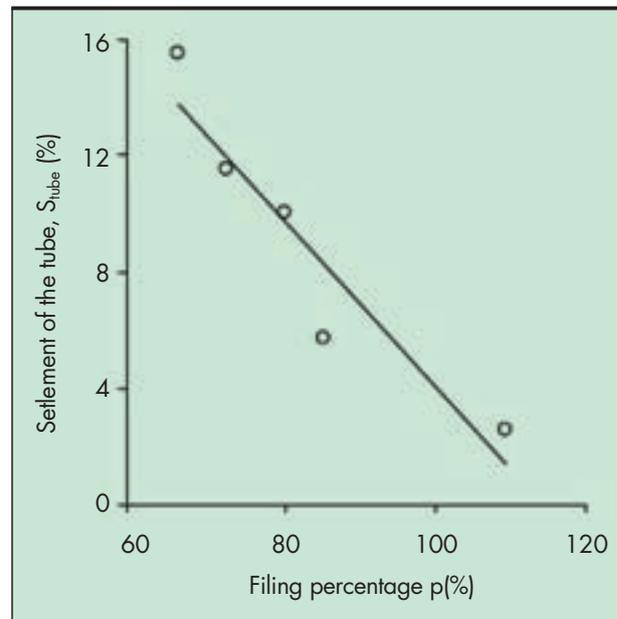


FIGURA 17. Asentamiento del tubo durante el programa de ensayos en función del porcentaje de relleno (Modificado de Van Steeg et al., 2011). /
 FIGURE 17. Settlement of tube during the test programme as a function of the filling percentage (Modified from Van Steeg et al., 2011).

6.3.2. Geocontenedores rellenos de arena

Se encontró un mecanismo de fallo adicional que ocasionaba el deterioro en los geocontenedores rellenos arena para altura de olas inferiores a lo previsto. En estas pruebas no sólo se producía el deslizamiento de los contenedores enteros, sino también la migración de la arena dentro del contenedor. Los ejemplos de cálculo mostraron que en los geosintéticos rellenos de arena con un grado de relleno del 60% o inferior, el relleno habitual de un contenedor geosintético producirá sólo una fuerza de tensión muy baja en el geosintético. En consecuencia, este puede comenzar a ondear bajo la acción del oleaje. Esto posibilita que las partículas de arena migren y comience lo que se denomina mecanismo de fallo 'oruga'. Todo el conjunto del geocontenedor parece moverse debido a la migración de la arena como una oruga de una excavadora que ocasiona una deformación progresivamente mayor. Venis (1968) también detectó este resultado en las pruebas de mayor escala con bolsas de arena. No se encontró en las pruebas de menor escala y por lo tanto Venis advirtió de los efectos de escala que pueden ocurrir cuando se realizan pruebas sólo a pequeña escala.

Una consecuencia de este mecanismo de oruga es que los geocontenedores rellenos de arena se deformarán a alturas de ola significativas superiores a 0,8 m según las mediciones en el canal. Esto limita la aplicación de los geocontenedores rellenos de arena en situaciones con acción significativa del oleaje. Sin embargo, esto en la mayoría de los casos no es un problema ya que, como se mencionó antes, es necesario volcar los contenedores con una profundidad mínima de 4 m. Frecuentemente, esto estará por debajo de la zona en la que se puede esperar la mayor acción del oleaje. Sólo habría de considerarse en áreas con mareas extremas.

Crterios de filtro

Estos ensayos también condujeron a otro hallazgo: se encontró bastante arena fuera de los contenedores. Desafortunadamente, no se puede excluir por completo que hubiera alguna junta estropeada en el contenedor. Sin embargo, la explicación más verosímil es que atravesara el geotextil aunque el geotextil con un d_{90} de 170 μm debería ser ajustado para la arena utilizada con un d_{50} de 194 μm .

No obstante, debe tenerse en cuenta que el movimiento de la arena dentro del contenedor permite también el movimiento de los granos más finos y que, donde no haya transporte de arena, los finos quedarán atrapados en la arena.

Con transporte de la arena, y 15% de los finos que pasan por el O_{90} , todavía es posible que este 15% sea extraído por lavado. Por consiguiente, si se permite un mayor movimiento de arena en la estructura son necesarias reglas de filtrado más estrictas.

7. CONCLUSIONES

A partir de los estudios descritos en este trabajo se presentan las siguientes conclusiones:

- Las reglas de filtrado provienen de las capas de suelo estable. Tienen que ser más estrictas cuando el suelo puede moverse por debajo de un filtro de geotextil, como cuando hay acción del oleaje en un geocontenedor relleno de arena.
- En aplicaciones de ingeniería costera el subsuelo en un filtro debería cumplir con los criterios de Kenny y Lau (ver sección 2.2) para asegurarse de que no se desarrollan capas impermeables en el subsuelo.

6.3.2. Sand filled geosynthetic containers

An additional failure mechanism appeared to result in failure at lower wave heights than expected for sand filled geosynthetic containers. In these tests there was not only sliding of the whole containers, but the sand migrated within the container. The example calculations in showed that sand filled geosynthetic elements with a degree of filling of 60% or less, the usual fill of a geosynthetic container will have only a very low tension force on the geosynthetic. Consequently this can start flapping under wave attack. This allows the sand grains to migrate and started what is called the 'caterpillar' failure mechanism. The whole geosynthetic container seems to move due to the migrating sand as a caterpillar from a bulldozer resulting in larger and larger deformation. This result was also found by Venis (1968) in larger scale tests on sand bags. It was not found in smaller scale tests and therefore Venis warned for the scale effects that can occur when tests are performed at only a small scale.

A consequence of this caterpillar mechanism is that sand filled geosynthetic containers will deform at significant wave heights higher than 0.8 m according the measurements in the flume. This limits the application of sand filled geosynthetic containers in situations with significant wave attack. This is, however, in most cases hardly a problem, since, as mentioned before, a minimum of 4 m water depth is necessary to dump the containers. Quite often this will be below the area where the largest wave attack can be expected. It should only be taken into account in areas with extreme tides.

Filter criteria

These tests also led to another result: quite some sand was found outside the containers. Unfortunately it could not be completely excluded that there was some bad seam in the container. However, the most plausible explanation is that it went through the geotextile although the geotextile with a d_{90} of 170 μm should be sand tight for the sand used with a d_{50} of 194 μm .

It should however be realized that sand movement within the container allows also the movement of finer grains and that where without sand transport the fines will be trapped in the sand.

With sand transport, and 15% of the fines is smaller than the O_{90} , it is still possible that this 15% is washed out. Therefore allowing more sand movement into the structure requires stricter filter rules.

7. CONCLUSIONS

From the studies described in the paper the following conclusions are possible:

- Filter rules are derived for stable soil layers. They need to be stricter when soil can move around underneath a geotextile filter, as is the case when there is wave attack at a sand filled geosynthetic container.
- In coastal engineering applications the subsoil in a filter should fulfil the Kenny and Lau criteria (see section 2.2) to be sure that there is no development of impermeable layers in the subsoil.
- The sand - geotextile boundary is in itself a resistance for the water flow perpendicular to the geotex-

- El borde arena-geotextil es en sí mismo una resistencia para el flujo de agua perpendicular al geotextil. Tal resistencia equivale a unos pocos centímetros adicionales de arena. El ensayo tipo de CEN / ISO “capacidad de flujo de agua normal al plano” que se realiza sin arena puede indicar una capacidad de flujo a una diferencia de presión estática determinada que es de hasta más de un orden de magnitud que la capacidad de flujo real cuando el geotextil es colocado en la arena. Esto significa que el ensayo de flujo es sólo un deficiente indicador de la capacidad de flujo real.
- La forma de un geotubo o geocontenedor relleno de arena se puede calcular con precisión suponiendo que el geosintético es una membrana y que la arena aplica una presión hidrostática sobre la membrana. La forma del tubo y el contenedor está entonces influenciada sólo por la densidad del relleno con respecto a la densidad del volumen fuera del tubo o contenedor (normalmente aire o agua) y la presión del material de relleno en la parte superior del tubo o del contenedor.
- La estabilidad de los geotubos rellenos de arena bajo la acción del oleaje se puede calcular utilizando las fórmulas dadas en este trabajo o en general por la fórmula presentada por Van Steeg *et al.* (2011). Para diferentes configuraciones, se pueden utilizar las fórmulas de Recio y Oumeraci, (2009).
- En lo relativo a la estabilidad de los geocontenedores rellenos de arena, parece existir un mecanismo de fallo adicional. En estos contenedores con un porcentaje de relleno relativamente pequeño (menos de 50%), parece posible que la arena migre dentro del contenedor lo que conlleva a un efecto de oruga, lo que desemboca en la deformación y la rotura a una altura de ola menor que cuando este tipo de fallo no aparece.

Observaciones generales

- Geosintéticos y geosistemas constituyen posibles alternativas para materiales y sistemas más convencionales. Merecen ser utilizados a mayor escala.
- El diseñador debería tener en cuenta que los geotextiles y geosistemas son solo una parte (o un componente) del proyecto total y deberían ser tratados e integrados en la perspectiva global de un proyecto dado.
- El control sistemático (internacional) de los proyectos realizados (incluyendo los casos de fallo) y la evaluación de los datos de prototipo y laboratorio pueden proporcionar información útil para los propósitos de verificación y mejora de los métodos de predicción. Las organizaciones nacionales e internacionales tienen también el papel de identificar esta falta de información y de lanzar estudios multi-clientes sobre amplios programas de control y ensayo, para proporcionar a los usuarios una evaluación independiente del comportamiento a largo plazo de los geosintéticos y los geosistemas.
- Todavía hay muchas dudas en los métodos de ensayo existentes. Por ello aún se necesita una amplia mejora de los métodos de diseño y más experiencia práctica bajo varias condiciones de carga.
- Hay una necesidad urgente de unas pautas aceptadas internacionalmente para el diseño y la aplicación de los geosistemas. La IGS en colaboración con otras organizaciones internacionales debería emprender acciones en esta dirección.

tile. Such resistance is equivalent to a few centimetres more sand. The index test CEN/ISO ‘water flow capacity normal to the plane’ that is performed without sand can indicate a flow capacity at a given head difference that is up to more than an order of magnitude higher than the real flow capacity when the geotextile is placed in sand. This means that the flow test is just a poor indicator of real flow capacity.

- *The shape of a sand filled geosynthetic tube or container can be calculated accurately by assuming that the geosynthetic is a membrane and that the sand applies a hydrostatic pressure on the membrane. The shape of the tube and container is then influenced only by the density of the fill with respect to the density of the volume outside the tube or container (this will normally be air or water) and the pressure of the fill material at the top of the tube and container.*
- *The stability of sand filled geosynthetic tubes under wave attack can be calculated using the formulas given in this paper or more in general by the formula presented by Van Steeg *et al.* (2011). For different configurations the formulas by Recio and Oumeraci, (2009) can be used.*
- *For the stability of sand filled geosynthetic containers, there appears to be an additional failure mechanism. In these containers with a relative small percentage of fill (less than 50%), it appears possible that the sand migrates within the container leading to a caterpillar effect, resulting in deformation and failure at a lower wave height than when this failure mechanism is not present.*

General remarks

- *Geosynthetics and geosystems constitute potential alternatives for more conventional materials and systems. They deserve to be applied on a larger scale.*
- *The designer should bear in mind that geotextiles and geosystems are only a part (or a component) of the total project and that they have to be treated and integrated in the total perspective of a given project.*
- *Systematic (international) monitoring of realized projects (including failure cases) and evaluation of the prototype and laboratory data may provide useful information for verification purposes and further improvement of prediction methods. It is also the role of the national and international organizations to identify this lack of information and to launch multi-client studies for extended monitoring and testing programmes, to provide users with an independent assessment of the long-term performance of geosynthetics and geosystems.*
- *There are still much uncertainties in the existing design methods. Therefore, further improvement of design methods and more practical experience under various loading conditions is still needed.*
- *There is an urgent need for internationally accepted guidelines for design and application of geosystems. The IGS in cooperation with other international organisations should undertake actions in this direction.*

8. BIBLIOGRAFÍA / REFERENCES

- Beek van, V. & Schenkeveld F.M. (2011) *Permeability measurements geotextile piping filter*. Private communication.
- Bezuijen A., M.B. de Groot, M. Klein Breteler, E. Berendsen.(2004), Placing accuracy and stability of geocontainers, *Proc. EuroGeo 3*, Munich, 2004; see also: <http://www.library.tudelft.nl/delftcluster/> (reports Delft Cluster 1, Coast and River).
- Bezuijen A. & Köhler H.-J. (1996) Filter and revetment design of water imposed embankments induced by wave and draw-down loadings. *Proc. EuroGeo 1*, Maastricht.
- CUR, (1995), Design manual for pitched slope protection, *CUR report 155, ISBN 90 5410 606 9*, P.O. Box 420, Gouda, the Netherlands.
- CUR 217 (2006) *Geosystems Design Rules and Applications* (in Dutch), CUR publication (English version expected in 2012).
- Das Neves L.P. (2011^a), private communication.
- Das Neves L.P. (2011^b), *Experimental Stability Analysis of Geotextile Encapsulated Systems under Wave loading*, Phd-Thesis, Porto University.
- Fowler, J., Stephens, T., Santiago, M. and De Bruin, P., 2002, Amwaj Islands constructed with geotubes, Bahrein, *CEDA Conference*, Denver, USA.
- Grauw A. de, Meulen T van der, Does de Bye, M. van de. (1983) *Design Criteria for Granular filters*. Delft Hydraulics, Publication No 287, January.
- Giroud, J.P. (2010), Development of criteria for geotextile and granular filters, *Proc. 9th Int. Conf. on Geosynthetics*, Guarujá, Brazil, 45-66.
- Heerten G., Jackson, A., Restall S., Saathoff F., (2000) New developments with mega sand containers of non-woven needle-punched geotextiles for the construction of coastal structures. *Proc. 27th ICCE*, Sydney.
- Heibaum, M., A. Fourie, H. Girard, G.P. Karunaratne, J. Lafleur, Palmeira, E.M. (2006), Hydraulic applications of geosynthetics, *Geosynthetics*, Millpress, Rotterdam. *Proc. 8th Int. Conf. on Geosynthetics*, Yokohama, Japan.
- Heibaum, M. (2004), Geotechnical filters – The important link in scour protection, *Proc. 2nd international conference on scour and erosion*, Singapore.
- Hornsey, W.P., Caeley J.T., Coghlan I.R., Cox R.J. (2011), Geotextile sand container shoreline protection systems: Design and application, *Geotextiles and Geomembranes, Volume 29, Issue 4, August 2011, Pages 425-439*.
- Kenney, T., and Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Can. Geotech. J.*, 22(2), pp. 215-222.
- Klein Breteler, M.; Smith, G.M.; Pilarczyk, K.W., (1994), Performance of geotextiles on clay and fine sand in bed and bank protections, *5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore. Also: part of Delft Hydraulics Publication 488, 1995.
- Klein Breteler, M.; Pilarczyk, K.W.; Stoutjesdijk, T., (1998), Design of alternative revetments, *26th International Conference Coastal Engineering*, Copenhagen, Denmark.
- Lawson, C. (2010). Geotextile containment. *Proceedings of 9th International Conference on Geosynthetics*, Guarujá, São Paulo, Brasil, pp. 307–322.
- Pilarczyk, K.W., (2000), Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering, *A.A. Balkema Publisher*, Rotterdam.
- Pilarczyk, K.W., (2002), Design of Revetments, *Hydraulic Engineering Institute*, Delft; www.tawinfo.nl (select: english, downloads).
- Pilarczyk, K.W., (2003), Design of low-crested (submerged) structures: An overview, *6th COPEDEC*, Sri Lanka; www.tawinfo.nl, (insert: english, downloads).
- Recio Molina, Juan Antonio, (2007), Hydraulic Stability of Geotextile Sand Containers for Coastal Structures - Effect of Deformations and Stability Formulae -, Phd-thesis, *Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technical University of Braunschweig*, Germany; <http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00021899>.
- Recio J. & Oumeraci H. (2009), Process based stability formulae for coastal structures made of geotextile, *Coastal Engineering* 56, 632-658. doi: 10.1016/j.coastaleng.2009.01.011.
- Steeg P., Vastenburg E., Bezuijen A., Zengerink E., Gijt J. de. (2011). Large-scale physical model tests on sand-filled geotextile tubes and containers under wave attack. To be published *Proc. 6th Int. Conf. on Coastal Structures*, Yokohama.
- Timoshenko S. & Woinowsky-Krieger S.,(1959) *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill Book Company, Inc.

Experiencia española en el uso de geomembranas sintéticas en obras hidráulicas

MANUEL BLANCO FERNÁNDEZ (*) y ÁNGEL LEIRO LÓPEZ (**)

RESUMEN El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) lleva varias décadas dedicado al estudio del comportamiento de los geosintéticos, especialmente barreras geosintéticas poliméricas que forman parte del sistema de impermeabilización de diferentes obras hidráulicas, fundamentalmente, balsas.

Tanto en geotextiles y productos relacionados como en geomembranas se determinan las características iniciales; en el caso de estas últimas se realiza un seguimiento periódico a lo largo de la vida útil del material impermeabilizante.

El control que se lleva a cabo abarca más de doscientas estructuras y conlleva la inspección técnica, toma de muestras y reposición del material, pruebas experimentales y recomendaciones a seguir, con el fin de incrementar la seguridad y durabilidad de las mencionadas estructuras hidráulicas.

Por todo ello y de los datos obtenidos a través de más de dos décadas se presenta la experiencia española en este campo de la Tecnología.

SPANISH EXPERIENCE IN THE USE OF SYNTHETIC GEOMEMBRANES FOR HYDRAULIC WORKS

ABSTRACT *The Spanish institution “Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)” has studied for decades the behaviour of geosynthetic products, specially the polymeric geosynthetic barriers used as waterproofing systems of different hydraulic works, mainly in reservoirs. Both in geotextiles or related products and in geomembranes, initial characteristics are determined; besides of that, periodic controls along the service life are performed in geomembranes. The monitoring of more than two hundred hydraulic structures requires technical inspections, taking samples and replacing them, experimental tests and recommendations, with the purpose of increasing security and durability in hydraulic structures. Because of that, the Spanish experience in this field of technology is presented along this paper.*

Palabras clave: Impermeabilización, Geomembrana, Embalses, Seguimiento.

Keywords: Waterproofing, Geomembrane, Reservoirs, Monitoring.

1. INTRODUCCIÓN

La utilización de geomembranas sintéticas en el campo de las Obras Hidráulicas surge en España en la década de los setenta en el sudeste peninsular, concretamente en la zona de Ibi, en la provincia de Alicante, donde se comienzan a instalar barreras elastoméricas a base de caucho butilo (IIR) (Blanco 2005). Con anterioridad, las balsas se estaban impermeabilizando con sistemas líquidos como el caso de El Saltadero o bien con películas o “films” de polietileno de baja densidad (PEBD) que se empleaban enterrados y que algunos han lle-

gado hasta nuestros días cumpliendo perfectamente su función como es el caso de la balsa de El Fraile en el sur de la isla de Tenerife. Con anterioridad a estas fechas se habían utilizado, de una manera testimonial geomembranas bituminosas modificadas con cauchos en algunas presas de los Pirineos, como la leridana de Aiguamoix. En el año 1968 se construye la presa del Odiel Perejil en Campofrío en el municipio de Aracena en la provincia de Huelva donde se coloca una geomembrana termoplástica de polietileno clorado (CPE) en el interior del paramento; en el año 2002 se realizaron unas catas para conocer como se encontraba al cabo de los años y, tras los ensayos pertinentes, se comprobó su perfecto estado de conservación (Blanco & Zaragoza 2003). A principios de los setenta se impermeabiliza el azud de Matavacas (Sanlúcar de Guadiana-Huelva) con una geomembrana sintética de caucho butilo que aún permanece con buenas características salvo las uniones entre paños (Cea *et al.* 2003, Blanco *et al.* 2010a). Estos inicios en el uso de las barreras geosintéticas poliméricas con la utilización de caucho butilo coincide con lo que se es-

(*) Doctor en Ciencias Químicas. Jefe del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Vicepresidente de IGS España. E-mail: Manuel.Blanco@cedex.es

(**) Licenciado en Ciencias Químicas. Coordinador Técnico Científico del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Presidente de IGS España. E-mail: Angel.Leiro@cedex.es

taba realizando en el resto del mundo, pues según datos del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) en su Boletín nº 78 del año 1991, la primera balsa impermeabilizada con una geomembrana sintética fue la de Kualapuu, en Holokai (Hawái) y tuvo lugar en el año 1959; el material empleado era, asimismo, caucho butilo.

Los dobles enlaces, “ σ ” y “ π ”, existentes en la macromolécula que constituye el caucho butilo eran susceptibles de ser atacados por reactivos electrófilos, como es el caso del ozono, que aún en pequeñas proporciones, y, máxime, cuando se encuentra sometido a tensiones, es capaz de romper el mencionado enlace “ π ” y por ello deteriorar a la geomembrana (Navarro *et al.* 1989).

El sucesor de este caucho puede considerarse al poli(cloruro de vinilo) plastificado (PVC-P) que lentamente, se va introduciendo primero reforzado con hilos sintéticos y, más tarde, como material homogéneo e incluso con inserción de fibra de vidrio. Tres son los factores que han influido en su introducción en nuestro país:

- Las barreras vinílicas no eran atacadas por el ozono atmosférico, causa principal de la degradación del butilo, ya que en la estructura del polímero solo hay enlaces “ σ ” que no son vulnerables a reactivos electrófilos como era el ozono.
- A finales de los años setenta el extinto Instituto Nacional de Racionalización y Normalización del Trabajo (IRANOR), estamento oficial responsable de la normalización en España crea un grupo de trabajo dentro del Comité 53 de “Plásticos y Cauchos” para elaborar una norma de poli(cloruro de vinilo) plastificado de uso en la Edificación. Después de esta norma, se redactaría otra para balsas. Todo ello, llevaba consigo la existencia de unos requerimientos a exigir y una metodología experimental que no se disponía con el butilo.
- El último hecho a favor del desarrollo de la barrera vinílica fue el Plan Hidráulico de la Comunidad Autónoma de Canarias que durante la década de los ochenta lleva a cabo un ambicioso programa público de construcción de embalses de riego que permitió desarrollar una tecnología cuyo método y rigor, no sólo en la fase de proyecto y ejecución de las obras sino también en el posterior seguimiento de las mismas, resulta de gran interés para aquellos que han de utilizar la técnica de aplicación de geomembranas en la impermeabilización de pequeños embalses de materiales sueltos (Amigó & Aguiar 1994). En la primera fase del proyecto se crea un órgano gestor llamado por aquel entonces Balsas del Norte de Tenerife (BALNORTE) y se construyen diez balsas de las que nueve llevan una pantalla impermeable que en todas ellas es poli(cloruro de vinilo) plastificado. Con el tiempo, el organismo autónomo local abarca toda la isla y pasa a denominarse Balsas de Tenerife (BALTEN) con quien desde el primer momento el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) establece un convenio de colaboración que se va renovando con el tiempo. El control llevado con aquellas láminas vinílicas influyó notablemente en su expansión, tanto en la Península como en los archipiélagos (Aguiar & Blanco 1995).

No obstante, no todo eran ventajas en este tipo de geomembrana pues en algunos casos la pérdida de plastificantes degradaba el material de una forma bastante rápida; en otros casos, y en el campo de la Edificación la colocación de una lámina sobre una geomembrana bituminosa conducía al fracaso de una manera acelerada por interacción de los componentes

del betún (maltenos, asfaltos, aceites) y los relativos a la geomembrana (resinas y aditivos).

El hecho anterior favorece la introducción en nuestro país como geomembrana del polietileno de alta densidad (PEAD), cuya aplicación comienza en la Comunidad Autónoma de Castilla-León (Villalar de los Comuneros, Barco de Ávila, Payuelos) y en Canarias (San Isidro, Valle de San Lorenzo, Cuatro Caminos) (Blanco & Aguiar 1998).

Ya en el campo de los termoestables aparece el caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM) que al poseer en su estructura una cantidad mínima de dobles enlaces, puesto que el dieno que interviene lo hace en una proporción inferior al 5%, no es atacado por el ozono atmosférico (Blanco *et al.* 2011).

En España, pensamos que al igual que en el resto del mundo, las tres geomembranas sintéticas más empleadas son: poli(cloruro de vinilo) plastificado, polietileno de alta densidad y caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico.

Aquí se va referir a la experiencia que se dispone de estos productos, así como de otros que se han utilizado en menor número de balsas; para ello se hará uso de los datos obtenidos en los distintos convenios de BALTEN, así como los establecidos con la Dirección General del Agua del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino.

2. MATERIALES

Los materiales sintéticos se clasifican según sus propiedades físicas en termoplásticos y termoestables. Esta característica es importante no sólo desde el punto de vista de su comportamiento sino, fundamentalmente, desde la óptica de su aplicación en obra y la unión entre paños.

Termoplastos o materiales termoplásticos son aquellos polímeros que por acción del calor reblandecen (“plastifican”) de forma reversible, solidificándose de nuevo al enfriar. Funden sin descomposición. Están constituidos por macromoléculas lineales o muy poco ramificadas. El polietileno y el poli(cloruro de vinilo) plastificado son dos ejemplos bien conocidos de esta categoría.

Duroplastos, materiales termoestables o termoendurecibles son aquellas materias polímeras que por acción de determinadas sustancias o catalizadores apropiados endurecen de forma irreversible. Descomponen al fundir. Están formados por macromoléculas reticuladas, que en el proceso de endurecimiento se reticulan aún más. Se incluyen en este grupo a la mayoría de los elastómeros, que son unas sustancias macromoleculares de elasticidad similar al caucho, constituidas por macromoléculas lineales unidas transversalmente por puentes de enlace (“vulcanización”).

La normativa europea considera los materiales que figuran en la Tabla 1, aunque algunos de ellos no son muy utilizados. En dicha Tabla, aparte de los termoplásticos (Tipo I) y termoestables (Tipo III) aparece un tercer grupo denominado cauchos termoplásticos (Tipo II) cuyo representante principal es el polietileno clorosulfonado (CSM), comercialmente llamado “hypalon”

La normativa a seguir para evaluar la idoneidad inicial de las geomembranas es la indicada en la norma europea UNE EN 13361; la metodología utilizada es la señalada en la citada norma, aunque también se hizo uso para la resistencia al punzonamiento de la norma española UNE 104 317 (Blanco *et al.* 1996).

La norma europea no indica nada sobre proyecto, diseño, puesta en obra y requerimientos; no es una norma de calidad sino de libre comercio por los estados de la Unión Europea y

Nomenclatura	Material básico	Tipo
ECB	Copolímeros de acrilatos/etileno y betún	I
EVA/C	Copolímeros de acetato de vinilo y etileno	
EEA	Copolímeros de acetato de etilo y etileno	
PE	Polietileno	
PEC	Polietileno clorado	
PP	Polipropileno	
PIB	Poliisobutileno	
PVC-P	Poli(cloruro de vinilo) plastificado	
TPO	Termoplástico poliolefínico	
E/P	Copolímeros de etileno/propileno	
CSM	Polietileno clorosulfonado	III
CR	Caucho de cloropreno	
EPDM	Caucho terpolímero de etileno/propileno/monómero diénico	
IIR	Caucho butilo	
NBR	Caucho de acrilonitrilo/butadieno	
BR	Caucho de butadieno	
POE	Polioléfina elastomérica	

TABLA 1. Materiales sintéticos contemplados en la norma de impermeabilización con geomembranas.

los del Espacio Europeo que son los de la antigua Asociación Europea de Libre Comercio (EFTA). Por este motivo, y teniendo en cuenta la gran variedad de geomembranas de distinta naturaleza existente, el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino ha encargado al CEDEX la elaboración de un Manual que en su parte dedicada a la impermeabilización cita unas recomendaciones y unas especificaciones mínimas que figuran en las Tablas 2 y 3, para geomembranas homogéneas y reforzadas con tejido de hilos sintéticos, respectivamente.

La naturaleza de las geomembranas que se controlan en España es la siguiente:

- Poli(cloruro de vinilo) plastificado homogéneo, PVC-P (h).
- Poli(cloruro de vinilo) plastificado con inserción de fibra de vidrio, PVC-P (fv).
- Poli(cloruro de vinilo) plastificado reforzado con un tejido de hilos sintéticos, PVC-P (hs).
- Polietileno de alta densidad, PEAD.
- Polietileno de media densidad, PEMD.
- Polietileno de baja densidad, PEBD.
- Polietileno de muy baja densidad PEMBD.
- Copolímero de etileno-acetato de vinilo, EVA/C.
- Polietileno clorosulfonado, CSM.
- Polipropileno, PP.
- Caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico, EPDM.
- Caucho butilo, IIR.
- Polioléfina elastomérica, POE.
- Polioléfina termoplástica, TPO.

Los datos de durabilidad que se van a exponer son consecuencia de los resultados obtenidos a lo largo del tiempo en más de doscientas estructuras hidráulicas donde se han instalado geomembranas sintéticas (Leiro *et al.* 2002, Blanco 2009), así como de otros materiales instalados en el campo experimental de El Saltadero, donde se han colocado distintas geomembranas de materiales novedosos o de otros, que sin serlo, pertenecían a empresas de nueva implantación y cuyo comportamiento era desconocido (Aguilar *et al.* 2008).

Las características de las barreras geosintéticas poliméricas consideradas se determinaron antes de su instalación con objeto de comprobar su validez y, además, con la finalidad de poseer el punto inicial al que referirse a lo largo del tiempo. La metodología experimental empleada es la citada anteriormente en este mismo epígrafe.

Aunque los ensayos de resistencia a la tracción y alargamiento en rotura se han llevado a cabo tanto en sentido longitudinal como transversal, en el contexto y la brevedad de este trabajo, los resultados expuestos harán referencia, en todos los casos, al sentido longitudinal. Asimismo, las pruebas relacionadas con el impacto dinámico se efectuaron por ambas caras de las probetas, aunque aquí los datos serán los relativos a la perforación por la cara externa, es decir, tal como está colocada la geomembrana en la obra hidráulica. Cuando no se indique algo en sentido contrario, los resultados presentados hacen referencia a muestras extraídas en el talud norte de coronación.

Todas las pruebas realizadas originalmente han superado los requerimientos mínimos exigidos a este tipo de geomembrana en el momento de su puesta en obra.

En todos los casos se ha determinado el espesor de las muestras ensayadas comprobándose, por lo general, una ligera disminución del mismo con el paso del tiempo, lo que, en ocasiones, puede ser atribuible a la falta de homogeneidad de la geomembrana en cuanto a espesores se refiere. Este fenó-

CARACTERÍSTICA	MATERIAL												
	EVA/C	PEAD	PELBD	PEMBD	PEC	PVC-Ph	PVC-P fv	TPO	CR	IIR	EPDM	POE	PIB
Resistencia a la tracción, MPa, mín.	20	25	25	20	12	15	10	20	10	8	9	15	3
Esfuerzo en el punto de fluencia, MPa, mín.	-	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Esfuerzo al 300% de alargamiento, MPa, mín.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,1	6,0	-	-
Alargamiento en rotura, %, mín.	750	700	750	1000	300	250	200	500	250	300	400	700	500
Alargamiento en el punto de fluencia, %, máx.	-	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Doblado de bajas temperaturas	Sin grietas												
Resistencia al desgarro, N/mm	60	140	100	75	35	50	50	60	35	35	35	85	20
Resistencia al impacto dinámico													
- Altura del percutor, mm, mín	500	500	500	500	500	500	500	500	300	300	300	500	500
Resistencia al punzonamiento:													
- Recorrido del percutor, mm, mín	50	8	-	45	25	20	20	25	30	30	30	25	30
Contenido en negro de humo, %	-	2,0-3,0	2,0-3,0	2,0-3,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TABLA 2. Requerimientos a una geomembrana sintética homogénea.

CARACTERÍSTICA	MATERIAL			
	PVC-P	CSM	PP	PEMBD
Resistencia a la tracción, N/50 mm, mín.	1.100	1.100	1.100	1.000
Alargamiento en el punto de carga máxima, %, mín.	15			
Doblado a bajas temperaturas	Sin grietas			
Resistencia al desgarro, N	130	550	500	350
Resistencia al impacto dinámico:				
- Altura del percutor, mm, mín.	500			
Resistencia al punzonamiento:				
- Recorrido del percutor, mm, mín.	12	10	30	10

TABLA 3. Requerimientos a una geomembrana sintética reforzada con tejido de hilos sintéticos.

meno se hace patente, fundamentalmente, en el poli(cloruro de vinilo) plastificado lo que parece ir paralelo a la pérdida de plastificante, no obstante hay que tener en cuenta que también influye el contenido de la resina que se va degradando y otras aditivos que van migrando de la propia lámina.

3. SEGUIMIENTO

Una vez instalada la geomembrana sintética se debe realizar un control periódico del material para ver el estado del mismo y así determinar el momento adecuado para una reimpermeabilización o reparación. Complicada se presentó la tarea de determinar qué pruebas deberían realizarse para conocer el estado de la geomembrana, siempre ateniéndose al principio de consumir la mínima cantidad de material y obtener datos representativos del “estado del arte” en ese momento. Con pocos fallos y con muchos aciertos se fijaron una serie de pruebas que la mayoría con la, experiencia obtenida, figuran hoy en la normativa de puesta en obra y control de embalses. Las pruebas a realizar durante el control periódico dependerán del tipo de

material utilizado (Blanco *et al.* 2008a). Las más comunes, en obras hidráulicas, son las siguientes:

- Espesores.
- Características de tracción.
- Doblado a bajas temperaturas.
- Resistencia mecánica a la percusión (Impacto dinámico).
- Resistencia a la perforación (Impacto estático).
- Contenido en plastificantes (PVC-P).
- Resistencia al desgarro (PEAD).
- Negro de carbono y su dispersión (PEAD).
- Resistencia de la soldadura por tracción.
- Resistencia de la soldadura por pelado.
- Microscopia óptica.
- Microscopia electrónica de barrido.

El comportamiento a lo largo del tiempo de estos materiales se consiguió con un control periódico para lo cual se realizaron visitas de inspección al mismo y se procedió a la correspondiente toma de muestras. Inicialmente, la toma se

muestras se hizo semestral, pero con la experiencia alcanzada se decidió llevarla a cabo anual.

La extracción de muestras de ensayo y su posterior reposición puede evitarse, al menos, los primeros años dotando la estructura de una serie de probetarios que se ubicarán en distintas zonas del embalse según la envergadura de éste; así uno podría ubicarse en solera y el resto deberían situarse en taludes. Es importante la instalación en la zona norte y que abarque áreas de material totalmente sumergido, en inmersión intermitente y a la intemperie en la zona alta de coronación. En caso de colocar solo un probetario convendría situarlo en la coronación del talud norte.

3.1. DOBLADO A BAJAS TEMPERATURAS

Las muestras de geomembranas de los materiales considerados se sometieron a una prueba de flexión a bajas temperaturas; para ello se doblaron sobre si mismas un ángulo de 180°, después de permanecer 5 horas en una cámara frigorífica a una temperatura determinada. Posteriormente se observó si aparecían síntomas de agrietamientos, roturas u otras imperfecciones superficiales.

La temperatura de doblado depende de la naturaleza de la macromolécula que constituye la barrera geosintéticas polimérica y es una prueba para comprobar la idoneidad del material. Las temperaturas a las que se ha efectuado el doblado son las que figuran en la Tabla 4. La prueba ha sido superada por todas las barreras geosintéticas originalmente.

CSM, IIR	-40
EPDM	-55
PEAD, PEMD, PEBD, PEMBD, TPO, POE, PP	-75
PVC-P, EVA/C	-20

TABLA 4. Temperatura de flexión según la naturaleza de la geomembrana sintética.

3.2. DUREZA SHORE

La dureza Shore-A se ha determinado en el caso de todos los materiales termoestables ensayados, mientras que en los productos termoplásticos se halló la dureza Shore-D. Los valores alcanzados figuran en la Tabla 5. Cabría destacar de los resultados obtenidos el incremento experimentado por los cauchos de EPDM e IIR y la poca variación observada en los polietilenos de distintas densidades, donde la dureza tiende a bajar ligeramente.

3.3. RESISTENCIA AL DESGARRO

La Figura 1 refleja la evolución de la resistencia al desgarro con el tiempo en las geomembranas de polietilenos. Lo más destacable son los valores superiores del material de alta densidad frente a los densidades inferiores.

Años desde su instalación	Material							
	PEAD*	PEMD	PEBD	PEMBD	EVA/C	TPO	EPDM	IIR
0	58	47	44	46	32	31	58	58
5	61	47	43	44	37	35	67	68
10	58	48	42	41	35	-	75	69
15	58	47	42	-	36	-	79	71

* En los termoplásticos la dureza es Shore-D, mientras que en los termoestables es Shore-A.

TABLA 5. Evolución de la dureza Shore con el tiempo.

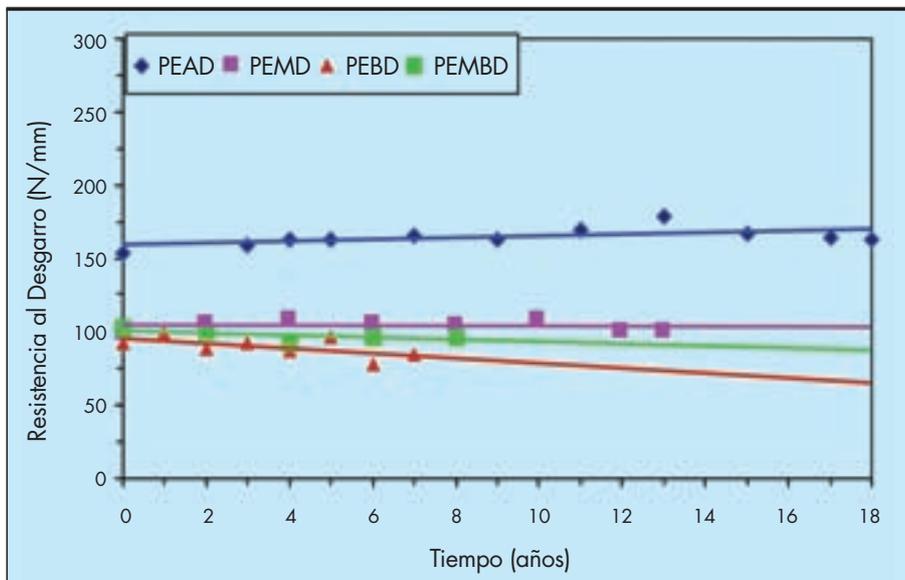


FIGURA 1. Resistencia al desgarro de polietilenos.

Material	Tiempo de instalación, años									
	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
PVC (h)	21.6	21.9	22.9	22.1	21.7	21.9	20.6	24.5	22.3	21.0
PVC (fv)	14.1	14.4	15.7	15.0	17.1	15.4	16.6	16.2	18.5	16.8
PEAD	27.0	29.0	27.9	27.1	25.9	28.9	25.1	22.9	26.8	24.4
PEMD	24.6	22.8	23.1	20.7	21.9	21.0	21.0	21.2	20.1	-
PEBD	25.5	21.9	15.5	16.4	15.7	-	16.9	-	-	-
PEMBD	37.2	43.3	34,6	-	32.8	-	-	-	-	-
EVA/C	22.5	22.0	19.4	19.2	19.7	18.4	19.9	18.8	18.2	19.3
EPDM	12.6	12.5	12.8	13.3	12.5	13.1	13.4	13.1	12.2	12.5
POE	19.5	17.6	18.5	16.5	18.8	18.1	19.2	21.0	19.2	20.6
TPO	9.4	9.1	9.0	9.1	-	-	-	-	-	-

TABLA 6. Evolución de la resistencia a la tracción (MPa) en función del tiempo en geomembranas homogéneas de distinta naturaleza.

3.4. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN Y ALARGAMIENTO EN ROTURA

En la Tabla 6 se presentan datos de la evolución de la resistencia a la tracción, expresada en MPa, en función del tiempo para geomembranas homogéneas o con refuerzo de inserción de fibra de vidrio. Asimismo en la Tabla 7 se muestra el correspondiente alargamiento en la rotura, en %. Los valores

del citado alargamiento tienen una tendencia a la disminución con el tiempo de aplicación que se hace más notable en el caso del EPDM. En ambas tablas se puede observar el comportamiento de los distintos materiales ensayados, tanto termoplásticos como cauchos. La Tabla 8 refleja las características mecánicas de geomembranas reforzadas con tejidos de

Material	Tiempo de instalación, años									
	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
PVC (h)	347	324	311	269	274	256	242	244	248	236
PVC (fv)	248	227	209	207	183	172	172	173	158	188
PEAD	898	808	793	773	765	781	753	664	774	797
PEMD	747	688	738	708	718	667	625	692	666	-
PEBD	481	466	531	537	404	-	312	-	-	-
PEMBD	756	744	738	-	756	-	-	-	-	-
EVA/C	888	771	733	737	785	745	746	760	683	762
EPDM	527	436	396	350	336	314	326	266	225	193
POE	814	716	788	764	762	717	713	759	710	746
TPO	517	448	480	462	-	-	-	-	-	-

TABLA 7. Evolución del alargamiento en rotura (%) en función del tiempo en geomembranas homogéneas de distinta naturaleza.

Material	Característica	Años desde su instalación			
		0	5	10	15
CSM	Resistencia a la tracción, N/50 mm	1.500	1.495	1.510	1.483
	Alargamiento en el punto de carga máxima, %	29	34	30	28
PP	Resistencia a la tracción, N/50 mm	1.810	1.570	1.420	1.430
	Alargamiento en el punto de carga máxima, %	28	29	31	25
PVC-P	Resistencia a la tracción, N/50 mm	1.325	1.422	1.488	1.467
	Alargamiento en el punto de carga máxima, %	22	23	24	22

TABLA 8. Características de tracción en las geomembranas reforzadas con tejido de hilos sintéticos.

hilos sintéticos; en este caso las resinas base de los geosintéticos son polietileno clorosulfonado (CSM), polipropileno (PP) y poli(cloruro de vinilo) plastificado. En este caso el textil de la armadura es el responsable de estas características y las variaciones dependen del número de hilos que intervengan en una determinada probeta y de la linealidad de la trama y urdimbre tanto en la toma de muestras como en su confección en el laboratorio. Cuando las radiaciones solares procedentes del sol atacan lo suficiente a la resina, ésta empieza a desaparecer y la armadura se encuentra a merced de las citadas radiaciones y el poliéster se degrada con relativa facilidad, notándose entonces una disminución notable tanto de la carga como del alargamiento.

3.5. RESISTENCIA AL IMPACTO

Desde el punto de vista del impacto dinámico, las muestras de geomembranas termoplásticas deben superar la prueba de resistencia mecánica a la percusión que consiste en lanzar el percutor de 0.5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12.7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm. La lámina no debe sufrir perforación en la zona de impacto, como se pone de manifiesto al realizar una posterior prueba de estanquidad. En el caso de las termoestables la altura de caída del percutor fue de 350 mm, produciéndose un hecho relevante pues al cabo de unos años de instalación del material supera las altura de lanzamiento del dardo desde los 500 mm que se exige a los termoplásticos, el fenómeno podría deberse a procesos de un a total reticulación del caucho.

La Tabla 9 representa los valores de la resistencia al punzonamiento y el recorrido del punzón antes de perforar de catorce geomembranas, todas ellas de distinta naturaleza. A nivel general, la resistencia al punzonamiento se incrementa con el paso del tiempo, a la vez que disminuye el recorrido del percutor antes de perforar; esta disminución es más importante en el caso de los cauchos, no obstante su valor al cabo de los años de exposición es superior a la inicial de muchos ter-

mooplásticos. El comportamiento al impacto estático es, notablemente, mejor en los cauchos, copolímero de etileno-acetato de vinilo, polipropileno, poliolefinas y poli(cloruro de vinilo) plastificado homogéneo, mientras que bajo la óptica del impacto dinámico las geomembranas de PEAD, CSM y PVC-P (hs) son las de mejores resultados. Se puede considerar que el comportamiento frente a los dos tipos de impacto es inversamente proporcional.

3.6. NEGRO DE CARBONO

El contenido en negro de carbono o de humo ha sido del orden del 2.5% en los polietilenos, correcto ya que estaba comprendido entre el 2 y el 3% que es lo recomendado. La Figura 2 muestra la dispersión del negro de humo de las barreras geosintéticas poliméricas de polietileno cuya asignación fue siempre inferior a 3 en una escala 1-7, donde cuanto más bajo es el guarismo, mejor es la citada dispersión.

3.7. RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

En la aplicación del método de tracción para conocer el estado de la resistencia de la soldadura se comprueba si la rotura se produce en la unión entre paños o en el borde o en las proximidades de la soldadura, pero fuera de la unión propiamente dicha; la prueba se considera correcta cuando la rotura no se produce en la unión. No obstante, este tipo de ensayo se puede considerar cualitativo y es válido para conocer el estado de la unión entre paños, pero sus valores no dejan de ser los de una resistencia a la tracción en el sentido transversal. En los casos que pudo llevarse a cabo, porque la superficie adherida entre las láminas lo permitía, se realizó la prueba cuantitativa por el denominado procedimiento de pelado que condujo al mejor comportamiento del PEAD; en el lado opuesto se encontró el EPDM y el poli(cloruro de vinilo) plastificado homogéneo cuyas uniones entre paños se realizaron con adhesivos. La Tabla 10 muestra los valores alcanzados en geomembranas de distinta naturaleza.

Material	Años de instalación	Resistencia al punzonamiento, N/mm		Recorrido, mm	
		Cara externa	Cara interna	Cara externa	Cara interna
CSM	16	512	398	12	10
EPDM	18	354	351	25	27
EVA/C	18	366	335	40	48
IIR	33	304	297	27	27
PEAD	19	695	540	15	13
PEBD	9	703	660	21	20
PEMBD	8	579	513	52	48
PEMD	14	574	535	20	20
POE	13	310	282	42	37
PP	16	269	241	40	41
PVC-P (fv)	17	710	696	20	21
PVC-P (h)	21	844	810	30	27
PVC-P (hs)	22	493	434	11	10
TPO	6	208	192	33	29

TABLA 9. Resistencia al punzonamiento estático.

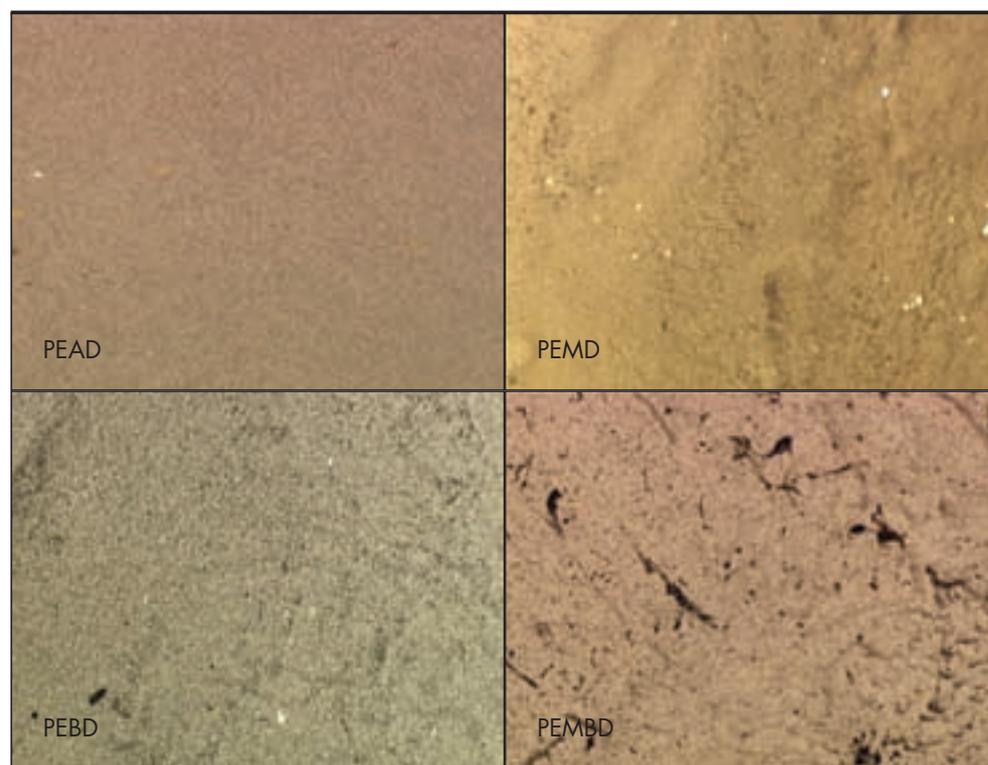


FIGURA 2. Dispersión del negro de carbono de las geomembranas de polietileno.

Material	Años de instalación	Por tracción	A pelado
CSM	16	1310	247
EPDM	11	381	68
EVA/C	18	347	385
IIR	33	220	-
PEAD	19	1565	1290
PEMBD	8	807	710
PEMD	14	823	-
POE	13	493	307
PP	11	542	244
PVC-P (fv)	17	930	551
PVC-P (h)	21	760	142
PVC-P (hs)	22	1387	353
TPO	6	325	520

TABLA 10. Resistencia de la soldadura, N/50 mm.

3.8. MICROSCOPIA ÓPTICA Y ELECTRÓNICA DE BARRIDO

La evaluación microscópica de las geomembranas se ha efectuado en las condiciones experimentales indicadas en la bibliografía (Blanco *et al.* 2002, Soriano *et al.* 2010). Las microfotografías de la observación por microscopia óptica de reflexión (MOR) se han tomado a aumentos de (x 40) y (x 60) con objeto de ver sus texturas y morfología. Asimismo, se ha comprobado el estado de las citadas geomembranas por mi-

croscopia electrónica de barrido o “scanner”(MEB) a (x 90) y (x 900) aumentos.

La Figura 3 corresponde a dos membranas de caucho butilo (IIR) y caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM) originales observadas por microscopia óptica de reflexión (MOR) y microscopia electrónica de barrido (MEB). La Figura 4 muestra una geomembrana de EPDM a los 11 años de su instalación por ambas caras; en ella se puede observar el deterioro que ha experimentado la

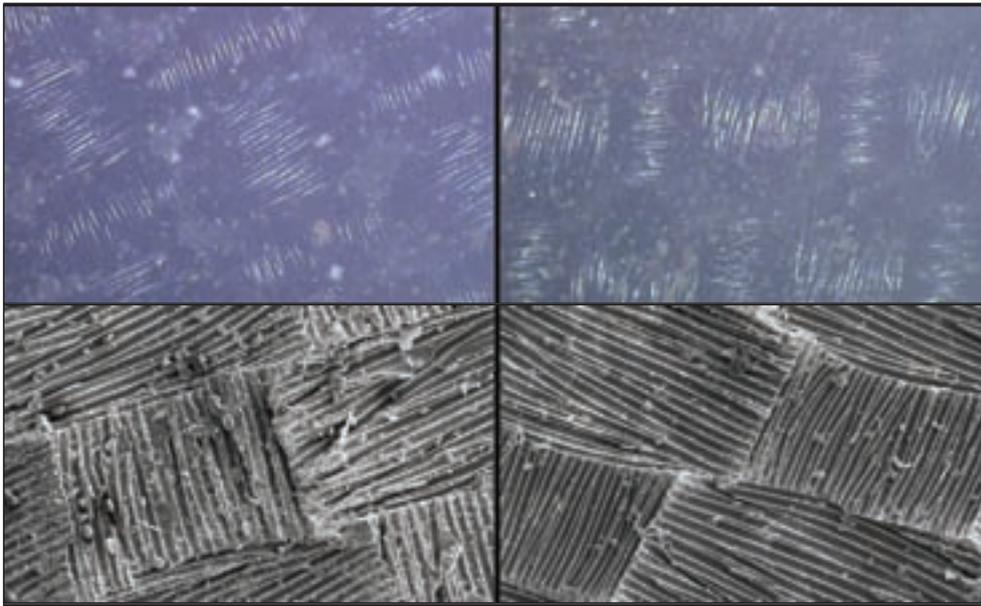


FIGURA 3. Muestras originales de IIR y EPDM observadas por MOR (x 60) y MEB (x 90).

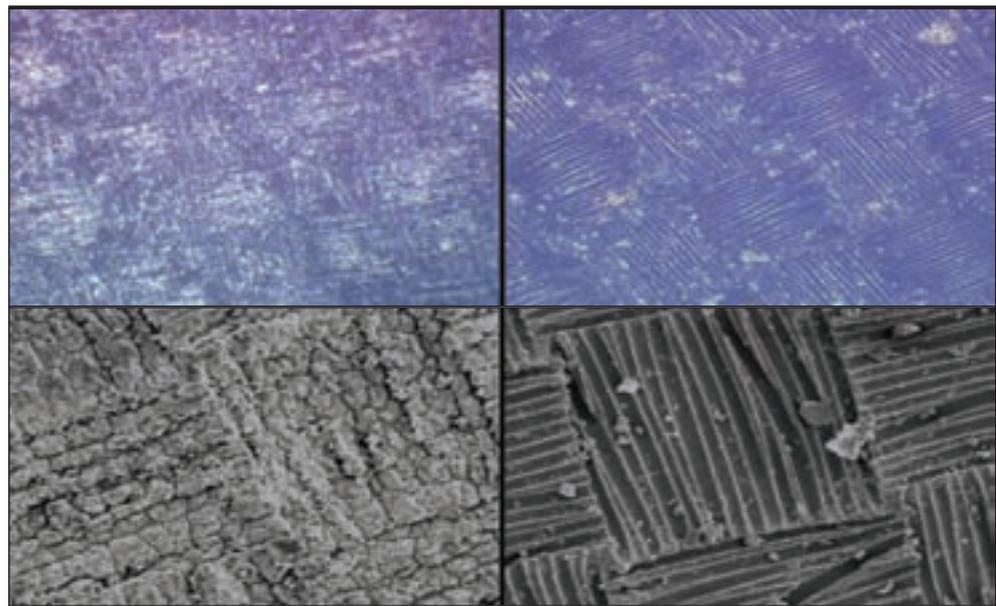


FIGURA 4. Muestras de EPDM, cara externa e interna, a los 11 años de instalada observada por MOR (x 60) y MEB (x 90).

cara externa. Las microfotografías de los cauchos que aparecen en las figuras anteriores presentan una especie de entramado que puede recordar a una lámina reforzada con tejido de hilos sintéticos, sin embargo en todos los casos se trata de láminas homogéneas, lo que detectan estas técnicas microscópicas son las huellas del textil utilizado en el proceso de vulcanización.

La Figura 5 muestra a cuatro polietilenos de distintas densidades a los 8 años de instalados en obra por su cara externa. Se han observado por MOR a 60 aumentos y MEB a 900 aumentos. El material en mejor estado es de baja densidad puesto que es el único material que se encuentra enterrado y por ello no es atacado por las radiaciones ultravioletas.

La Figura 6 muestra en su parte izquierda a una geomembrana de PVC-P original observada por MOR (x 40 y x60) y

MEB (x 90 y x 900); se puede comprobar una superficie homogénea y uniforme. En la parte derecha de la misma, se presenta una geomembrana de PVC-P a los 15 años de aplicada en obra; se puede detectar una notable degradación en la cara externa, siendo más importante en la muestra extraída en la zona norte.

3.9. PLASTIFICANTES

El poli(cloruro de vinilo) es un material rígido que, como tal, se emplea en el campo de la construcción; sin embargo, para ser utilizado como lámina impermeabilizante se precisa que sea flexible, lo que se puede conseguir mediante plastificación interna, procedimiento económicamente caro, o bien por plastificación externa, por la adición de plastificantes, que en general, son ésteres de elevado peso molecular (> 300).

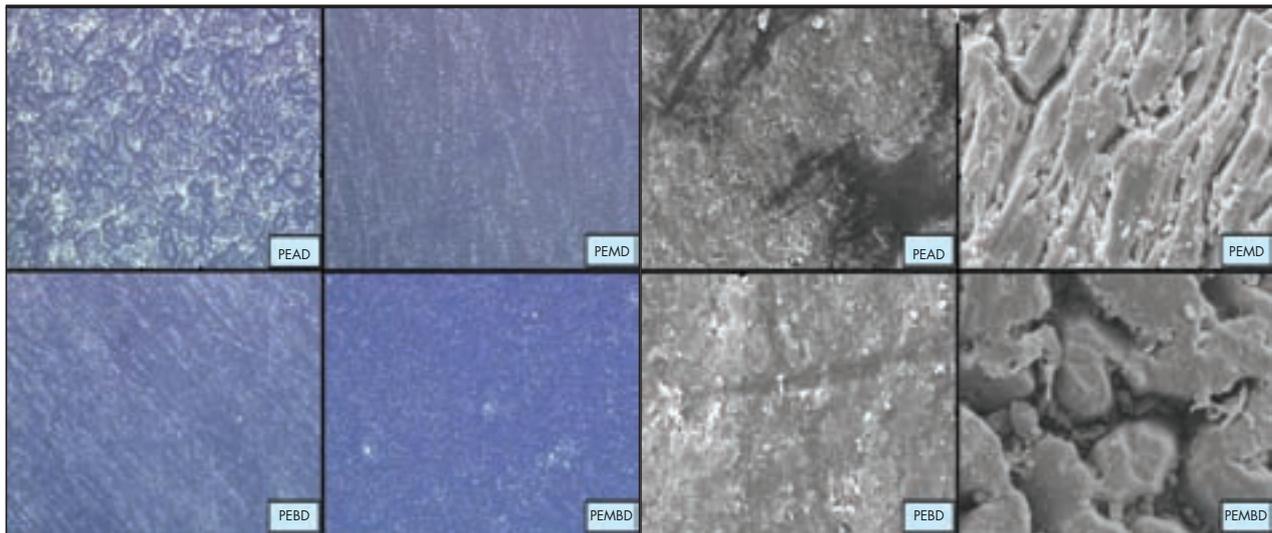


FIGURA 5. Muestras de polietilenos de distintas densidades por su cara externa a los 8 años de instaladas observada por MOR (x 60) y MEB (x 900).

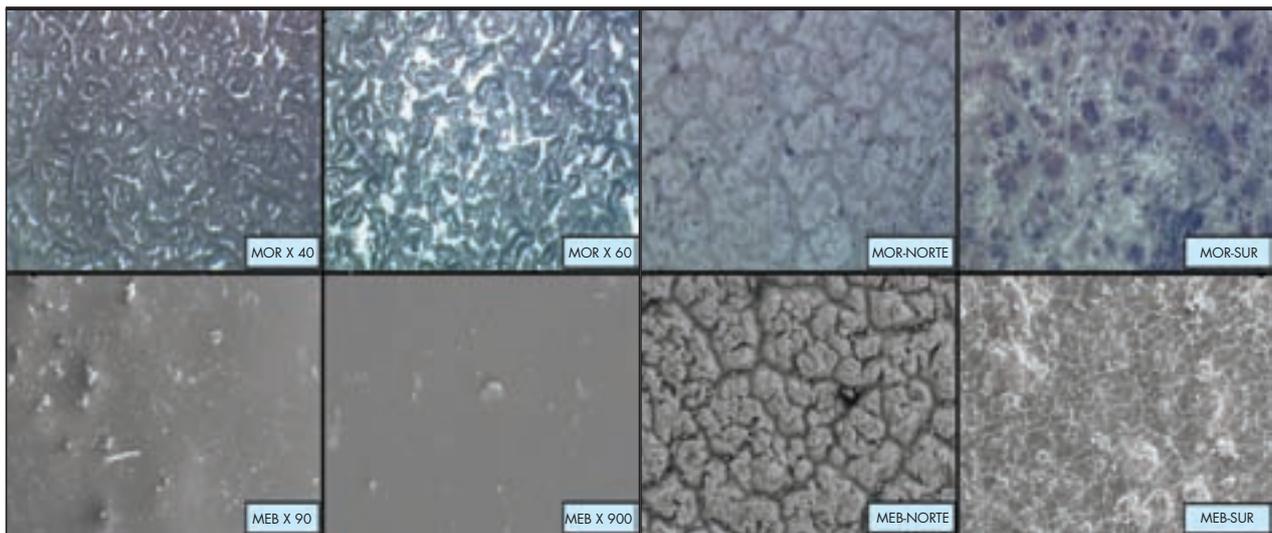


FIGURA 6. Muestras de PVC-P originales (izquierda) y a los 15 años de instaladas (derecha) observadas por MOR (x 60) y MEB (x 90).

La migración de plastificantes puede tener lugar al aire, al agua o un sólido de contacto como puede ser el terreno o bien otro geosintético. Como quiera que los aditivos utilizados como plastificantes son ésteres, la pérdida de plastificantes será función de su peso molecular, linealidad de los radicales alquilo de los protones sustituidos del ácido y de la polaridad. Teniendo en cuenta que la polaridad va a ser la misma (-COO-) los otros dos factores serán los responsables de la durabilidad de la geomembrana (Krauskopf 1993). En la Figura 7 se puede observar la disminución de plastificantes de tres láminas de PVC-P.

La evolución del contenido en plastificantes se puede ajustar a una recta del tipo $y=ax+b$, donde a es la pendiente y b la ordenada en el origen, esto es el contenido en plastificantes inicial. Cuando a sea 0 quiere decir que no hay pérdida de plastificantes y, en general, cuanto más próximo sea a 0 mejor será el comportamiento de la geomembrana desde este punto

de vista. En la Figura 7 salen tres rectas cuyas ecuaciones son las siguientes:

$$\text{PVC-P (h)} \quad y=-0.5849x+31.973$$

$$\text{PVC-P (fv)} \quad y=-0.6785x+35.621$$

$$\text{PVC-P (hs)} \quad y=-0.5640x+34.920$$

En este ejemplo significaría que la geomembrana de mejor comportamiento correspondería a la reforzada con tejido de hilos sintéticos, seguida de la geomembrana homogénea y, por último, la reforzada con fibra de vidrio. Pero este hecho no es general, ya que el mejor o peor comportamiento no depende de si la lámina es homogénea o reforzada sino del tipo de plastificantes que entren a formar parte de su composición.

En la Tabla 11 se observa que la pérdida es mayor en coronación, inferior en zonas intermedias y más baja en la proximidad del fondo como se puede comprobar en los datos proce-

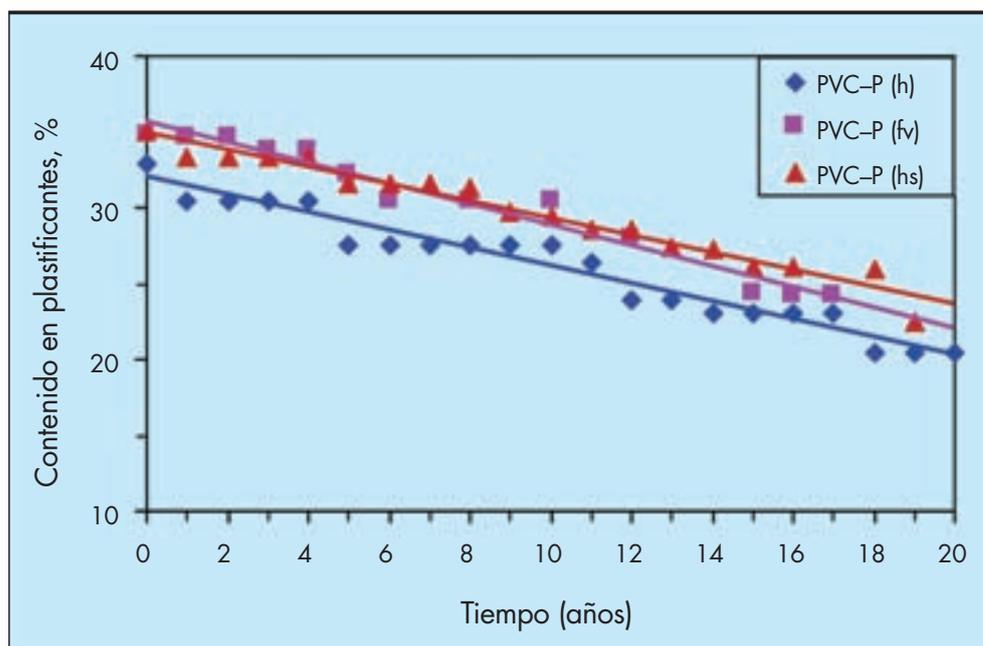


FIGURA 7. Evolución de la pérdida de plastificantes en geomembranas de PVC-P.

TALUD	ZONA		
	Coronación	Intermedia	Sumergida
Norte	26,1	27,2	28,1
Sur	27,4	27,6	27,9

TABLA 11. Contenido en plastificantes (%) en función de la orientación y de la zona de extracción de muestras de La Laguna de Barlovento.

PLASTIFICANTE %	ZONA NORTE		ZONA SUR	
	Coronación	Próxima al agua	Coronación	Próxima al agua
Contenido	23,9	18,9	27,4	19,5
Pérdida	27,4	42,8	16,7	40,7

TABLA 12. Contenido y pérdida de plastificantes en el embalse de La Florida.

dentes del embalse de La Laguna de Barlovento. La orientación es determinante para la vida útil del plastificante, siendo más importante su disminución en las muestras procedentes del talud norte. En la Tabla 12 se presentan los valores obtenidos para el contenido y pérdida de plastificante en la geomembrana del embalse de La Florida; aquí la disminución es mayor en las zonas cubiertas por el agua, es decir, al contrario que el caso anterior (Blanco *et al.* 2009).

Las Tablas 11 y 12 muestran además la importancia que tiene la orientación del material en la durabilidad de una geomembrana. En ambos casos la mayor pérdida corresponde al talud norte por estar dirigido al sur, es decir al ecuador, ya que estamos en el hemisferio norte (Aguar *et al.* 2002, 2003).

Para explicar esa forma de comportamiento contradictoria de unas láminas a otras, se ha procedido a identificar cualitativa y cuantitativamente el conjunto de plastificantes de las geomembranas.

El contenido en plastificantes se ha determinado empleando los métodos citados en la normativa actual, es decir, se extrae el plastificante con éter etílico y se separa así la micromolécula orgánica de las cargas y la resina macromolecular (UNE 104 306).

Una vez aislado el plastificante se sometió, en primer lugar, a un análisis por infrarrojo con transformada de Fourier en un aparato Nicolet 310 FT-IR, donde aparecen perfecta-

mente diferenciadas las bandas correspondientes a ftalatos de alquilo (Blanco *et al.* 2008b, Crespo 2011).

La identificación del aditivo se llevó a cabo utilizando la técnica de Cromatografía de Gases combinada con la Espectrometría de Masas (CG-MS). Para ello, se usó un cromatógrafo GC Agilent 6890N con una columna capilar de fenilmetilpolisiloxano DB%-MS acoplada a un sistema de detector de masas cuadrupolo Agilent 5793 MSD en modo de impacto electrónico. La primera de las técnicas permite conocer y separar el número de productos que constituyen “el plastificante” y la segunda, la identificación de las fracciones elucidadas (Blanco *et al.* 2010b).

La cromatografía de gases generó unos cromatogramas que en el caso de la geomembrana procedente de La Laguna de Barlovento (Fayoux 2004) daba un único pico que se identificó por espectrometría de masas como el ftalato de diisodécilo (Figura 8), mientras que en el caso de La Florida aparecían tres picos a tiempos de retención 12.90, 13.85 y 14.81 minutos, en porcentajes de 29, 39 y 32, respectivamente, lo que es indicativo de la existencia de tres plastificantes diferentes en la formulación de esta lámina, como se muestra en la Figura 9.

A continuación, los distintos productos aislados se sometieron a una espectrometría de masas cuyos resultados fueron los mostrados en las Figuras 8 y 9.

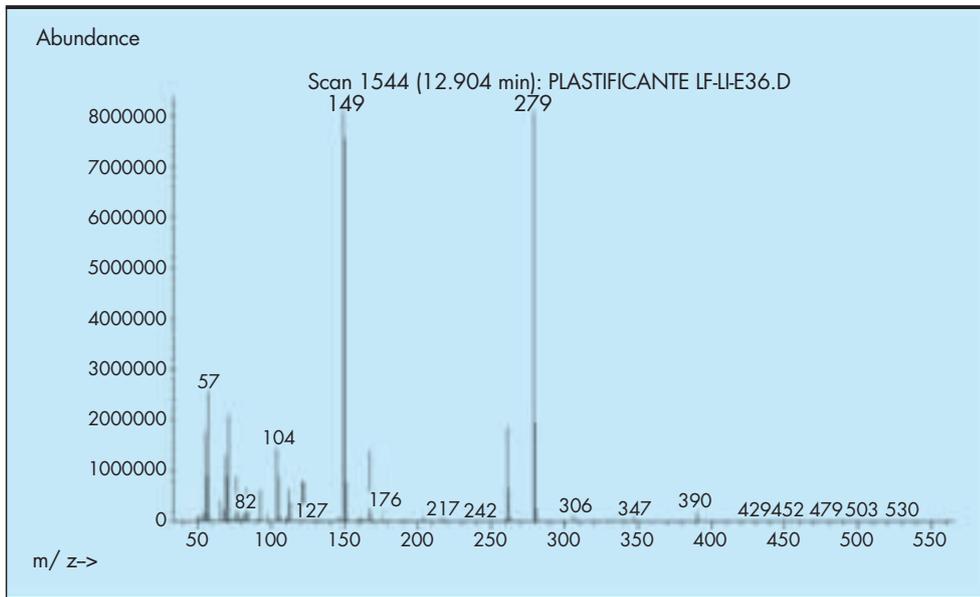


FIGURA 8. Espectro de masas del ftalato de diisodecilo, plastificante procedente de la geomembrana de La Laguna de Barlovento.

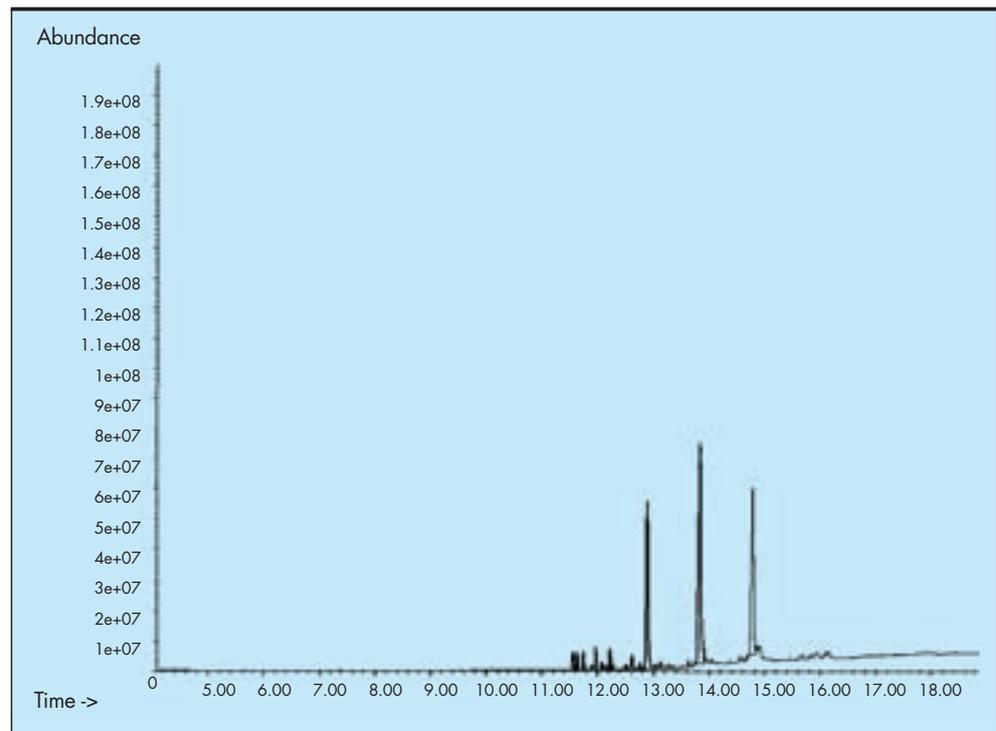


FIGURA 9. Cromatograma de los plastificantes extraídos de la geomembrana procedente de la balsa de La Florida.

La mezcla de los tres plastificantes que forman parte de la formulación de la geomembrana de La Florida condujeron a los resultados que se citan a continuación:

El pico que aparece a 12.90 min tiene las fragmentaciones siguientes: MS, m/z (intensidad relativa): 279 ($C_{16}O_4H_{23}^+$, 72), 167($C_8H_7O_4^+$, 16), 149 ($C_8H_5O_3^+$, 100). Las fragmentaciones son indicativas del ftalato de di-n-octilo (Figura 10).

El pico a 13.85 min muestra las siguientes características: MS, m/z (intensidad relativa): 307($C_{18}O_4H_{27}^+$, 97), 279($C_{16}H_{23}O_4^+$, 98), 167($C_8H_7O_4^+$, 23), 149 ($C_8H_7O_3^+$, 100) cu-

yas fragmentaciones señalan que este éster aromático es el ftalato de n-decil-n-octilo (Figura 11).

El pico generado a 14.81: MS, m/z (intensidad relativa): 307($C_{18}O_4H_{27}^+$, 86), 167($C_8H_7O_4^+$, 16), 149($C_8H_5O_3^+$, 100). Las fragmentaciones indican que se trata del ftalato de di-n-decilo. (Figura 12).

El peso molecular del ftalato de diisodecilo es 446. Para el cálculo del peso molecular medio de los ésteres procedentes de la geomembrana de La Florida se aplicó la ecuación de Wilson (1995) obteniéndose un valor de 418.84.

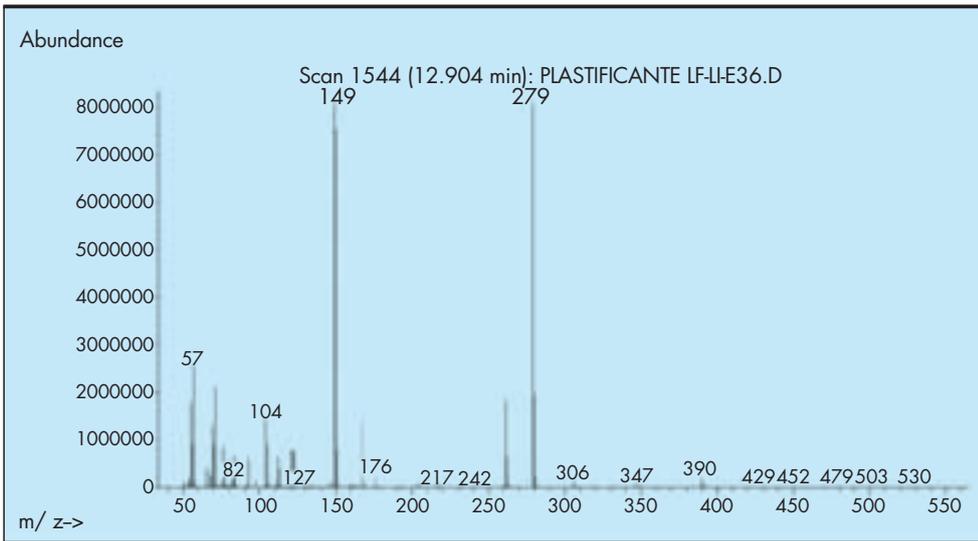


FIGURA 10. Espectro de masas del ftalato de di-n-octilo.

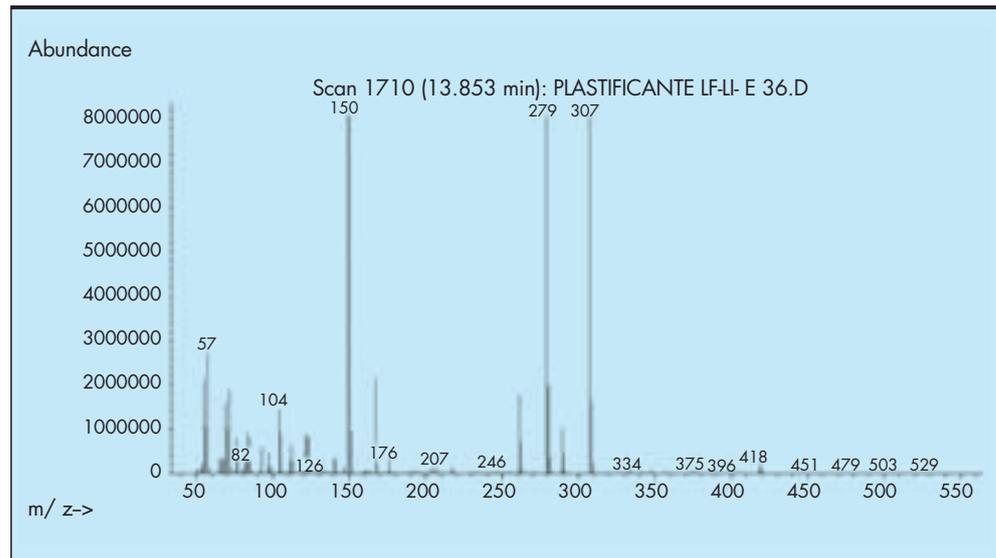


FIGURA 11. Espectro de masas del ftalato de n-decil-n-octilo.

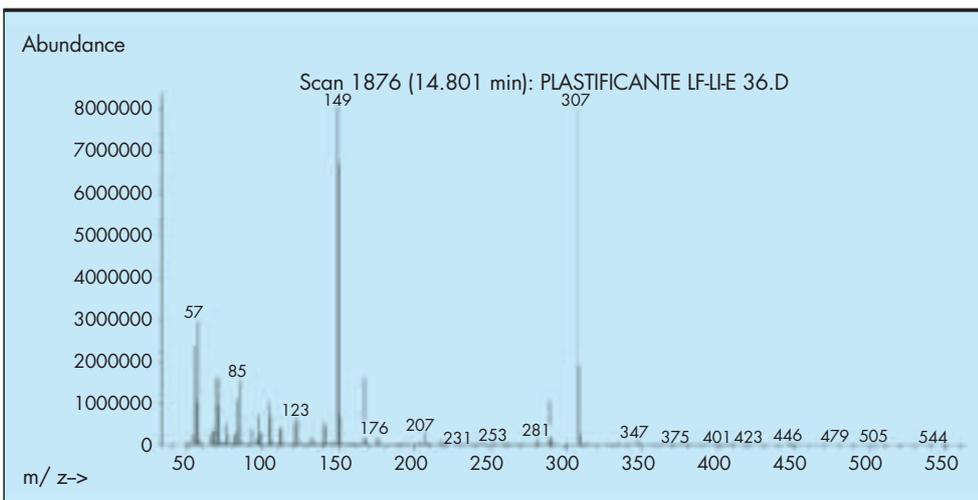


FIGURA 12. Espectro de masas del ftalato de di-n-decilo.

Los resultados alcanzados confirman la gran durabilidad de las dos geomembranas vinílicas ya que utilizan plastificantes de peso molecular igual o superior a 400 (PVC Geomembrane Institute 2004, Stark *et al* 2005). Por otro lado, cuando los radicales alquílicos del éster son ramificados la mayor tendencia a migrar es al aire, cuando son lineales la pérdida más importante es al agua. Esto explica los datos de las tablas anteriores y su posible contradicción.

4. PATOLOGÍA

Generalmente, la bibliografía científica en el campo de la impermeabilización de embalses con materiales sintéticos suele informar de las geomembranas a utilizar en cuanto a naturaleza y a propiedades convencionales, aplicación y, en el mejor de los casos seguimiento. En los foros donde se presentan y debaten estos temas, los distintos técnicos que ocupan las tribunas basan sus disertaciones en comentar los aspectos positivos de los productos considerados, y muy pocas ocasiones, se hace referencia a fallos que con el tiempo se pueden detectar en los diferentes productos, bien por causas debidas a una mala formulación o por propiedades intrínsecas del propio material, como consecuencia del transcurso del tiempo.

Basándonos en la experiencia, se pretende comentar algunos de los casos más frecuentes que nos encontramos al efectuar el seguimiento de estos materiales instalados y que, a modo de guía, sirva para que el técnico responsable o el usuario del embalse tenga en cuenta estos hechos y esté alerta cuando los detecte (Blanco *et al.* 2000, 2002, Aguiar *et al.* 2001).

Como consecuencia del seguimiento en obra de los materiales sintéticos utilizados en la impermeabilización de embalses se ha detectado una gran cantidad de patologías que en lo posible se ha tratado de poner de manifiesto mediante los informes correspondientes a las instituciones responsables y a través de publicaciones y eventos para la prevención por parte de la comunidad científica.

En todos estos materiales los daños observados pueden provenir de las siguientes etiologías:

- Composición o formulación de la lámina.
- Instalación de la geomembrana.
- Ubicación del embalse.
- Flora y fauna.
- Otros factores.

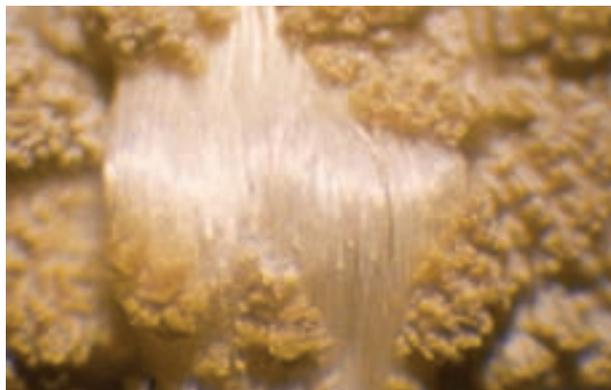


FIGURA 13. Observación por microscopía óptica de una lámina de PVC-P con el textil al descubierto.

4.1. COMPOSICIÓN

Indudablemente la correcta composición o formulación de una membrana, empleando la resina adecuada y los aditivos de calidad suficiente son el factor primordial para un éxito de la impermeabilización. El envejecimiento de la resina como todo material orgánico es un hecho inevitable, pero si debe retardarse en lo posible gracias al empleo de los diversos aditivos.

Cronológicamente, en España después de elaborar una normativa de producto y una década más tarde confeccionar normas de puesta en obra, donde sin interferir con el ingeniero que proyecta la obra, se dan las pautas principales y recomendaciones para el éxito de la impermeabilización del embalse.

Teniendo en cuenta el hecho precedente de que el cumplimiento de la norma del material original a nivel de laboratorio y que tenga la marca de calidad no implica el éxito en la impermeabilización de la pantalla impermeabilizante, se considera en estas normas de puesta en obra el llevar un seguimiento del material con el paso del tiempo para ver su evolución y saber cuando se debe proceder a la reimpermeabilización o a la protección de la membrana.

En las Figuras 13 y 14, se presenta, respectivamente, el aspecto observado por microscopía óptica y microscopía electrónica de barrido de una lámina de PVC-P donde la resina ya ha sido atacada por las radiaciones UV y deja al descubierto las fibras del textil de refuerzo.

4.2. INSTALACIÓN

El soporte base de la impermeabilización jugará un papel importante en la vida de la geomembrana; dependiendo de los cuidados que de antemano se lleven a cabo de él, la lámina tendrá una vida sana por hablar en términos médicos, más prolongada. Los soportes serán el propio terreno que conforma el vaso, hormigón poroso, hormigón resistente, geotextiles u otra lámina, cuando se trata de una doble impermeabilización o una reimpermeabilización. En este último caso, la lámina puede ser de la misma naturaleza o de distinta composición, siempre que los materiales sean compatibles; de cualquier manera, sólo la lámina externa ejercerá la misión de impermeabilizar, la del interior servirá de lecho a la externa y se pondrán los cuidados necesarios para evitar bolsas de agua o gases que podrían llegar a dañar a la geomembrana impermeabilizante, propiamente dicha.

El caso más habitual es que el soporte sea el terreno, por lo cual se ha de poner empeño en eliminar todo tipo de guijarros, cantos, restos de vegetación o cualquier otro elemento



FIGURA 14. Observación por microscopía electrónica de barrido de una lámina de PVC-P donde se aprecia la trama y la urdimbre del textil de refuerzo.

que pueda originar daños en la membrana. Además, se realizará una buena compactación que pueda garantizar el éxito de la obra y la no existencia de fallos de esta etilogía.

La eliminación de restos de materia orgánica es imprescindible, así como la utilización de herbicidas que eviten el crecimiento de vegetación que pueda originar punzonamientos en el material macromolecular; asimismo, habrá que tener en cuenta la eliminación de los gases procedentes de la descomposición de las materias orgánicas citadas que podrían perjudicar gravemente a la impermeabilización.

Los trabajos de transporte, desenrollado e instalación pueden conllevar punzonamientos, desgarros y otros efectos patológicos que, en ocasiones, por ser tan pequeños no se detectan y podrían plantear problemas a posteriori. El empleo de maquinaria de todo tipo durante las obras es el punto de partida de otros fallos detectados. La caída de martillos y otros utensilios pueden originar punzonamientos, fundamentalmente en láminas de poco espesor y máxime si son homogéneas. Aceites de las propias máquinas o disolventes originan puntos débiles, en algunos casos de forma inmediata y en otros con el tiempo, lo cual acortaría bastante la vida de la lámina.

La unión de la lámina a otras obras de fábrica, anclajes, tuberías y otros elementos singulares deben tenerse muy presente y se seguirán siempre las indicaciones del proyecto o del Ingeniero responsable para evitar disgustos innecesarios.

Generalmente, las láminas llegan a la zona de obras en forma de rollos o bien en forma de sábanas prefabricadas, constituidas por una serie de láminas unidas previamente en fábrica. El proceso de soldadura es uno de los puntos clave para culminar con éxito la obra; los materiales de partida pueden ser de unas características inmejorables, pero si la unión entre paños falla, la obra está condenada al fracaso. Las uniones hechas en fábrica son fácilmente controlables y, es de suponer, que se han realizado en unas condiciones adecuadas de limpieza, humedad y temperatura. Sin embargo, en las uniones hechas en obra los parámetros ambientales pueden variar de un día a otro e, incluso, a lo largo de la jornada de trabajo, por lo que la calidad y resistencia de la soldadura no será la misma. Por otra parte, el polvo que acompaña a toda obra es un enemigo crónico de los procesos de unión, por lo que es obligatorio una limpieza profunda de las zonas a soldar. En el caso del poli (cloruro de vinilo) plastificado, las uniones en obra se suelen efectuar con un disolvente, del tipo tetrahidrofurano o ciclohexanona, o bien mediante aire caliente, siendo esta última técnica la de uso más común.

Tanto si la soldadura se realiza mediante disolventes como si se lleva a cabo por vía térmica las zonas próximas a las uniones quedan más o menos debilitadas y es un hecho a tener en cuenta a la hora del seguimiento de la impermeabilización. Dentro del tema de patologías derivadas del proceso de unión entre láminas, cabría indicar que es necesario llevar a cabo una inspección minuciosa antes de proceder al llenado del embalse.

El fenómeno de la retracción en termoplásticos es muy importante y ha causado problemas graves en los casos en que no se ha tenido en cuenta.

No es tan infrecuente como cabría esperar que en una obra se observe distinta coloración entre los paños que constituyen su impermeabilización, que a medida que se va evaluando su comportamiento mediante el seguimiento adecuado, se comprueba que sus características también difieren. En las visitas al embalse se puede constatar; asimismo, como uno de los paños presenta más rigidez que el otro; como uno de ellos tiene tendencia a la adherencia de polvo en su superficie, quizás por su mayor pérdida de plastificante, etc. En principio, el problema se explica por dos causas diferentes. Una de ellas es que los rollos de material que llegaron a obra, aun cuando

procedan de la misma casa comercial, se trata de láminas de dos producciones distintas, con tonalidades diferenciadas, otra de las explicaciones hace referencia a una mala instalación y de colocar hacia el exterior la cara interna, de ahí ese comportamiento tan distinto en el tiempo (Figura 15).

Hay que tener cuidado a la hora de asfaltar el camino de coronación de la balsa, pues por efecto del viento se pueden producir salpicaduras sobre la lámina y impermeabilizante y causar gran cantidad de perforaciones.

4.3. UBICACIÓN

La zona donde está situado un embalse es un factor a tener en cuenta a la hora de analizar los supuestos problemas que pueden presentarse en una geomembrana impermeabilizante. Su entorno, tanto geológico-geotécnico como geográfico es para no echarlo en saco roto. Por un lado, los posibles asientos del conjunto y asientos diferenciales, formación de cavidades, desgastes por erosión interna, eventuales subidas de capa freática; por tanto, las consideraciones propias de la climatología del lugar. Todos estos puntos son citados por la normativa vigente.

Los asientos del soporte de carácter absoluto no suelen tener excesiva importancia, pero si los de tipo diferencial, que pueden conducir a desperfectos considerables. La arruga está presente, la formación de fuelles o pliegues de la lámina puede ser suficiente para evitar el fenómeno, ya que permiten a la adaptación a la nueva geometría.

La temperatura es un elemento a tener presente, ya que su influencia es patente desde el lugar donde están almacenadas las láminas hasta su comportamiento una vez instaladas, pasando por la puesta en obra que por tratarse de un material termoplástico, su influencia es bastante notable. Las retracciones, la soldadura, la pérdida de plastificantes, la carga, el impacto dinámico son propiedades que derivan de los valores y de los cambios que experimenta en el entorno del embalse. Bajas temperaturas pueden dar lugar a la formación de hielos, con el consiguiente riesgo de perforaciones y desgarros provocados, respectivamente, por la flotación y el cambio de nivel bajo la capa helada.

No hay que olvidar el riesgo de lluvias en regiones con abundancia de embalses. Aparte de los problemas de rebosamiento de agua, en ciertos casos donde no se han tomado las medidas necesarias, hay que pensar en su acción en los taludes, fundamentalmente en la erosión o lavado de su parte externa.

El granizo es un fenómeno meteorológico que afecta a nuestros embalses y, a decir verdad, ha llevado consigo bastantes problemas económicos y jurídicos. En general, el daño causado por el efecto del granizo, es una grieta en forma de "pata de gallo" que suele comenzar a formarse de parte interna a externa de la geomembrana.

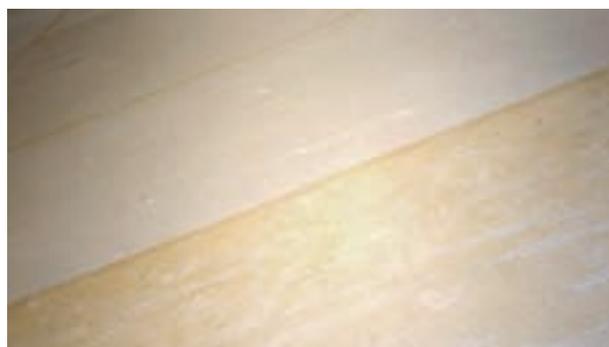


FIGURA 15. Unión de geomembranas de PVC-P en obra, donde se aprecia el distinto tono de color de los dos paños.

El viento es otro de los agentes atmosféricos que incide directamente en la durabilidad de una geomembrana. Una reducción en la separación de anclajes o el empleo de láminas reforzadas que mejoren el módulo de elasticidad pueden reducir el efecto citado. Aparte de la acción sobre los anclajes, no hay que olvidar sus efectos secundarios provocando desgarros y llegando a influir, muy negativamente, sobre zonas de soldadura que deben ser protegidas. Además de las soluciones mencionadas anteriormente, para evitar la rotura de la lámina por este hecho se puede hacer uso de lastrados o durmientes que atenúen el fenómeno.

El viento puede generar olas que deformen los taludes formando un escalón en el nivel del plano del agua, lo cual puede suponer la rotura de la geomembrana. En ocasiones se producen desplazamientos del material hacia el pie del embalse o hacia los anclajes intermedios dando lugar a embolsamientos y tensiones en la pantalla impermeable. Se ha constatado, además que el mencionado oleaje favorece la pérdida de plastificante. Los embalses de San Antonio y Valle Molina, en el norte de la Isla de Tenerife, son dos ejemplos claros donde este fenómeno se presenta con cierta frecuencia; en la figura se muestra el oleaje en el segundo de los embalses citados.

Por último y antes de acabar este epígrafe relacionado con la ubicación del embalse, hay que hacer referencia a las aguas que almacene en cuanto a su calidad y contaminación, cuyo efecto sobre la pantalla impermeable va a depender de los productos contaminantes arrastrados y de su concentración. La proximidad de gasolineras, aeropuertos y complejos industriales que originen sustancias químicas, que ya sea por filtración en el terreno o en el agua que llegue al embalse, es un factor a estudiar y a tener en cuenta.

4.4. FLORA Y FAUNA

Se ha referido anteriormente a la aplicación de herbicidas en la zona donde se va a instalar la membrana impermeabilizante y los distintos efectos provocados por la vegetación que podría quedar en el vaso del embalse. Aquí tenemos que hacer mención a la posible vegetación que surge, no obstante en sus proximidades. Hay vegetales que crecen en terrenos muy áridos y que de forma rápida transforman su tallo herbáceo en leñoso con abundancia de raíces y que muchas veces son capaces de levantar la capa asfáltica del camino de coronación y llegar a la zona impermeabilizada con el consiguiente riesgo. Dichas plantas son comunes en las Islas Canarias y en las zonas de Alicante y Murcia, cuyo nombre científico es “*Nicotiana glauca*” (Figura 16).

Tampoco es difícil encontrar las zarzas de bastante grosor y abundancia de espinas proliferan por encima de alguna geomembrana, con el consiguiente peligro de daño que conlleva.



FIGURA 16. “*Nicotiana glauca*” en contacto con una geomembrana.

Aunque las geomembranas no constituyen un alimento para las alimañas en general ni para los roedores en particular, no es raro que estos se esfuercen en abrirse paso a su través para asegurar su supervivencia. Es muy común que en determinados animales busquen en el embalse el lugar donde colmar su sed y, de esta forma, hemos detectado la presencia de perros, gatos, zorros y jabalís en los embalses en los que realizamos el seguimiento. Los animales domésticos, con cierta frecuencia, los hemos visto muertos por no poder salir de la balsa; huellas más o menos importantes de jabalís y láminas dañadas en distintas partes por el ataque de zorros; en este último caso, se ha llegado a detectar el geotextil del soporte al descubierto. Los roedores tiene cierta apetencia por las láminas de poli (cloruro de vinilo) plastificado, hecho que se ha atribuido a la presencia de plastificantes y a su olor y sabor característicos, que puede incitar el acercamiento de estos animales; por ello, en láminas homogéneas sí se conocen casos, aunque muy aislados de perforación; lo que si parece probado es que en las láminas que llevan una inserción de fibra de vidrio son menos atacadas por los roedores como consecuencia de la presencia de esta fibra inorgánica.

Para evitar daños en la pantalla impermeabilizante por la presencia de alimañas, se debe vallar convenientemente el embalse y, además, en su parte baja debe llevar un murete de hormigón para evitar que puedan horadar la tierra y puedan pasar por debajo del vallado.

Aparte de los “animales a ras de suelo”, no hay que olvidar la gran cantidad de aves que suelen abreviar en los embalses; esas auténticas manadas viven durante mucho tiempo sobre la membrana del embalse y además de picotear en ella, dejan allí sus excrementos. Sin embargo, no se han detectado perforaciones como consecuencia de picotazos, ni tampoco acción negativa de los excrementos de las aves.

El ataque por microorganismos es una patología que hay que tener presente. Inicialmente, se suele someter a la lámina a un ensayo de resistencia a los microorganismos que deben superar, según se señala en la correspondiente normativa vigente. Como es sabido, la materia orgánica vegetal o animal es susceptible de ser atacada por este tipo de seres vivos micromoleculares cuya acción se ve favorecida por la presencia de humedad, a la que no es ajena, evidentemente la geomembrana de un embalse; por tanto, las pantallas impermeabilizantes son susceptibles de este ataque.

4.5. OTROS FACTORES

Serian tantos los elementos que pueden originar fallos en una geomembrana que resultaría complejo, el mencionarlos. Aquí se plasman los que han sufrido con más frecuencia y que todavía no se han echado en olvido.

Los problemas por fuego, afortunadamente hasta el momento no han tenido lugar con profusión en nuestro país, pero tampoco hay que olvidarse de ellos, ya que la “pertinaz sequía” de algunos puntos donde se hallan ubicados los embalses, quema de rastrojos, proximidad a poblaciones, etc., puede conducir a fuego sobre la geomembrana, muchas veces llevados por el viento. Los caminos de coronación, la vegetación de taludes exteriores y el vallado del conjunto del embalse influyen en que el fuego no afecte a la geomembrana.

El desprendimiento de piedras, guijarros, cantos rodados, procedentes de las proximidades de los embalses causa frecuentemente perforaciones en la lámina, por lo que se recomienda la protección de estas zonas anejas al embalse con una malla adecuada o bien por otro procedimiento que impida este hecho. Más problemático e inusual es el hundimiento de una parte de talud próximo al embalse que puede llevar consigo una reparación casi total de la obra. La consolidación de los terrenos adyacentes es algo a tener en cuenta.

El inevitable e imprescindible vandalismo se manifiesta de formas tan variables que es complicado agrupar, cuantificar y citar alguna. La opción es tan variada que va desde arrojar objetos (piedras, madera, neumáticos) del exterior de la valla de cerramiento hasta forzar los accesos al embalse y arrojar vehículos robados. Pero uno de los hechos más comunes es el empleo del embalse como piscina de agua dulce, con la dificultad que supone la salida de los nadadores. Otro deporte que conlleva el deterioro de la membrana es el patinaje sobre piedras a lo largo de los taludes.

La caza y la pesca no son ajenas a los posibles daños en las geomembranas. Es común, observar en la lámina pequeños agujeros o punzonamientos que suelen coincidir con la zona de abundancia de cartuchos. En algunos embalses existen peces, unos procedentes del agua de aportación del embalse, otros colocados allí con algún fin. El crecimiento en número y peso de los mismos los hace muy atractivos al pescador que no deja de saltar la valla y echar la caña al embalse y varios peces al morral. Lo que no se da cuenta el osado pescador es que la acción de su anzuelo ha originado unos deterioros en la lámina de cierta entidad, si dichos deterioros son difíciles de localizar ya que están cubiertos por el agua, más difícil aún resulta al técnico conocer su etiología.

5. COMENTARIOS

La totalidad de las geomembranas instaladas han cumplido los requerimientos mínimos exigidos a una lámina, inicialmente, para su empleo en obras hidráulicas. No obstante, ha que tener en cuenta que todo material orgánico macromolecular sufre un proceso de envejecimiento con el tiempo que será mayor o menor dependiendo de las condiciones adversas de su lugar de instalación, fundamentalmente, de la incidencia de las radiaciones solares.

La experiencia española adquirida durante más de dos décadas de evolución, en obra, de las barreras geosintéticas permite resaltar lo siguiente:

1. Las geomembranas reforzadas con tejidos de hilos sintéticos (PVC-P, CSM, PP) presentan unos valores de resistencia a la tracción y el alargamiento que son función del textil de la armadura, por ello sus variaciones en el tiempo no son significativas ya que los hilos están protegidos por la resina que evita su exposición a las radiaciones solares. Sin embargo, cuando la resina empieza a degradarse y el citado textil aparece al descubierto el ataque por los rayos UV al poliéster es rápido y el resultado es que tanto la carga como la elongación bajan de una manera notable. En todas las láminas homogéneas, el alargamiento en rotura disminuye a lo largo del tiempo, siendo esta disminución importante en el caso de los cauchos.
2. La prueba de doblado a bajas temperaturas, donde las muestras de la geomembrana permanecen 5 h en una cámara frigorífica a una determinada temperatura, según la naturaleza del material macromolecular, y posteriormente procederse a una flexión de 180° durante un tiempo de 3 s es un dato importante para conocer el estado de la lámina en un determinado momento, siendo de especial relevancia para el PVC-P. En esta característica los materiales de mejor comportamiento son los polietilenos y polipropilenos; en el extremo opuesto se encuentran los poli(cloruros de vinilo) plastificados.
3. La prueba de resistencia mecánica a la percusión consiste en lanzar el percutor de 0.5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12.7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm y comprobar tras la realización de una prueba de estanquidad que el material no sufre perforación en la zona de impacto. En los cauchos, esa altura es menor, 350 mm, aunque con el tiempo y como consecuencia de su total vulcanización es capaz de superar, también, el valor de 500 mm. Por tanto, desde este punto de vista del impacto dinámico se puede decir que el peor comportamiento lo tienen los cauchos y los mejores, los polietilenos de alta densidad.
4. El mejor comportamiento al punzonamiento corresponde al polietileno de muy baja densidad, así como, también, al copolímero de etileno-acetato de vinilo, los cauchos, polipropileno y las poliolefinas. En el polo opuesto, situaríamos a los polietilenos de alta densidad, poli(cloruro de vinilo) plastificado reforzado con tejido de hilos sintéticos y al polietileno clorosulfonado. Asimismo, se comportan mejor los materiales homogéneos que los reforzados.
5. La resistencia al desgarro realizada sobre las barreras geosintéticas poliméricas de polietileno no ha experimentando una variación apreciable con el tiempo. Entre los polietilenos, la resistencia al desgarro es superior en el de alta densidad.
6. Las fotografías obtenidas en el ensayo para determinar la dispersión del negro de humo indican que esa dispersión es correcta en todos los casos, pues se les asignó un inferior a 3 en la escala 1-7, donde cuanto más bajo sea ese guarismo, mejor es la dispersión del aditivo.
7. Al llevar a cabo la resistencia de la soldadura por tracción, la totalidad de las probetas rompen en las proximidades o en el borde de la unión, pero fuera de la soldadura propiamente dicha. Cuando se desea tener datos cuantitativos del estado de la unión entre paños y, si la junta lo permite por sus dimensiones, se realizó la prueba por el procedimiento de pelado. Los valores más altos corresponden a los polietilenos de alta densidad y los más bajos a los cauchos.
8. La microscopia óptica de reflexión y la microscopia electrónica de barrido permiten conocer más a fondo el estado de las geomembranas en un determinado momento. Sin embargo, su análisis debe llevarse a cabo con bastante cuidado pues podría ocurrir detectar fallos donde realmente solo aparecen estrías de contacto con el soporte o de manipulación de la lámina, ya sea durante la toma de muestras o durante el transporte. Es común en ciertas geomembranas homogéneas de caucho la presencia de huellas del tejido utilizado en el proceso de vulcanización que no debe confundirse con el tejido sintético de una lámina reforzada.
9. El poli(cloruro de vinilo) es un material rígido que para su utilización como barrera geosintética polimérica (GBR-P) debe ser transformado en flexible. Lo habitual, es realizar ese proceso por plastificación externa, es decir añadiendo unos aditivos llamados plastificantes, generalmente, son ésteres de elevado peso molecular. El problema de este tipo de geomembrana es que va perdiendo estos productos con el tiempo y por ello la lámina se va haciendo más rígida y sufre una notable degradación. Si se desea una gran durabilidad en este material hay recurrir a la incorporación de plastificantes de pesos moleculares superiores a 400. Considerando que la mayor tendencia de pérdida de los ftalatos de radicales alquílicos lineales es al agua y de los ésteres de radicales ramificados es al aire, sería recomendable la utilización de un sistema de dos plastificantes, uno con radicales alquilo lineales y otro con ramificados.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, E., Armendáriz, V. Blanco, M., Leiro, A., Vara, T. y Zaragoza, G. 2001. Patología de pantallas impermeabilizantes de embalses constituidas por geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado. *Proc. VI Cong. Patol. Const.*, Santo Domingo (República Dominicana).
- Aguiar, E. y Blanco, M. 1995. Experience in connection with the performance of plasticized polyvinyl chloride sheeting in Tenerife basin sealing. *Proc. Research and Develop. Field Dams*, 361-375. Crans-Montana (Suiza).
- Aguiar, E., Blanco, M., Romero, A., Sacristán, A., Soriano, J. y Vara, T. 2002. Efectos de la orientación en la degradación del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana sintética en la impermeabilización del embalse de la Cruz Santa. *Aislamiento e impermeabilización*, 24, 14-21.
- Aguiar, E., Blanco, M., Soriano, J. y Vara, T. 2003. Influencia de la orientación en la degradación del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana sintética en la impermeabilización del embalse de La Tabona. *Ing. Civil*, 130, 95-103.
- Aguiar, E., Blanco, M., Vara, T., Armendáriz, V. y Soriano, J. 2008. Evolución de las geomembranas sintéticas instaladas en el campo experimental de El Saltadero con vistas a su empleo en la impermeabilización de Obras Hidráulicas. *Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*. 477-488. Palma de Mallorca.
- Amigó, E. y Aguiar, E. 1994. Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas. *Consejería de Agricultura y Alimentación. Gobierno de Canarias*.
- Blanco, M. 2005. Geomembranas I. *Proc. I Simposio Internacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas*. Vol. I. Sevilla.
- Blanco, M. 2009. Experiencia española en el empleo de geomembranas en la impermeabilización de balsas. *Proc. III Seminario Portugués sobre geosintéticos*. Coimbra (Portugal).
- Blanco, M. y Aguiar, E. 1998. Geomembranas sintéticas a base de polietileno de alta densidad utilizadas en la impermeabilización de embalses. Seguimiento de obras en las islas Canarias. *Ing. Civil*, 109, 49-59.
- Blanco, M., Aguiar, E., García, F., Vara, T., Soriano, J. y Castillo, F. 2011. État de la barrière géosynthétique polymérique en EPDM de la retenue d'El Golfo dans l'île d'El Hierro (Îles Canaries). *Proc. 8^{mes} Rencontres Géosynthétiques*, 283-293. Tours (Francia).
- Blanco, M., Aguiar, E. y Zaragoza, G. 2002. Patología de geomembranas sintéticas instaladas como pantallas impermeabilizantes en embalses. *Dam Maintenance and Rehabilitation I, Llanos et al. (eds.) Editorial Balkema*, pp. 957-964. Rotterdam.
- Blanco, M., Castillo, F., García, F. y Soriano, J. 2010a. Las geomembranas sintéticas en la rehabilitación y mantenimiento de paramentos de presas. *Dam Maintenance and Rehabilitation II. Romeo et al. (eds.) Taylor & Francis Group*, pp. 335-341. London.
- Blanco, M., Cuevas, A. y Aguiar, E. 2002. Patología de geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado instaladas como pantallas impermeabilizantes en embalses. *Ing. Civil*, 119, 91-101.
- Blanco, M., Cuevas, A., Castillo, F. y Aguiar, E. 1996. Puesta a punto de una nueva metodología experimental para la determinación de la resistencia a la perforación de geomembranas sintéticas. *Ing. Civil*, 103, 65-69.
- Blanco, M., Soriano, J., Aguiar, E. y Zaragoza, G. 2002. Análisis microscópico de geomembranas sintéticas utilizadas en la impermeabilización de embalses. *Ing. Civil*, 127, 51-59.
- Blanco, M., García, F., Cea, J.C. de y Sánchez, F. J. 2.008a. Control en obra de la impermeabilización con geomembranas sintéticas. *Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*. 319-328. Palma de Mallorca.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Castillo, F. y Aguiar, E. 2008b. Estudio de plastificantes utilizados en geomembranas de PVC-P empleadas en impermeabilización de obras hidráulicas. *Rev. Plast. Modernos*. 96 (629), 386-391.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Aguiar, E. y Castillo, F. 2009. Determinación de los ftalatos utilizados como aditivos en la geomembrana de la balsa de La Florida mediante cromatografía de gases-espectrometría de masas. *Ing. Civil*, 154, 87-95.
- Blanco, M., Castillo, F., García, F. y Soriano, J. 2010a. Las geomembranas sintéticas en la rehabilitación y mantenimiento de paramentos de presas. *Dam Maintenance and Rehabilitation II. Romeo et al. (eds.) Taylor & Francis Group*, pp. 335-341. London.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Aguiar, E., Castillo, F. y Crespo, M. A. 2010b. Influencia del tipo de plastificante en la durabilidad de las geomembranas de PVC-P. *Proc. 3º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3º Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*. 347-357. Barcelona.
- Blanco, M. y Zaragoza, G. 2003. El Odiel-Perejil como un caso pionero en la utilización de una geomembrana sintética en la impermeabilización de presas. *Ing. Civil*, 132, 33-40.
- Cea, J.C. de, Asanza, E. y Blanco, M. 2003. Face Protection: Geomembranes Lining vs. Paint Coating. *Proc. 21 Congreso Internacional de Grandes Presas*. Montreal.
- Crespo, M. A. 2011. Comportamiento de barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) a base de poli(cloruro de vinilo) plastificado de distinta formulación, instaladas en embalses. *Tesis Doctoral*. Universidad Complutense de Madrid.
- Fayoux, D. 2004. La impermeabilización del embalse de la Laguna de Barlovento. *Proc. Jornadas sobre impermeabilización con materiales sintéticos*. La Palma (España).
- International Commission on Large Dams. 1991. Watertight Geomembranes for Dams. State of the Art. *Bulletin ICOLD N° 78* Paris.
- Krauskopf, L. G. 1993. Plasticizer structure/performance relationships. *Journal of Vinyl Technology* 15, N° 3, 140-147.
- Leiro, A., Blanco, M. y Zaragoza, G. 2002. Performance of synthetic geomembranes used in waterproofing of spanish reservoirs. *Geosynthetics 7th ICG, Delmas, Gourc & Girard (Eds.) Editorial Balkema*. 979-982. Rotterdam.
- Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino 2010. Manual de diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas. Madrid.
- Navarro, A., Blanco, M. y Rico, G. 1989. Materiales Ópticos Orgánicos. *Ed. AAEEO*, Madrid.
- PVC Geomembrane Institute (PGI). 2004. PVC Geomembrane Material Specification 1104. *University of Illinois*, Urbana, IL.
- Soriano, J., Blanco, M., Aguiar, E. y Burgos, J. 2010. La microscopia como método de análisis en el estudio de geomembranas sintéticas de PVC-P. *Proc. 3º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3º Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*, 411-422. Barcelona.
- Stark, T. D.; Choi, H. y Diebel, P. W. 2005. Influence of plasticizer molecular weight on plasticizer retention in PVC geomembranes. *Geosynthetics International* 12, N° 2, 99-110.
- UNE-EN 13 361:2005. Barreras geosintéticas. Características para su utilización en la construcción de embalses y presas.
- UNE 104 306:2000. Materiales sintéticos. Determinación del contenido en plastificantes en láminas de poli(cloruro de vinilo) plastificado, PVC-P, utilizadas en impermeabilización.
- UNE 104 317:2012. Materiales sintéticos. Determinación del recorrido del punzón antes de la perforación en geomembranas sintéticas impermeabilizantes instaladas en balsas.
- Wilson, A. S. 1995. Plasticizers: Principles and Practice. *Institute of Materials*. London.

LAS CARRETERAS HECHAS
CON BETUNES **ELASTER** AÚN ESTARÁN AHÍ
CUANDO YA NO SEAN NECESARIAS.



**PROAS PRESENTA ELASTER, SU NUEVA GAMA DE
BETUNES MODIFICADOS CON POLÍMERO.**

Tecnología punta aplicada al Betún para que tus carreteras
sean más seguras, ecológicas y longevas.

www.proas.es

PROAS

Innovando para ti

LÍDER EN SOLUCIONES GEOSINTÉTICAS

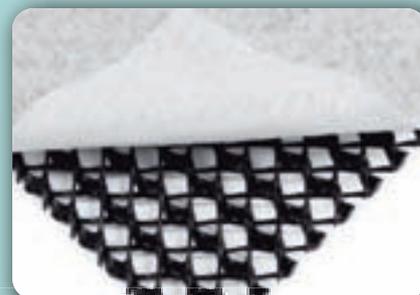
DRENAJE

INTERDRAIN



- » MINERÍA
- » VERTEDEROS (VASOS NUEVOS Y SELLADOS)
- » CANALES
- » OBRAS LINEALES

TECHDRAIN



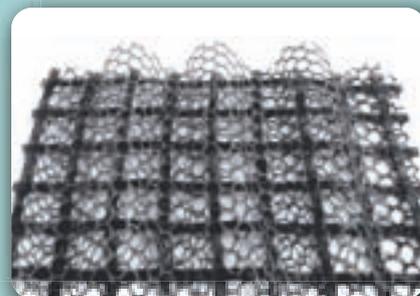
CONTROL DE LA EROSIÓN

TRINTER



- » OBRAS LINEALES
- » CANALES
- » MINAS
- » VERTEDEROS
- » CAMPOS DE GOLF
- » ÁREAS RESIDENCIALES
- » JARDINES
- » BALSAS

TRINTER R



Geocompuestos de drenaje de alta resistencia a compresión

JOAQUIM CASTELO NOLLA (*) y JORGE GUTIÉRREZ CUEVAS (**)

RESUMEN Actualmente existen en el mercado diversas tipologías de geocompuestos de drenaje que pueden ser clasificadas según su estructura de la siguiente manera: alveolares, monofilamentos, georredes y aquellos formados por la combinación de un geotextil no tejido con una serie de mini-conductos. Cada una de estas tipologías tiene su propio abanico de resistencias a compresión. Existen aplicaciones, como los vasos nuevos de vertederos y minas o las carreteras y ferrocarriles que se construyen sobre grandes terraplenes, donde la presión que se ejerce sobre el geocompuesto supera la resistencia a la compresión de la mayoría de estas tipologías. Para todas estas aplicaciones se debe asegurar que, además de proporcionar una capacidad de drenaje adecuada, la tipología de geocompuesto elegida sea capaz de resistir, sin colapsar y garantizando un adecuado factor de seguridad frente a las cargas a las que va a estar sometido. Este artículo expone que, actualmente, la única tipología de geocompuestos de drenaje capaz de soportar estas cargas, manteniendo sus propiedades de drenaje, son las georredes tri-planares de PEAD.

HIGH COMPRESSIVE RESISTANCE DRAINAGE GEOCOMPOSITES

ABSTRACT *There are several typologies of drainage geocomposites available in the market which can be classified according to their structure as: cusped, monofilaments, geonets and those products formed by the combination of a draining blanket with a series of mini-pipes. Each one of them has its own range of compressive resistances. There are applications, such as are the new cells of landfills or mines and roads or railways over large embankments, where the pressure exerted on the geocomposite exceeds the compressive resistance of the majority of these typologies. For all this applications, besides providing an adequate flow capacity, it must be ensured that the chosen typology is able to withstand the required loadings without collapsing and guaranteeing an adequate factor of safety. This article will expose that, currently, the only typology of drainage geocomposites that can bear these loadings while maintaining its drainage properties is the tri-planar geonet.*

Palabras clave: Geocompuesto, Drenaje, Geored, Compresión, Vertederos, Minas.

Keywords: Geocomposite, Drainage, Geonet, Compressive resistance, Landfills, Mines.

1. INTRODUCCIÓN

Los geocompuestos de drenaje se utilizan de manera habitual en obra civil, edificación, minería, vertederos, paisajismo y cualquier tipo de construcción o estructura que requiera una gestión adecuada del fluido a evacuar (agua, gas, lixiviados,...).

Entre todas las aplicaciones posibles para los geocompuestos de drenaje están aquellas donde el producto está sometido a altas cargas. Este es el caso de los drenajes horizontales en aeropuertos, carreteras, ferrocarriles y tranvías, los drenajes bajo altos terraplenes, las balsas y pads en la industria minera o las nuevas celdas para vertederos.

Los requisitos técnicos para los geocompuestos drenantes en estas aplicaciones no deberían limitarse a su valor más utilizado, la capacidad de drenaje, sino que deberían tener también en cuenta la resistencia a compresión del geocompuesto para asegurar su correcto funcionamiento bajo tales cargas.

Hay muchos tipos de geocompuestos drenantes en el mercado, pero no todos pueden ser utilizados para este tipo de aplicaciones.

2. CLASIFICACIÓN DE LOS GEOCOMPUESTOS DE DRENAJE

Los geocompuestos drenantes pueden ser clasificados según su geometría o configuración estructural, su espesor, su materia prima, su capacidad de flujo a corto plazo, su comportamiento a fluencia o cualquier otra consideración dependiendo de la necesidad del estudio o proyecto.

Para abordar el objetivo de este artículo, que consiste en explicar qué tipología funciona mejor bajo presiones elevadas, los geocompuestos se clasificarán según su geometría y

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos . Product & Export Area Manager Geosynthetics. Intermas Nets, Barcelona, España. E-mail: jcastelo@intermasgroup.com

(**) Ingeniero de Minas. Manager Iberia y Latinoamérica Geosynthetics. Intermas Nets, Barcelona, España. E-mail: jgutierrez@intermasgroup.com

configuración estructural (lo cual determina su resistencia a la compresión). Las diferentes tipologías son: alveolares (Figura 1), monofilamentos (Figura 2), georredes (Figuras 3 y 4) y aquellos formados por la combinación de un geotextil no tejido con una serie de mini-conductos que recogen el fluido (Figura 5).

Cada una de estas tipologías tiene su propia gama de resistencias a compresión dependiendo de su estructura, geometría, proceso de fabricación específico de cada fabricante, etc. Sin embargo, podemos presentar valores que, de forma genérica, marcan las resistencias a la compresión máximas que se pueden encontrar habitualmente en el mercado para cada una de estas estructuras.

Hay que aclarar que el objetivo de este estudio no es ensayar o juzgar productos específicos o las resistencias a la compresión máximas exactas de cualquier fabricante en concreto. Los valores presentados pretenden simplemente dar una idea general de los diferentes productos que se pueden encontrar en el mercado junto con su rango de resistencias al aplastamiento más común para cada tipo (Tabla 1).

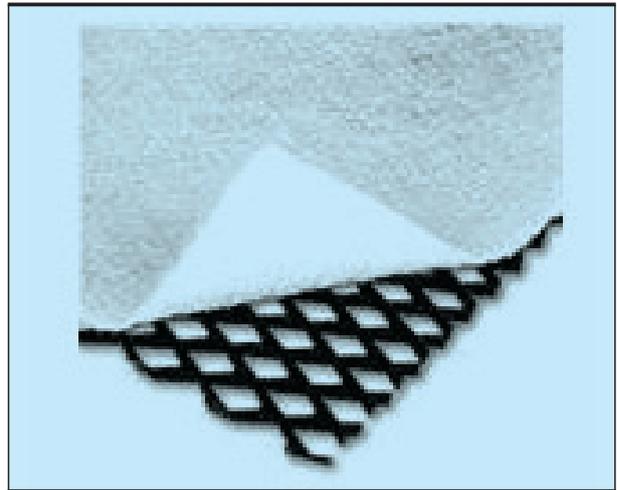


FIGURA 3. Georred Bi-planar.

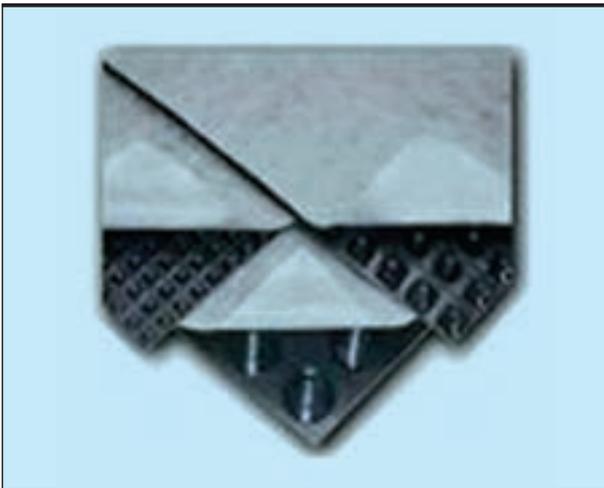


FIGURA 1. Alveolares.

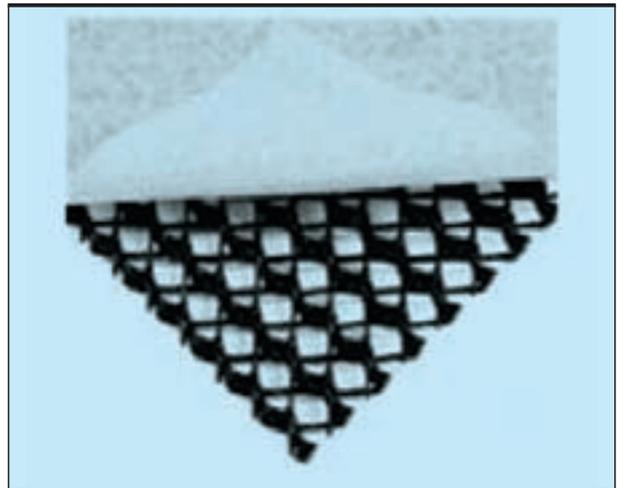


FIGURA 4. Georred Tri-planar.

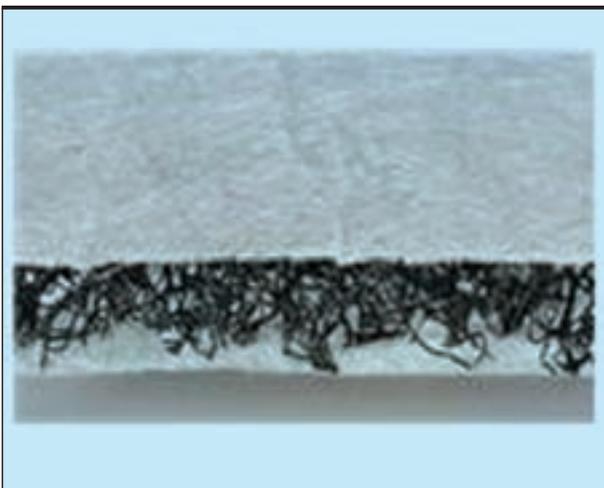


FIGURA 2. Monofilamentos.



FIGURA 5. Combinación manta drenante con mini-conductos.

Clasificación		Polímero núcleo drenante	Resistencia a compresión
			kPa
Alveolares	Simples	PEAD	125 – 400*
Monofilamentos	Dobles	PEAD	125 – 400*
	Filamentos maraña	PP	100 – 250
	Filamentos zig-zag	PP	150 – 400
Georredes	Bi-planar	PEAD	600 – 850
	Tri-planar	PEAD	1.200 – 2.000
Combinación manta drenante con mini-conductos		PP geotextil + PEAD tubos	400 – 700

* Productos específicos pueden alcanzar valores de 700 kPa

TABLA 1. Clasificación de los geocompuestos de drenaje según su configuración.

3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La resistencia a la compresión de los geocompuestos drenantes se evalúa según los procedimientos establecidos en las normas UNE EN ISO 604 o ASTM D 6364. La resistencia al aplastamiento se define a través del punto de inflexión en un gráfico tensión-deformación (Figura 6).

La mayoría de los geocompuestos de drenaje colapsan bajo un esfuerzo creciente. Por otra parte, los hilos de las georredes bi-planares tienden a tumbarse debido a que su sistema de hilos paralelos no son exactamente perpendiculares entre sí en los puntos de unión; aunque cabe destacar que todavía son capaces de drenar más allá de este punto (Koerner, 2012). Las georredes tri-planares no muestran ningún punto de inflexión gracias a la combinación de un hilo central más grueso y perpendicular a la tensión normal.

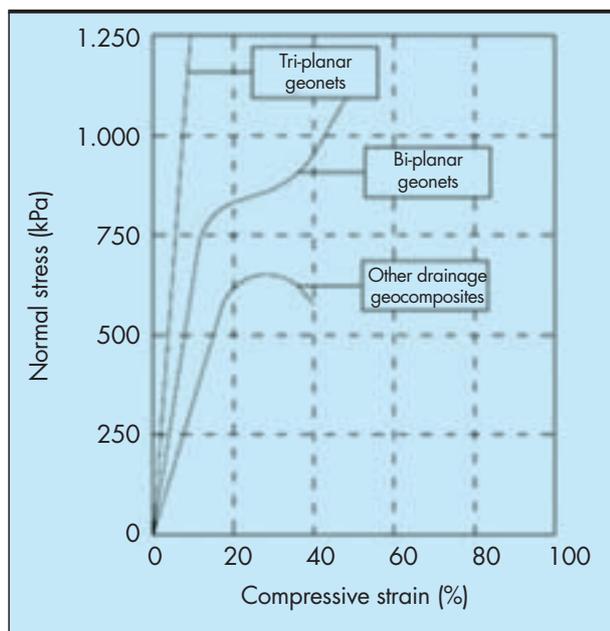


FIGURA 6. Resultados conceptuales de un ensayo de compresión para distintos tipos de geocompuestos de drenaje.

Una cuestión importante a considerar es que estos ensayos sólo pueden mostrar la resistencia a la compresión a corto plazo. Para poder establecer el comportamiento a largo plazo de un geocompuesto de drenaje debemos considerar también su fluencia. La fluencia, según la resistencia de materiales, es la tendencia que un material sólido tiene a deformarse lenta y permanentemente como resultado de una exposición, a largo plazo, a carga elevadas que se encuentran por debajo de su resistencia a compresión (Smith, 1993). El apartado 5 dará más información sobre este tema en relación con las georredes.

4. APLICACIONES QUE REQUIEREN DE ALTA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Los geocompuestos de drenaje se instalan como zonas de alto flujo hidráulico bajo capas de terreno compactado, asfalto, etc. Por lo tanto, siempre existirá una carga permanente (σ_{DL}) sobre el geocompuesto que es la suma del peso específico de cada una de las capas sobre él (γ_i) multiplicada por el espesor de cada capa (h_i), (Ecuación 1):

$$\sigma_{DL} = \sum_i \gamma_i \cdot h_i \quad (1)$$

Y, por supuesto, también habrá cargas variables (σ_{LL}), como el tráfico en las carreteras y sobrecargas en la fase de construcción (σ_{CLL}). Es evidente que, al haber capas de terreno compactado sobre el geocompuesto, los equipos de construcción y compactación tendrán que circular directa o indirectamente sobre estos geosintéticos. Estas sobrecargas de construcción fácilmente pueden alcanzar valores de 500 kPa. Recordando los valores indicados en la tabla 1, este hecho por sí solo, elimina la posibilidad de utilizar varios de los geocompuestos descritos en muchas aplicaciones de drenaje horizontal porque, aunque sean capaces de soportar las cargas de servicio, no son capaces de resistir las cargas de construcción.

Independientemente de esto, existen aplicaciones donde un geocompuesto de drenaje debe soportar sobrecargas permanentes y variables que sobrepasan los valores de las aplicaciones más habituales. Podemos exponer como ejemplos:

- Drenaje horizontal en aeropuertos. Según sea la ubicación del aeropuerto deberá existir un drenaje bajo las pistas de aterrizaje que estará expuesto a las cargas dinámicas del aterrizaje de los aviones. En este caso las sobrecargas variables serán las limitantes.



FIGURA 7. Muro verde formado por un terraplén reforzado de 30 m de altura en Bilbao, España.

- Drenaje horizontal bajo grandes terraplenes (Figura 7). En esta aplicación, las sobrecargas limitantes serán las permanentes. El geocompuesto “no se ve afectado” por la carretera, el ferrocarril o el área industrial en la parte superior del terraplén. El peso del terraplén por sí mismo, exige de una alta resistencia a la compresión. Como ejemplo, un terraplén de 30 m de altura, construido a partir de la compactación de un terreno de 20 kN/m³, sin ninguna carga en la parte superior, ejerce una sobrecarga permanente de 600 kPa sobre el geocompuesto de drenaje.
- Nuevas celdas para vertederos.
- Balsas de decantación y pads de lixiviación en la industria minera.

Estas dos últimas aplicaciones son muy similares a los drenajes bajo grandes terraplenes. En las nuevas celdas en vertederos, pads y balsas de decantación, el geocompuesto de drenaje se instala sobre (o entre) los geocompuestos de impermeabilización (GCL, GM o combinación de ambas) y una gran carga de mineral o residuos se coloca sobre estos geocompuestos. Estas cargas pueden llegar fácilmente a sobrepasar los 700 kPa. La función principal de un geocompuesto drenante en estas aplicaciones es la de recoger los lixiviados para evitar su contacto con el medio ambiente.

En todas estas aplicaciones, además de proporcionar una capacidad de flujo adecuado, es necesario asegurar que el geocompuesto elegido será capaz de soportar, sin colapsar y garantizando un factor de seguridad adecuado, las cargas a las que estará sometido durante la vida útil de la obra.

5. METODOLOGÍA DE DISEÑO

La capacidad de drenaje a corto plazo de un geocompuesto debe obtenerse a través de ensayos de laboratorio. Éstos se realizan con una máquina de transmisividad según las normas ISO 12958 o ASTM D 4716. La razón por la que nos referimos a esta capacidad de flujo como “a corto plazo” es la duración del ensayo, muy limitada en comparación con la vida útil de los geosintéticos (generalmente décadas). La duración del ensayo es de 100 horas, en caso de no considerar en el diseño el factor de reducción por intrusión (GRI GC8, 2001), o de varios minutos si se utiliza este factor de reducción.

La capacidad de flujo a largo plazo ($q_{\text{long-term}}$) se obtiene reduciendo la capacidad de flujo del ensayo a corto plazo (q_{test})

mediante diversos factores reductores según la ecuación 2 (Koerner, 2012).

$$q_{\text{Long-term}} = \frac{q_{\text{test}}}{RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{bc} \cdot RF_{cc}} \quad (2)$$

Esta metodología considera cuatro factores de reducción: intrusión de los geosintéticos adyacentes en el núcleo de la georred (RF_{in}), fluencia tanto de la georred como de los geosintéticos adyacentes (RF_{cr}), colmatación química o precipitación de sustancias químicas en núcleo de la georred (RF_{cc}) y colmatación biológica en el núcleo de la georred (RF_{bc}). Como se indica en la sección 3, la fluencia es un factor clave a considerar en el diseño, por lo que deberían realizarse ensayos de fluencia para obtener el factor reductor específico para cada georred (Giraud *et al.*, 2000).

Las georredes bi-planares están formadas por dos hilos que se cruzan entre sí en diferentes ángulos y separaciones (Figura 3), mientras que las georredes tri-planares tienen hilos centrales paralelos con hilos estructurales más pequeños por encima y por debajo que proporcionan estabilidad estructural (Figura 4). La configuración única de las georredes tri-planares les permite, no sólo tener mayor resistencia a la compresión y mejor comportamiento a fluencia, sino también presentar menor reducción por intrusión incluso a presiones de más de 700 kPa (Zaho y Montanelli, 1999).

Una vez definido el drenaje a largo plazo y seleccionado el geocompuesto adecuado para el mismo, debemos verificar que este geosintético será capaz de soportar las sollicitaciones mecánicas a las que se verá sometido durante su vida útil (incluyendo el proceso de instalación tal como se ha explicado en la sección 4).

Como recomendación, un factor de seguridad adecuado para cargas a compresión debe ser mayor o igual a 2,5 (que sería equivalente a considerar un coeficiente de mayoración de las cargas de 1,4 y un coeficiente de minoración para la resistencia a compresión de 1,8, según la metodología Load and Resistance Factor Design ampliamente utilizada en la ingeniería de estructuras). Este factor puede ser menor durante la fase de instalación ya que no se trata de una situación permanente.

Volvamos ahora al ejemplo de la sección 4: un terraplén de 30 m de altura, construido con la compactación de un suelo de 20 kN/m³, sin cargas en la parte superior. Según la ecuación 1, la presión sobre el geocompuesto drenante es de 600 kPa. Teniendo en cuenta el factor de seguridad recomendado de 2,5, el geocompuesto adecuado para esta aplicación debe tener una resistencia a la compresión mayor o igual a 1.500 kPa. Según la Tabla 1 sólo una georred triplanar es capaz de soportar este tipo de carga.

6. APLICACIONES REALES DE GEOCOMPUESTOS DE ALTA RESISTENCIA A COMPRESIÓN

6.1. DEPÓSITO PARA RESIDUOS QUÍMICOS PARA LA DESCONTAMINACIÓN DEL RÍO EBRO EN FLIX (ESPAÑA)

En el río Ebro, junto al embalse de Flix, se hallaba un vertido incontrolado de residuos químicos provenientes de operaciones mineras (Figura 8). Debido al evidente daño que esto podía ocasionar sobre el medio ambiente, la Administración decidió llevar a cabo un plan de descontaminación de la zona. Para ello, se diseñó un gran vertedero controlado para poder extraer todos los residuos mineros del río y almacenarlos de forma segura.

Según la normativa para residuos químicos de la UE (1999/31/CE), se diseñaron varias capas de drenaje (con un total de 8 capas de residuos de alta densidad, Figura 9, con un espesor de 3,5 m por capa). El diseño también contemplaba dos capas impermeabilización (principal y secundaria o de se-



FIGURA 8. Embalse de Flix. Cabe destacar la barrera que impide la propagación de los residuos químicos.



FIGURA 10. Nueva celda para vertedero en Bélgica.

guridad) en la parte inferior de la celda de vertido, con una capa de drenaje para detección de fugas entre ambas. Todas estas capas de drenaje han sido construidas empleando geocompuestos de drenaje que recogen los lixiviados generados para, posteriormente, poder tratarlos adecuadamente.

La presión sobre el geocompuesto de drenaje supera los 600 kPa por lo que se requiere de una georred triplanar de PEAD de 7mm de espesor de alta resistencia a la compresión. Esta georred tri-planar tiene laminado por una de sus caras un geotextil de 200 g/m² y otro geotextil resistente a las radiaciones Ultra Violeta, también de 200 g/m², en la cara expuesta a la intemperie. Se instalaron más de 150.000 m² de este producto en 2012.

6.2. VASO NUEVO DE VERTEDERO. INDAVER (BÉLGICA)

La necesidad de crear una nueva celda para un vertedero en Bélgica, con una altura total de 44 m de residuos con un peso específico de 16 kN/m³, requirió de un geocompuesto drenante para la recogida de los lixiviados con una resistencia a la compresión aproximada de 700 kPa.

Los proyectistas seleccionaron una georred triplanar de PEAD de 5mm con alta resistencia compresión, laminada por termofusión con dos geotextiles de PP de 120 g/m².

En el año 2011 se instalaron 40.000 m² de este producto con el propósito de recoger los lixiviados tanto en los taludes y como en la base de la nueva celda del vertedero en el que, en el punto de carga máxima, el producto fue instalado con una pendiente del 2%, asegurando un correcto funcionamiento.



FIGURA 9. Residuos químicos de alta densidad.

La vida útil para la que se diseñó esta celda es de 20 años lo que implica la necesidad de un buen comportamiento a fluencia, como el ofrecido por las georredes tri-planares, para poder garantizar un rendimiento óptimo a largo plazo.

Una particularidad de este proyecto es que dicha celda de vertido no fue excavada en el terreno, sino que fue construida como una “montaña artificial” (Figura 10).

6.3. Balsa de DECANTACIÓN EN LA MINA DE KANMANTOO, AUSTRALIA

Kanmantoo es una mina de oro y cobre ubicada en Adelaide, Australia (Figura 11). Para asegurar una extracción minera adecuada medio ambientalmente fue necesaria la construcción de una nueva balsa de decantación.

El depósito tiene una altura aproximada de 40 m. Considerando, de manera conservadora, una densidad de 10 kN/m³ para el agua con minerales en suspensión, la presión sobre la capa de geocompuestos de drenaje instalado es de 400 kPa.

Se instaló una georred tri-planar de PEAD de 5 mm tanto para el drenaje principal de recogida de lixiviados como para el sistema de detección de fugas debido a la gran importancia que los proyectistas dieron a comportamiento mecánico del geocompuesto, especialmente la resistencia a la compresión y fluencia.

En 2011, se instalaron más de 150.000 m² de este geocompuesto de drenaje tri-planar como sistema para detección de fugas y más de 140.000 m² como drenaje principal para lixiviados (Figura 12).



FIGURA 11. Construcción balsa de decantación en la mina de Kanmantoo, situada en las colinas de Adelaide a 25 km de monte Baker, Australia.



FIGURA 12. Instalación del sistema de drenaje para lixiviados en la mina de Kanmantoo, Australia.



FIGURA 14. Construcción del aeropuerto en Komo.

6.4. PLATAFORMA PARA AEROPUERTO EN PAPÚA NUEVA GUINEA

Una de las mayores compañías petroleras del mundo está construyendo actualmente una gran planta de Gas Natural Licuado (inversión de 15.700 millones de dólares) en la zona de los Hides, en Papúa Nueva Guinea (Figura 13).

En primera instancia se pensó en construir una carretera para acceder a la planta, pero esto se tornó inviable dada la enorme distancia y los costes de mantenimiento asociados. Finalmente los proyectistas decidieron construir un aeropuerto en Komo para su nueva planta (Figura 14).

Debido a la ubicación remota de la planta (en los Hides de Papúa Nueva Guinea) no se disponía de suficiente cantidad de material granular de calidad para construir la capa de drenaje del aeropuerto. Por este motivo, los proyectistas se decidieron por una georred tri-planar de PEAD de 5mm con dos geotextiles de 120 g/m² de PP termosoldados a ella. La superficie drenada en el aeropuerto de Komo es de 260.000 m².

No hace necesario explicar que lo que los proyectistas buscaban en este caso era un geocompuesto especial con un excelente comportamiento a fluencia y con alta resistencia a la compresión, que fuera capaz de soportar las cargas dinámicas que los aviones ejercen durante el despegue y el aterrizaje.

7. CONCLUSIONES

Existen ciertas aplicaciones que implican altos requerimientos de resistencia a la compresión, tales como: el drenaje horizontal en aeropuertos, carreteras, ferrocarriles y



FIGURA 13. Esquema general de la planta de Gas Natural Licuado en Papúa Nueva Guinea.

tranvías, el drenaje bajo grandes terraplenes, las balsas de decantación y pads de lixiviación en la industria minera, así como la construcción de nuevas celdas para vertederos.

No todos los geocompuestos de drenaje existentes en el mercado son adecuados para estas aplicaciones, ya que el diseño estructural de cada uno de ellos limita su resistencia a la compresión. De hecho, sólo los geocompuestos basados en georredes tri-planares de PEAD pueden garantizar un funcionamiento adecuado a largo plazo bajo tales condiciones.

Los geocompuestos tri-planares han sido extensamente utilizados en los últimos años en todo el mundo para estas aplicaciones, mostrando que no tan sólo son justificables técnicamente, sino que también la experiencia apoya su uso.

Los ingenieros que trabajan con geosintéticos en estas tipologías de proyectos no deberían limitarse a asegurar que la capacidad de drenaje sea la adecuada, sino que también deberían tener en cuenta su resistencia a la compresión de manera que puedan asegurar su correcto funcionamiento a largo plazo bajo tales condiciones de carga.

8. REFERENCIAS

- ASTM D4716, 2008. Standard Test Method for Determining the (In-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head.
- ASTM D6364, 2011. Standard Test Method for Determining Short-Term Compression Behavior of Geosynthetics.
- Council Directive 1999/31/EC of 26 April 1999 on the landfill of waste.
- Giroud, J. P., Zhao, A., and Richardson, G. N., 2000. Effect of Thickness reduction on Geosynthetic Hydraulic Transmissivity. Geosynthetic International, Vol.7 Nos. 4-5, pp.
- GRI Standard GC8, 2008. Standard Guide for Determination of the Allowable Flow Rate of a Drainage Geocomposite. Geosynthetic Institute.
- UNE EN ISO 604, 2002. Plastics - Determination of compressive properties.
- UNE EN ISO 12958, 2010. Geotextiles and geotextilerelated products — Determination of water flow capacity in their plane.
- Koerner, R. M., 2012. Designing with geosynthetics. 6th Edition.
- Smith, W. F., 1993. Foundations of materials science and engineering. 2nd Edition. McGraw-Hill Book Co.
- Zaho, A. and Montanelli, F., 1999. Effect of Soil Presence on Flow Capacity of Drainage Geocomposites under High Normal Loads. Proc. of Geosynthetics'99, Boston, Vol. 2, pp. 799-812.

Criterios de estabilidad en el diseño de un vertedero, basado en la normativa española

JOSÉ ESTAIRE GEPP (*) y FERNANDO PARDO DE SANTAYANA (**)

RESUMEN El diseño de un vertedero requiere la realización de un conjunto de análisis de estabilidad. Para llevar a cabo dichos análisis es necesario definir distintas situaciones de cálculo y sus correspondientes factores de seguridad. Por otra parte, en la construcción de vertederos normalmente se emplean geosintéticos para el revestimiento, lo que da lugar a superficies de deslizamiento críticas situadas en los contactos entre los distintos geosintéticos empleados, por lo que la determinación de la resistencia al corte de dichas superficies constituye un objetivo de extrema importancia.

En el presente artículo se analizan estos aspectos teniendo en cuenta lo establecido en la normativa española y en la bibliografía técnica. Como resultado del estudio, se presentan algunas tablas en las que se relacionan las distintas situaciones de cálculo (normal, accidental y extraordinaria) con la resistencia al corte del sistema de impermeabilización (pico o residual) y se define el factor de seguridad mínimo requerido.

STABILITY ANALYSIS CRITERIA IN LANDFILL DESIGN BASED ON THE SPANISH CODES

ABSTRACT *The design of a landfill requires performing stability analyses. To perform such analyses it is necessary to define different design situations and their corresponding safety factors. Geosynthetics are normally used to construct the lining system of the landfills, causing critical slip surfaces to pass along one of the different geosynthetic interfaces. Determination of the shear strength of such critical interfaces is, therefore, an extremely important issue.*

In this paper, these aspects are analysed based on what is set in the Spanish codes and in the technical literature. As a result of the study, some tables are presented which relate the different design situations (normal, accidental or extraordinary) to the shear strength of the lining system to be used (peak or residual) and define the minimum factor of safety to be accomplished.

Palabras clave: Vertederos, Estabilidad, Factores de seguridad.

Keywords: Landfill, Stability, Safety factors.

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de estabilidad es uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de un vertedero. Para llevar a cabo dicho análisis es necesario definir diferentes situaciones de cálculo que puedan ocurrir durante la vida del vertedero.

Estas situaciones de cálculo tienen una probabilidad de ocurrencia diferente por lo que en cada cálculo debe aplicarse un factor de seguridad específico.

Otro problema clave en este tipo de análisis corresponde a la elección de la resistencia al corte de las interfaces existentes en el sistema de impermeabilización, ya que, por un lado es necesario elegir entre resistencia al corte en condiciones de

pico o residual, y por otro, elegir entre la resistencia obtenida en ensayos de laboratorio llevados a cabo en condiciones secas o en condiciones en las que haya presencia de agua.

Este artículo trata sobre estos aspectos y propone un marco conceptual para llevar a cabo dichos análisis de estabilidad.

Este marco conceptual puede ayudar a definir la normativa española relativa al diseño de vertederos (Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001) que está actualmente en fase de borrador.

2. RESISTENCIA AL CORTE DEL SISTEMA DE REVESTIMIENTO

2.1. RESISTENCIA AL CORTE PICO O RESIDUAL DEL CONTACTO ENTRE GEOSINTÉTICOS

Las curvas de resistencia al corte – desplazamiento horizontal obtenidas en los ensayos de corte directo realizados en la interfaz de las capas del sistema de revestimiento presentan normalmente un pico bien definido seguido por una marcada

(*) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Área de Geotecnia Básica y Experimental. Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, Spain. E-mail: Jose.Estaire@cedex.es

(**) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director del Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, Spain. Vocal de IGS España. E-mail: F.Pardo.S@cedex.es

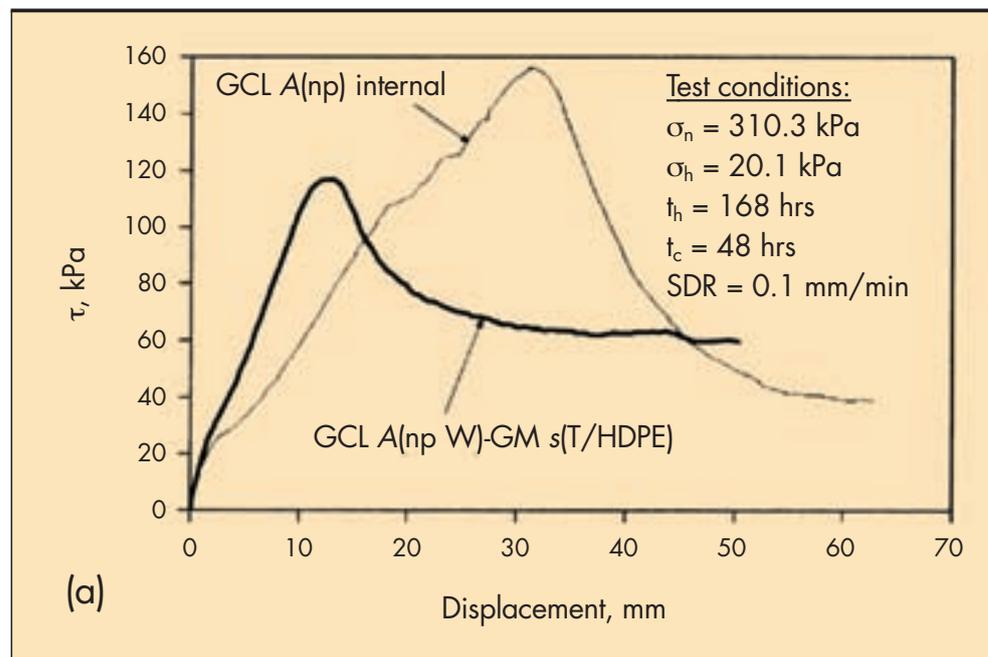


FIGURA 1. Curvas de resistencia al corte – desplazamiento horizontal obtenidas en ensayos de corte directo realizados en la interfaz de geosintéticos. (tomado de Mc Cartney, 2009).

disminución a medida que progresa el desplazamiento. (Figura 1).

La elección de la resistencia al corte del sistema de impermeabilización a utilizar en los cálculos así como su relación con el valor del factor de seguridad son temas de gran importancia que ya han sido ampliamente discutidos en la literatura técnica como se muestra a continuación:

- Stark y Poeppel (1994) recomiendan llevar a cabo los análisis de estabilidad del vertedero teniendo en cuenta los siguientes criterios:
 - Utilizar la resistencia al corte residual en los taludes laterales y la resistencia pico en la base, con un factor de seguridad de 1,5.
 - Utilizar la resistencia residual tanto en los taludes laterales como en la base, con un factor de seguridad por encima de 1,0.
- Filz *et al.* (2001) señalan que, cuando se utilice la resistencia de pico es necesario considerar un factor de seguridad por encima de 2,0, mientras que cuando se considere la resistencia residual, ese factor de seguridad debe multiplicarse por el coeficiente de reducción siguiente (FR):

$$FR = \frac{\tau_r}{[\tau_r + 0,1 \cdot (\tau_p - \tau_r)]}$$

donde τ_r es la resistencia residual y τ_p es la resistencia de pico. El uso de esta expresión implica por ejemplo, un factor de reducción de 0,75 si la resistencia residual es un 25 % de la resistencia pico.

- Richard Thiel (2001) recomienda utilizar la resistencia residual cuando las operaciones de ejecución o las condiciones de diseño favorezcan la presencia de desplazamientos relativos en las capas del sistema de impermeabilización. Esto puede ocurrir cuando la geometría del vertedero implique una distribución de esfuerzos no uniforme o cuando aparezcan cargas debidas a sismo.

Este autor añade a esta regla general las siguientes recomendaciones:

- El supuesto más conservador consiste en considerar que el plano de deslizamiento se desarrolla, en todas las zonas del vertedero, en la interfaz geomembrana-geocompuesto bentonítico y que en dicha interfaz se desarrolla la resistencia residual. Esta aproximación se restringe a las membranas lisas, no texturizadas.
- Una aproximación híbrida consiste en utilizar los valores de resistencia residual en los taludes laterales y la resistencia de pico en la base, considerando un factor de seguridad para el diseño final de 1,5, asumiendo que no se producirán incrementos de tensión intersticial inesperados, y de 1,3 durante la construcción y operaciones de relleno del vertedero.
- También pueden hacerse los cálculos utilizando una resistencia post-pico, superior a la resistencia residual, asociada a ciertos niveles de deformación. De hecho, las deformaciones relativas durante la construcción y operaciones de relleno del vertedero son menores que las necesarias para alcanzar la resistencia residual.
- Por último, recomienda el uso de geomembranas texturizadas con el fin de incrementar la resistencia al corte de las interfaces. En este caso, si el análisis sísmico no muestra deformaciones significativas, el cálculo puede realizarse incluso con la resistencia de pico y teniendo en cuenta un factor de seguridad adecuado.
- Koerner y Bowman (2003), después de revisar 40 casos reales de deslizamientos ocurridos en vertederos, concluyen que la mayoría de tales deslizamientos se produjeron debido a aumentos inesperados de la presión intersticial provocados por fallos en el sistema de drenaje, más que a un problema derivado de una mala elección entre resistencia pico o residual. Basándose en esta

conclusión, los autores determinan que si el sistema de drenaje funciona correctamente, la resistencia residual sólo debe utilizarse en los diseños en zonas sísmicas activas y en casos particulares en los que se prevean importantes deformaciones.

Por tanto, resumiendo estas referencias, se puede concluir que la decisión de utilizar la resistencia pico o residual, o un valor intermedio, debe llevarse a cabo teniendo en cuenta la situación concreta de diseño, y se debe combinar el valor de resistencia considerado con un factor de seguridad apropiado.

2.2. CONDICIONES SECAS O HÚMEDAS EN LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Otro problema importante es determinar si los ensayos de corte deben realizarse en condiciones secas o húmedas, a fin de conseguir una mejor simulación de las condiciones reales en la que se va a encontrar el sistema de impermeabilización del vertedero.

En general, si se supone que la capa impermeable (geomembrana) funciona correctamente, la interfaz entre la geomembrana y la capa de geobentonita subyacente estará en condiciones secas. Sin embargo, pueden considerarse condiciones saturadas si se produce una rotura del sistema de impermeabilización.

3. SITUACIONES DE DISEÑO

Las situaciones de diseño para los análisis de estabilidad pueden clasificarse en tres categorías: normal, accidental y extraordinaria.

3.1. SITUACIÓN NORMAL

Esta situación corresponde a la operatividad normal del vertedero, lo que implica que no se han producido movimientos significativos y que el nivel piezométrico es el correspondiente a un funcionamiento normal del sistema de extracción del lixiviado.

3.2. SITUACIÓN ACCIDENTAL

Se considera una situación accidental aquella que se produce por la rotura o mal funcionamiento de algún elemento del vertedero, tales como:

a.- Fallo en el sistema de drenaje:

Esta situación implica las condiciones siguientes: que el sistema de extracción del lixiviado deje de funcionar y, como consecuencia de ello, se produzca un aporte de agua al interior del vertedero y que el nivel piezométrico suba hasta que se desborde por la parte superior del dique de tierras.

b.- Rotura del paquete de impermeabilización

Esta situación implica, a efectos de cálculo, que la superficie de todos los contactos entre las diferentes geomembranas y las capas de geobentonita, y la propia capa de geobentonita vayan a estar saturadas.

3.3. SITUACIÓN EXTRAORDINARIA

Se trata de situaciones con una probabilidad de ocurrencia muy baja, tales como:

a.- Rotura generalizada

Esta situación puede producirse como consecuencia de una situación accidental prolongada de rotura del sistema de impermeabilización, si no se toman medidas para repararla. Bajo estas circunstancias, debido al peso del relleno, pueden inducirse movimientos en las diferentes capas del sistema de impermeabilización que a su vez provoquen movimientos en los propios residuos llegando a una situación de grandes movimientos generalizados asimilables a una rotura generalizada en el vertedero.

b.- Análisis sísmico

Esta situación supone realizar un cálculo pseudo-estático que incorpora el efecto sísmico a través de la consideración, en el cálculo, de fuerzas de inercia adicionales, tanto horizontales como verticales, proporcionales a la aceleración sísmica correspondiente.

3.4. SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO ANALIZADAS

Todas las situaciones de cálculo descritas anteriormente, deben analizarse para las superficies de deslizamiento que se indican a continuación, tal y como se recomienda en el borrador del código español.

- Superficies de deslizamiento entre el vertedero y el terreno natural de apoyo.
- Superficies de deslizamiento existentes en la masa de residuos del vertedero
- Superficies de deslizamiento en el paquete de impermeabilización, suponiendo la resistencia al corte más baja.

3.5. PROPUESTA SOBRE LA RESISTENCIA DEL PAQUETE DE IMPERMEABILIZACIÓN A UTILIZAR EN CADA SITUACIÓN DE CÁLCULO

Teniendo en cuenta la definición de cada situación de cálculo, la Tabla 1 muestra una propuesta de la relación entre cada situación de cálculo y la resistencia del paquete de impermeabilización a utilizar en el análisis de estabilidad.

Situación de cálculo		Resistencia del paquete de impermeabilización
Normal	Operatividad normal del vertedero	Pico y seca
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	Pico y seca
	Rotura imprevista del paquete de impermeabilización	Pico y húmeda
Extraordinaria	Rotura generalizada	Residual y húmeda
	Análisis sísmico	Residual y seca

TABLA 1. Resistencia del paquete de impermeabilización a utilizar en los cálculos de estabilidad para cada situación de cálculo.

Riesgo	Tipo de residuo		
	Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	1.3	1.4	1.5
Medio	1.4	1.5	1.6
Alto	1.5	1.6	1.8

TABLA 2. Valores de los factores de seguridad indicados en el borrador del "Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001".

4. FACTOR DE SEGURIDAD MÍNIMO

4.1. VALORES PROPUESTOS POR EL BORRADOR DEL CÓDIGO ESPAÑOL

Actualmente en España, el único documento oficial que hace alguna referencia a los valores de los factores de seguridad a utilizar en los análisis de estabilidad que se deben efectuar en el proyecto de un vertedero, es el borrador del "Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001". Los valores, para situaciones estáticas, están en función de las consecuencias de una potencial inestabilidad y del tipo de residuo tal como se recoge en la Tabla 2.

Las situaciones de riesgo bajo son aquellas en las que sólo se producirían daños materiales sin consecuencias medioambientales significativas. Las de riesgo medio implican daños ambientales significativos, mientras que las de riesgo alto son aquellas en las que se podrían provocar daños humanos y medioambientales irreversibles.

Además, el código indica un valor mínimo de 1,4 para vertederos con residuos peligrosos y una reducción de 0,1 en los factores de seguridad correspondientes cuando se considere que existe un fallo en el sistema de drenaje.

4.2. DISCUSIÓN DE LOS VALORES PROPUESTOS

A continuación se realiza una revisión crítica de los valores propuestos en el borrador del Desarrollo Técnico, con ayuda de la norma española para grandes presas, ya que puede considerarse que estas estructuras se diseñan en condiciones muy restrictivas debido al elevado riesgo potencial para las personas y el medio.

En España, la actual norma en el campo del cálculo de presas corresponde al "Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses" (1996), que se utiliza con ayuda de la guía técnica "Guía Técnica n°1 - Seguridad de Presas".

El "Reglamento" clasifica las situaciones de cálculo en normal, accidental y extrema, en función del riesgo y la duración, y la "Guía" define estas situaciones de la siguiente forma:

- Situaciones normales: se supone que el embalse está lleno al máximo nivel normal y las presiones intersticiales en el núcleo y cimiento alcanzan valores normales.
- Situaciones accidentales: son aquellas que tienen una duración limitada, por lo que se recomienda incluir todas las situaciones transitorias que se dan durante la construcción y durante el periodo de explotación tales como: desembalse rápido, fallo en el sistema de drenaje, situación sísmica con el embalse lleno y terremoto de proyecto.
- Situaciones extremas: son aquellas que tienen una probabilidad de ocurrencia baja, como situaciones sísmicas

Situación de cálculo	Factor de seguridad
Normal	1.4
Accidental	1.3
Extrema	>1.0

TABLA 3. Factores de seguridad recomendados en la "Guía Técnica de Seguridad de Presas" para grandes presas.

con el embalse lleno al nivel normal y terremoto extremo, o situaciones con el embalse lleno a nivel de avenida extrema.

Para estas situaciones, la "Guía Técnica de Seguridad de Presas" recomienda que se empleen, para los cálculos de estabilidad, los factores de seguridad que se incluyen en la Tabla 3.

El análisis de los valores de la Tabla 3 muestra que el factor de seguridad para una situación normal es de 1,4 mientras que para las situaciones accidental y extrema dicho factor de seguridad se reduce 0,1 y 0,4 puntos respecto a la situación normal.

De la comparación entre las dos normativas españolas se extrae que la diferencia más significativa corresponde al factor de seguridad propuesto para las situaciones sísmicas, ya que en el Desarrollo Técnico es superior (1,4) al valor propuesto en la normativa de presas (entre 1,3 y 1,0).

4.3. PROPUESTA DE VALORES PARA LOS FACTORES DE SEGURIDAD

Teniendo en cuenta todos los aspectos comentados anteriormente, pueden realizarse las siguientes propuestas:

- Uso de la clasificación realizada en la Tabla 2 relativa al riesgo y tipo de residuos.
- Uso de los valores indicados en la Tabla 2 para situaciones normales.
- Uso de un coeficiente de reducción de 0,1 en el factor de seguridad para situaciones accidentales respecto al valor de la situación normal.

Los factores de seguridad que se proponen son, por tanto, los que se muestran en la Tabla 4.

Para situaciones extraordinarias, incluyendo situaciones sísmicas, se propone utilizar el mismo rango de valores utilizados en los cálculos de grandes presas (1,0 y 1,3) tal y como se muestra en la Tabla 5.

TABLA 4. Propuesta de valores para los factores de seguridad en situaciones accidentales.

Riesgo	Tipo de residuo		
	Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	1.20	1.30	1.40
Medio	1.30	1.40	1.50
Alto	1.40	1.50	1.70

Riesgo	Tipo de residuo		
	Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	1.05	1.10	1.20
Medio	1.10	1.20	1.25
Alto	1.20	1.25	1.30

TABLA 5. Propuesta de valores para los factores de seguridad en situaciones extraordinarias.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- De acuerdo con la bibliografía, la decisión de utilizar la resistencia al corte en condiciones pico o residual, o un valor intermedio, en el paquete de impermeabilización, debe tomarse teniendo en cuenta la situación particular de cálculo, y combinando la resistencia con el factor de seguridad más adecuado.
- Para el sistema de impermeabilización, la selección de los parámetros de resistencia obtenidos a partir de ensayos de laboratorio llevados a cabo en condiciones secas o húmedas, debe realizarse en función de la situación de cálculo.
- Los análisis de estabilidad deben llevarse a cabo para las siguientes situaciones de cálculo: normal, accidental y extraordinaria.
- Se ha realizado una propuesta que relaciona la situación de cálculo con la resistencia del sistema de impermeabilización, que se recoge en la Tabla 1.
- Se ha realizado una propuesta que relaciona cada situación de cálculo con su correspondiente factor de seguridad, tal como se muestra en las Tablas 2, 4 y 5.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores del artículo desean agradecer a Gracia Olivenza su apoyo para la realización del presente trabajo.

7. REFERENCIAS

- Filz, G.M., Esterhuizen, J.B. & Duncan, J.M. 2001. Progressive failure of lined waste impoundments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE. Vol. 127, N° 10, Oct.: 834-840).
- Guía Técnica nº 1 “Seguridad de Presas”.2005. *Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP)*.
- Koerner, R.M. & Bowman, H.L. 2003. A recommendation to use peak shear strengths for geosynthetic interface design. *GFR Magazine*. April 2003.
- Mc Cartney, J.S., Zornberg, J.G. & Swan, R.H. Analysis of a large database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. Vol. 135, N° 2, Feb.: 209-223-615.
- Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses. 1996. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.
- Stark, T.D. & Poeppel, A.R. 1994. Landfill liner interface strengths from torsional ring shear tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE. Vol. 120, N° 3, Mar.: 597-615.
- Subdirección General de Calidad Ambiental, 2003. Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001 relativo a las instalaciones de vertido de residuos. Rv.07. Documento de Trabajo.
- Thiel, R. 2001. Peak vs residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses. *Proceedings of the 15th Annual GRI Conference Hot Topics in Geosynthetics. II Geosynthetics Institute*. Folsom, PA,: 40-70.



Geosintéticos



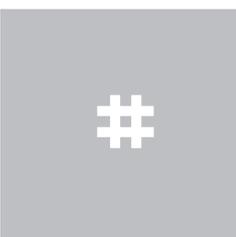
fabricados a medida



para obra civil



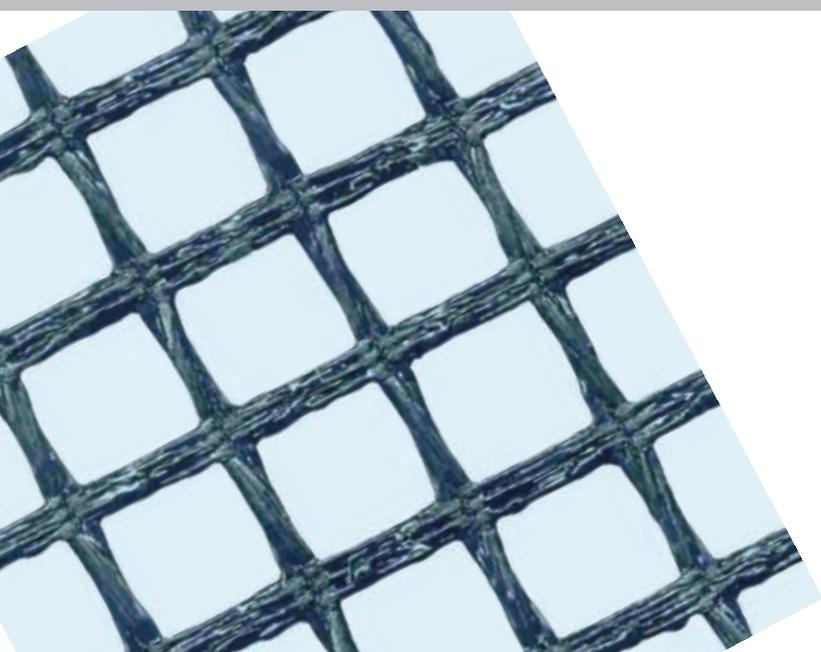
y textiles técnicos



para agricultura



e industria en general



HUESKER
Ideas. Ingenieros. Innovación.

Pol. Industrial Talluntxe II
Calle O, Nave 8. 31110 Noain (navarra)
Tel.: 948 198606
Fax: 948 198157
huesker@huesker.es
www.huesker.com



Refuerzo de bases de la plataforma provisional para la ejecución de pantalla de pilotes en el embalse de Flix (Tarragona)

PATRICIA AMO SANZ (*), IGNACIO DIEGO PEREDA (**) y JAVIER SANTALLA PRIETO (***)

RESUMEN Las obras de descontaminación del embalse de Flix tienen por objeto la eliminación de los residuos acumulados en el lecho del río Ebro, producto del vertido histórico de contaminantes por parte de un complejo químico situado en su margen derecha. El embalse de Flix retiene actualmente en su vaso unos centenares de miles de metros cúbicos de lodos procedentes de la fracción sólida de los vertidos del complejo antes citado que se asienta en su margen derecha (es preciso considerar también un volumen no despreciable de sustrato aluvial potencialmente afectado por la contaminación proveniente de los lodos). Estos lodos son elementos residuales de sus fabricantes y están constituidos por compuestos químicos contaminantes mezclados con otros de carácter inerte. Los contaminantes pertenecen a tres grupos principales: organoclorados, metales pesados (principalmente mercurio) y radionucleidos. Están en concentraciones elevadas, susceptibles de transmitir su contaminación a los sedimentos y subsuelo del embalse y al agua circulante por el río. En el caso del agua, esa transmisión se produce de hecho, y existe un registro de episodios puntuales en los que se han sobrepasado los límites de tolerancia de contenido de componentes agresivos en el ecosistema.

BASE REINFORCEMENT OF THE PROVISIONAL PLATFORM FOR THE CONSTRUCTION OF PILES SCREEN ON THE FLIX RESERVOIR (TARRAGONA)

ABSTRACT *Decontamination works on Flix reservoir aimed at the removal of accumulated debris in the bed of the river Ebro, as result of historical discharge of pollutants by a chemical complex located there. The Flix reservoir currently retains in his base a lot of cubic meters of sludge from the solid fraction of the discharge of the aforementioned complex that sits on the right bank (a non-negligible volume of alluvial substrate potentially affected by pollution from the sludge must be considered). The contaminants belong to three main groups: organochlorines, heavy metals (particularly mercury) and radionuclides. They are in high concentrations, capable of transmitting contamination to the sediments and basement of the reservoir and the water flowing through the river. In the case of water, that transmission occurs in fact, and there is a register of episodes that have exceeded the limits of tolerance of aggressive components contained in the ecosystem.*

Palabras clave: Nivel freático, Fluencia, Descontaminación, Capacidad portante, Factor de seguridad.

Keywords: Water level, Creep, Decontamination, Bearing capacity, Safety factor.

1. ANTECEDENTES

La fábrica de Flix inició su actividad en 1900 con la producción de cloro y sosa. A partir de 1949 se introduce el uso de mercurio durante el proceso productivo. Hasta la introducción

en la década de los 80 de leyes y mecanismos para limitar cuantitativa y cualitativamente la generación de residuos, los vertidos al cauce del río eran generalizados.

En el año 1949 se construye un embalse aguas abajo de la fábrica, afectando significativamente la dinámica fluvial del río y contribuyendo a la acumulación de residuos contaminantes en el margen del río.

Tras diversos estudios que ponen de manifiesto la existencia de una contaminación histórica derivada de la actividad industrial, y en consideración del riesgo que una posible movilización de esta podría suponer, se adjudica en febrero de 2005 la redacción de un proyecto constructivo para la eliminación de los residuos.

(*) Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. Dpto. Técnico Huesker Geosintéticos, Pamplona, España. E-mail: pamo@huesker.es

(**) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Técnico Huesker Geosintéticos, Pamplona, España. E-mail: idiego@huesker.es

(***) Geólogo. Gerente Huesker Geosintéticos, Pamplona, España. E-mail: jsantalla@huesker.es



FIGURA 1. Vista general de la obra.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto adopta una solución 'ex situ' para la descontaminación del embalse, fundamentada en la extracción de los residuos, el tratamiento de éstos en la medida que sea necesario, y su posterior traslado y confinamiento en depósito controlado.

Las obras a realizar para facilitar la extracción de los residuos y su posterior tratamiento serían:

- Construcción de un muro de doble línea de tablestacas de 1.300m de longitud, cerrando un recinto de trabajo contra la margen derecha del embalse para el aislamiento de corrientes y fluctuaciones fluviales de la superficie a tratar. Por necesidades estructurales y con el fin de conseguir el empotramiento mínimo, el muro se

complementa con una banqueta de pedraplén, a su vez protegido mediante escollera en la cara exterior.

- Construcción de un muro de protección de 1.100m de longitud en la línea litoral de la margen derecha del embalse, materializado en forma de 1.700 pilotes secantes de 1,0m de diámetro y con anclajes provisionales en cabeza durante la fase de extracción de material. Sus funciones son de sostenimiento y prevención de subsidencia de la ladera y de aislamiento hídrico. Su ejecución requiere la construcción previa de un camino paralelo a la fachada de la fábrica que permitieran la entrada de una pilotadora con un peso de 120 ton, sobre unos depósitos aluviales de unos 12 m de espesor, con el nivel freático en la mayoría de las zonas en superficie, de bajísima capacidad portante.



FIGURA 2. Vista aérea de la obra durante la ejecución del muro exterior e interior.

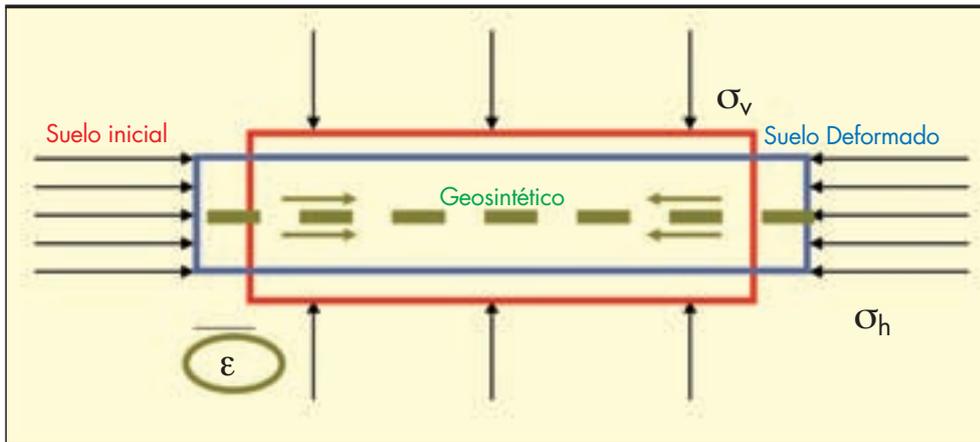


FIGURA 3. Esquema de comportamiento del suelo con la colocación del geosintético de refuerzo.

La solución adoptada fue la instalación de un geosintético de refuerzo uniaxial de poliéster de alta tenacidad dispuesto en dos capas, la inferior en la dirección perpendicular al avance de la pilotadora cubriendo el ancho de la plataforma provisional de 12 m y la superior en la dirección de avance de la misma, en la zona de apoyo de las orugas de la máquina. Sobre el material geosintético se colocó una capa de material seleccionado de 0.8 m de espesor como plataforma provisional de trabajo.

Este geosintético de refuerzo permite el paso de maquinaria pesada y demás medios de construcción por la plataforma y aumenta el factor de seguridad de la misma. Además de reforzar, también separa el material aportado del suelo blando existente sobre terraplén en zona palustre ganada al río. Es una superficie emergida pero muy poco consistente, que no

permite el paso de personas ni el asentamiento de maquinaria. Por otra parte, desde el punto de vista hidrogeológico, puede considerarse que el río, en esta zona, tiene la consideración de “ganador de flujo subterráneo”; existe un movimiento general de las aguas desde las laderas hacia el embalse y no al contrario.

Se realizó el diseño necesario para la elección del material geosintético más adecuado para la ejecución de esta plataforma de entrada. El problema se analizó desde dos perspectivas: fase de ejecución de la plataforma con la carga transmitida por el bulldozer ($q = 25 \text{ KN/m}^2$) y fase de ejecución de la pantalla con la carga transmitida por la pilotadora ($q = 93.75 \text{ KN/m}^2$).

Los diferentes análisis de estabilidad se realizan mediante el método Bishop.

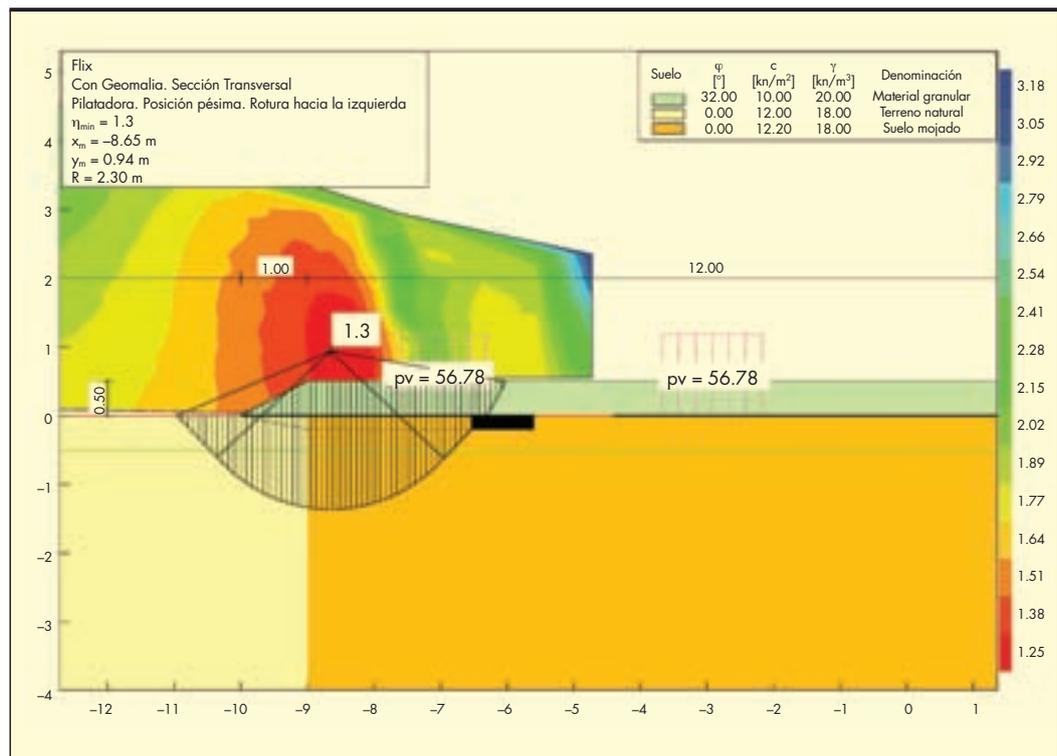


FIGURA 4. Sección de cálculo fase de ejecución de la pantalla de pilotes.



FIGURA 5. Detalle desenrollado del geosintético de refuerzo.



FIGURA 6. Fase I, Ejecución de la plataforma.

En el método de Bishop, la fuerza de tracción soportada por los diferentes geosintéticos se calcula utilizando superficies de deslizamiento circulares. Tras sucesivas iteraciones se busca el círculo de deslizamiento correspondiente al mayor valor de fuerza a tracción.

Además en el diseño del geosintético se establecen las siguientes hipótesis:

- Fluencia correspondiente a su vida útil, 120 años.
- El terreno con el que está en contacto presenta un $D_{90} < 65$ mm.
- El pH del suelo de su alrededor está comprendido entre 4 y 9.
- El factor de extrapolación de datos deberá ser el correspondiente a su vida útil, 120 años.

Estas hipótesis marcarán los coeficientes de minoración a aplicar para la definición de la tensión nominal del geosintético a utilizar.

La instalación de este material es rápida y sencilla. Los pasos a seguir son los siguientes:

- Regularización de la superficie. Como no se podía contar con la ayuda de maquinaria para realizar esta labor, de manera manual se preparó la superficie para facilitar la colocación del geosintético eliminando y/o tumbando la vegetación existente.
- Cortado del material según las necesidades de paños en la obra. Como ya se ha mencionado una de las capas se colocaba en sentido transversal al avance de la pilotadora y la otra en el longitudinal, bajo la zona de apoyo de la oruga de la máquina pesada.
- Extendido del material y solape de los paños paralelos unos 50 cm.
- Extendido de la capa de cobertura.

3. CONCLUSIONES

De acuerdo con el diseño anterior para conseguir la capacidad portante en la plataforma suficiente para el acceso de la máquina pilotadora y la ejecución de la pantalla de pilotes, es necesario colocar un geosintético de refuerzo uniaxial dispuesto en dirección transversal al río + un geosintético de refuerzo uniaxial dispuesto en la dirección paralela al río a cada lado de la pantalla de pilotes + un espesor de material granular de 50 cms.



FIGURA 7. Fase II, Ejecución de la pantalla.

Datos de interés	
Acta replanteo Flix:	18/01/2010
Plazo previsto de ejecución:	42 meses
Presupuesto de adjudicación:	155.142.049 €
Volumen de m ³ de suelo a descontaminar:	885000 m ³ (1250000 Tn)

El método de ejecución de la plataforma se realizó colocando el material granular de los extremos hacia la zona central, realizándose así por el propio peso, la función de anclaje del material geosintético, evitándose la realización de zanjas de anclaje laterales.

Se replanteó la posición de la pantalla de pilotes a cota 0, nivel del geosintético y en el proceso de creación de la plataforma se dejó la hilada de la pantalla sin rellenar de material granular. Lo cual favorece la instalación de los pilotes y disminuye los daños mecánicos generados en el geosintético durante el proceso de ejecución.



FIGURA 8. Vista aérea de la obra durante la colocación del geotextil de refuerzo.

4. REFERENCIAS

KOERNER. R. M, 1998: «Designing with geosynthetics». Fourth edition. PRENTICE HALL. Upper Saddle River, New Jersey 07458. ISBN: 0-13-726175-6.

BURD H J. & FRYDMAN S, 1997: «Bearing capacity of plane-strain footing on layered soils». Canadian Geotechnical Journal, 34 (2): 241-253.

ANDREW CHARLES.J, CORKE.D, SKINNER.H.D, 2004: «Working platforms for tracked plant» Proceedings of the ICE- Geotechnical Engineering, volume 161, issue 6, 01. Pages 279-281.

SYLLWASSCHY O, 2004: «Design of sludge lagoon cappings» Geotechnical Engineer meeting, volume 2, pages 110-117.

LLAMAS J, 1993: «Hidrología general»Bilbao: Servicio Editorial, Universidad del Pais Vasco. ISBN: 84-7585-435-4.

BOWLES J, 1997: «Foundation analysis and design» McGraw Hill Book Company Limited, England. ISBN: 0-07-006776-7.

SHUKLA, S. K, 2002: «Geosynthetics and their applications» Thomas Telford Ltd. Heron Quay. London E14 4JD. ISBN: 0-7277-3117-3.

Contención Segura
es un concepto único en cualquier lugar...



Desempeño Duradero de Alto Rendimiento

S I N G L E Q U A L I T Y G L O B A L B R A N D L O C A L N E E D S

Proud to be
www.atarfil.com





ATARFIL[®]
Since 1995 Geomembranes

Estudio comparativo de tres geomembranas de distinta naturaleza (PVC-P, PEAD, EPDM) empleadas en la impermeabilización de balsas

MANUEL BLANCO FERNÁNDEZ (*), FRANCISCA CASTILLO RUBÍ (**), JESÚS SORIANO CARRILLO (***), ANA MARTA NOVAL ARANGO (****), NATHALIE TOUZE-FOLTZ (*****), LINA PARGADA IGLESIAS (*****), GLORIA RICO ARNAIZ (*****), y ESCOLÁSTICO AGUIAR GONZÁLEZ (*****)

RESUMEN Este trabajo trata de poner de manifiesto el comportamiento a lo largo del tiempo de tres geomembranas sintéticas constituidas por poli(cloruro de vinilo) plastificado (PVC-P), polietileno de alta densidad (PEAD) y caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM), que forman parte del sistema de impermeabilización de las balsas de Los Llanos de Mesa, San Isidro y El Golfo, respectivamente. Se muestran los datos obtenidos en la determinación de las características iniciales de las tres láminas, así como los obtenidos en función del tiempo transcurrido desde su instalación. Se presentan los resultados referentes a espesores, contenido y naturaleza de los plastificantes (en PVC-P), características de tracción, doblado a bajas temperaturas, resistencia al impacto dinámico, resistencia a la perforación, dureza Shore, resistencia al desgarro (en PEAD), contenido y dispersión de negro de humo (en PEAD), resistencia de las soldaduras tanto las realizadas en obra como en fábrica así como la aplicación de técnicas de microscopía óptica de reflexión y electrónica de barrido. De los datos obtenidos se deduce una gran durabilidad de las geomembranas, independientemente de su naturaleza macromolecular. En la determinación de estas características se ha hecho uso de técnicas analíticas como la espectroscopía infrarroja por transformada de Fourier (FTIR), cromatografía de gases (CG) y espectrometría de masas (EM).

COMPARATIVE STUDY OF THREE DIFFERENT KINDS OF GEOMEMBRANES (PVC-P, HDPE, EPDM) USED IN THE WATERPROOFING OF RESERVOIRS

ABSTRACT *This work describes the long-term behaviour of three kinds of geomembranes which are constituted by plasticized poly vinyl chloride (PVC-P), high density polyethylene (HDPE) and terpolymer rubber of ethylene-propylene-dienic monomer (EPDM), used as the waterproofing system of the reservoirs "Los Llanos de Mesa", "San Isidro" and "El Golfo", respectively. Characteristics of the three original geomembranes and their behaviour along time are presented. Thicknesses, content and nature of the plasticizers (in PVC-P), tensile properties, dynamic and static puncture, foldability at low temperature, shore hardness, tear resistance and carbon black (in HDPE), joint strength (shear and peeling test) and microscopy, both optical and electronic scanning tests were carried out. Results obtained conclude with a long-term durability of geomembranes, independently of their macromolecular nature. These characteristics were determined by advanced analytical techniques in PVC-P samples, such as Fourier Transform Infrared Spectroscopy (FTIR), Gas Chromatography (GC) and Mass Spectrometry (MS). Spectrometry (MS).*

Palabras clave: Geomembrana, Impermeabilización, Balsa, PVC-P, PEAD, EPDM.

Keywords: Geomembrane, Waterproofing, Reservoir, PVC-P, HDPE, EPDM.

(*) Doctor en Ciencias Químicas. Jefe del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Vicepresidente de IGS España. E-mail: Manuel.Blanco@cedex.es

(**) Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Francisca.Castillo@cedex.es

(***) Coordinador programa Técnico Científico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Jesus.Soriano@cedex.es

(****) Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Ana.M.Noval@cedex.es

(*****) Cemagref, Antony, France. E-mail: nathalie.touze@irstea.fr

(*****) Doctora en CC. Químicas. Catedrática en Química Orgánica E.U. Universidad Complutense de Madrid. E-mail: pargada@quim.ucm.es

(*****) Doctora en CC. Químicas. Profesora Titular de Universidad. Departamento de Química Orgánica I. Universidad Complutense de Madrid. E-mail: glori012@ucm.es

(*****) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Gerente de EPEL BALTEN de Tenerife. Balsas de Tenerife (BALTEN), Santa Cruz de Tenerife, España. E-mail: e.aguiar@blaten.es

1. INTRODUCCIÓN

El poli(cloruro de vinilo) plastificado ha sido el material más utilizado en el campo de la impermeabilización de balsas en España en las décadas 70-80. Contribuyeron a ello dos hechos diferentes: la aparición de una normativa para este producto y el Plan Hidrológico que la Comunidad Autónoma de Canarias.

Desde el primer punto de vista, el extinto IRANOR (Instituto para la Racionalización y Normalización del Trabajo) a finales de los años setenta crea un grupo de trabajo que elabora una normativa para las geomembranas de PVC-P a utilizar en este campo de la Tecnología y publica una norma para láminas homogéneas a la que seguirán otras para las reforzadas con fibra de vidrio y con inserción de tejidos sintéticos, en sus distintas vertientes tanto resistentes como no resistentes a los materiales bituminosos y para aplicaciones que abarcan desde la Ingeniería Civil hasta la Edificación. Con la entrada de nuestro país en la UE desaparece el citado Instituto y por imperativos europeos deja de ser oficial para pasar a manos privadas transformándose en el actual AENOR. La existencia de esta normativa con unas especificaciones claras a exigir y una metodología experimental adecuada hizo que el PVC-P sustituyera a las láminas de caucho butilo (IIR) que se venían empleando por aquellos tiempos (Blanco 2005).

Por otro lado, el anteriormente citado plan canario supuso el aprovechamiento y la gestión del agua en la Isla de Tenerife y construyó una serie de balsas que se impermeabilizaron con este tipo de material. Su control tanto en origen como a lo largo del tiempo contribuyó al empleo y desarrollo de los distintas láminas impermeables y, en particular, las de PVC-P (Amigó & Aguiar 1994, Aguiar & Blanco 1995).

El empleo de este producto vinílico tuvo su máximo apogeo en las fechas indicadas en este mismo epígrafe y se continuó empleando hasta la actualidad (Zapata *et al.* 2010) no solo en este campo, si no también en túneles (Usillos 2008), canales

(Machado 2004, Levita 2008), depósitos de residuos mineros (Rubín de Célix 2005) y presas (Scuero *et al.* 2010, Thanopoulos *et al.* 2010, Cazzuffi *et al.* 2010).

Aunque los polietilenos de distintas densidades son objeto de empleo en el dominio de la impermeabilización (Blanco *et al.* 2010a), es el polietileno de alta densidad (PEAD) el de uso más común. Geomembranas de esta naturaleza se vienen utilizando con profusión (Blanco & García 2010) desde hace años y algunas con unas prestaciones excelentes en el transcurso del tiempo como es el caso de la empleada en la balsa de Plá de Sant Jordi en Palma de Mallorca (Blanco *et al.* 2010b). El por qué de este empleo tan generalizado, hoy día, habría que buscarlo en dos factores. El primero de ellos radicaría en la parte económica pues existe una gran oferta y la competencia hace que sea bastante competitivo frente a barreras de otra naturaleza. El segundo factor sería la propia estructura del material ya que es una poliolefina muy estable, químicamente inerte y, por ello de gran durabilidad (Koerner 1999) de ahí su uso en la impermeabilización de vertederos (Giroud & Touze-Foltz 2003, Zornberg 2010).

El caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM) es el componente macromolecular de una geomembrana utilizada tanto en el campo de la Obra Hidráulica como en la Edificación (Puig 2010); en esta última aplicación su uso es bastante generalizado y se puede considerar que, quizás, sea la barrera geosintéticas de mayor uso en países como los Estados Unidos (Davis *et al.* 1998). En España su utilización en balsas, se ha ido incrementando con el tiempo y se dispone de experiencia de su comportamiento una vez instalada en obra (Abad *et al.* 2010, Blanco *et al.* 2010c).

Este trabajo trata de poner de manifiesto el comportamiento a lo largo del tiempo de tres geomembranas sintéticas constituidas por poli(cloruro de vinilo) plastificado (PVC-P), polietileno de alta densidad (PEAD) y caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM), que forman



FIGURA 1. Balsa de Los Llanos de Mesa impermeabilizada con una geomembrana de PVC-P.



FIGURA 2. Balsa de San Isidro cuya geomembrana impermeable es de PEAD.

parte del sistema de impermeabilización de las balsas de Los Llanos de Mesa (Figura 1), San Isidro (Figura 2) y El Golfo (Figura 3), respectivamente.

2. LAS BALSAS

En anteriores trabajos se ha tratado de exponer el seguimiento de geomembranas de distinta naturaleza una vez instaladas en obra con objeto de comprobar su durabilidad (Blanco *et al.* 2005). Este trabajo es fruto de la colaboración del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Balsas de Tenerife (BALTEN), la Universidad Complutense de Madrid (UCM) y CEMAGREF (Francia).

Las balsas seleccionadas para este estudio se hallan ubicadas en las Islas Canarias y sus características se presentan en la Tabla 1, donde se incluye capacidad, pendiente de taludes y cota y perímetro de coronación, así como su ubicación, naturaleza y espesor de la geomembrana, cantidad de material utilizado y año de puesta en obra.

3. EXPERIMENTAL

Inicialmente se determinaron las características de las barreras geosintéticas poliméricas antes de su instalación con objeto de comprobar su validez y, además, para tener un punto cero a la hora de realizar un control periódico de las mismas para lo cual

Característica	Balsa		
	Los Llanos de Mesa (LM)	San Isidro (SI)	El Golfo (EG)
Ubicación	San Juan de la Rambla	Granadilla de Abona	La Frontera
Capacidad, m ³	175,961	49,799	145,000
Altura, m	16.0	11.0	13.0
Cota de coronación, m	681.0	212.7	—
Perímetro de coronación, m	585.00	328.19	—
Pendiente de los taludes	—	—	2:1
Naturaleza de la geomembrana	PVC-P	PEAD	EPDM
Espesor de la geomembrana, mm	1.50	1.50	1.52
Material utilizado, m ²	22,930	8310	20,000
Año de instalación	1986	1991	1995

TABLA 1. Balsas cuyas geomembranas son objeto de este artículo.



FIGURA 3. Aspecto de la balsa de El Golfo impermeabilizada con una barrera geosintética polimérica a base de EPDM.

se ha ido extrayendo muestras en diferentes zonas de las balsas y se han repetido las pruebas, con el fin de comprobar la evolución de esas características a lo largo del tiempo. La metodología experimental empleada fue la desarrollada por la norma europea UNE-EN 13 361. Las pruebas de resistencia al punzonamiento se llevaron a cabo según tecnología desarrollada por parte de este equipo y que hoy forma parte del acervo normativo español de AENOR. (Blanco *et al.* 1996, UNE 104 307).

Aunque los ensayos de resistencia a la tracción y alargamiento en rotura se han llevado a cabo tanto en sentido longitudinal como transversal, en el contexto y la brevedad de este trabajo, los resultados expuestos harán referencia, en todos los casos, al sentido longitudinal. Asimismo, las pruebas relacionadas con el impacto dinámico se efectuaron por ambas caras de las probetas, aunque aquí los datos serán los relativos a la perforación por la cara externa, es decir, tal como está colocada la geomembrana en la obra hidráulica.

Todas las pruebas realizadas originalmente han superado los requerimientos mínimos exigidos a este tipo de geomembrana de acuerdo al Manual de balsas (2010) redactado por el CEDEX a petición del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

3.1. ENSAYOS COMUNES

3.1.1. Doblado a bajas temperaturas

Las probetas de los tres materiales provenientes de las balsas consideradas se sometieron a una prueba de flexión a bajas temperaturas; para ello se doblaron sobre si mismas un ángulo de 180°, después de permanecer 5 horas en una cámara frigorífica a una temperatura determinada. Posteriormente se observó si aparecían síntomas de agrietamientos, roturas u otras imperfecciones superficiales.

La temperatura de doblado depende de la propia constitución de la macromolécula que constituye la geomembrana y es una prueba para comprobar la idoneidad del material y no porque tenga que soportar esa temperatura una vez aplicado. Las temperaturas a las que se ha efectuado el doblado son las que figuran en la Tabla 2. La prueba ha sido superada por todas las barreras geosintéticas originalmente. Con el tiempo la

Material	Temperatura de ensayo, °C
EPDM	-55
PEAD	-75
PVC-P	-20

TABLA 2. Temperatura de flexión según la naturaleza de la geomembrana sintética.

membrana de PEAD y la de EPDM seguían superando las exigencias requeridas, no así la de PVC-P que en las muestras extraídas de la zona norte no superaban la prueba a los 13 años mientras que las tomadas en el área sur de la balsa se agrietaban a los veinte años.

3.1.2. Resistencia mecánica a la percusión

En cuanto al impacto dinámico, las muestras de termoplásticos sometidas a estudio superaron originalmente la prueba de resistencia mecánica a la percusión, pues tras lanzar el percutor de 0.5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12.7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm, la lámina no sufre perforación en la zona de impacto, como se pone de manifiesto al realizar una posterior prueba de estanquidad. En el caso del termoestable la altura de caída del percutor fue de 350 mm que fue superada por la muestra procedente de la balsa de El Golfo.

Este ensayo es interesante teniendo en cuenta los problemas que pueden presentarse durante el proceso de puesta en obra y los posteriores, como fruto del vandalismo. A nivel general, a medida que transcurre el tiempo desde la instalación, la altura de caída del percutor sin deteriorar al material, se hace menor como consecuencia del envejecimiento de la resina y en el caso del PVC-P, además, por la pérdida de plastificantes. En el caucho se produce una mejora notable en este comportamiento ya que al cabo de unos dos años de su puesta en obra el material es capaz de superar los 500 mm como los termoplásticos, hecho atribuible a la total vulcanización del elastómero.

Años	Resistencia a la tracción, MPa			Alargamiento en rotura, %		
	EPDM	PEAD	PVC-P*	EPDM	PEAD	PVC-P*
0	10.0	38.0	1325	553	1083	22
5	10.1	24.1	1630	410	612	23
6	10.3	27.1	1493	358	689	22
7	10.9	26.4	1478	359	692	23
8	10.8	27.6	1460	396	725	23
9	10.7	21.1	1440	352	410	23
10	10.4	24.2	1488	325	532	24
11	10.3	23.4	1433	337	610	24
12	9.4	34.5	1465	283	639	23

* Al ser una lámina reforzada la resistencia a la tracción se expresa en N/50 mm y el alargamiento es en el punto de carga máxima.

TABLA 3. Evolución de las características de tracción con el tiempo.

3.1.3. Características de tracción

Los valores de la resistencia a la tracción y del alargamiento en la rotura se muestran en la Tabla 3. En el elastómero al cabo de los doce años de instalada la lámina no se observan variaciones notables en la resistencia a la tracción; en el caso del polietileno de alta densidad, salvo una disminución importante inicial, la carga se mantiene. En el poli(cloruro de vinilo) plastificado la resistencia a la tracción y el alargamiento en la rotura no experimentan cambios apreciables debido a que el tejido de poliéster del refuerzo es el responsable de estas propiedades y en un periodo de doce años no ha sido atacado por las radiaciones ultravioleta procedentes del sol ya que está protegido, todavía por la resina que se encuentra en buen estado. En el PEAD, también se ha determinado la evolución del esfuerzo y el alargamiento en el punto de fluencia comprobándose que el esfuerzo varía desde 22.9 MPa hasta 21.3 MPa a los doce años, mientras que la elongación en dicho punto oscila alrededor del 13%. El alargamiento en rotura en

las dos geomembranas homogéneas disminuye con el tiempo, especialmente en el material termoestable.

La Tabla 4 intenta poner de manifiesto la influencia de la orientación en el deterioro de las geomembranas, para ello se presentan los resultados a los nueve años de exposición a la intemperie. Las muestras se han extraído en la coronación del talud en las áreas norte y sur. Las pruebas consideradas para este estudio de cómo pueden influir las radiaciones ultravioleta sobre el material han sido las que se consideran más significativas: resistencia a la tracción, alargamiento en rotura y resistencia a la perforación o punzonamiento estático. Se puede comprobar que la influencia en el caucho es inexistente y baja en el PEAD. El que no se detecten cambios apreciables en el PVC-P se debe al refuerzo que lleva la geomembrana, por lo que estas propiedades en este caso no serían significativas durante los primeros años de vida útil de este material y habría que recurrir a otras como la pérdida de plastificantes y el doblado a bajas temperaturas para notar los mencionados cambios.

Característica	Naturaleza de la geomembrana		
	EPDM	PEAD	PVC-P
Resistencia a la tracción, MPa			
- Norte	10.7	29.9	1.440*
- Sur	10.6	34.3	1.485
Alargamiento en rotura, %			
- Norte	352	705	23*
- Sur	359	888	21
Recorrido del punzón, mm			
- Norte	32	12	13
- Sur	32	10	15

* Al ser una lámina reforzada la resistencia a la tracción se expresa en N/50 mm y el alargamiento es en el punto de carga máxima.

TABLA 4. Influencia en la orientación en el comportamiento de las geomembranas de EPDM, PEAD y PVC-P a los nueve años de su instalación.

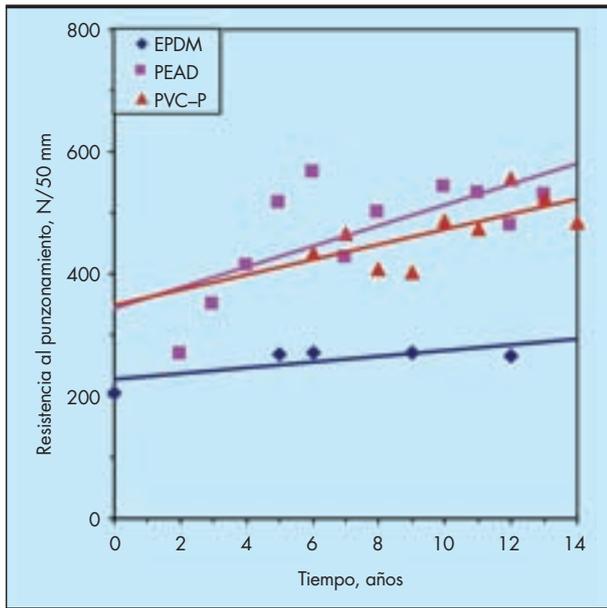


FIGURA 4. Variación de la resistencia al punzonamiento, en función del tiempo.

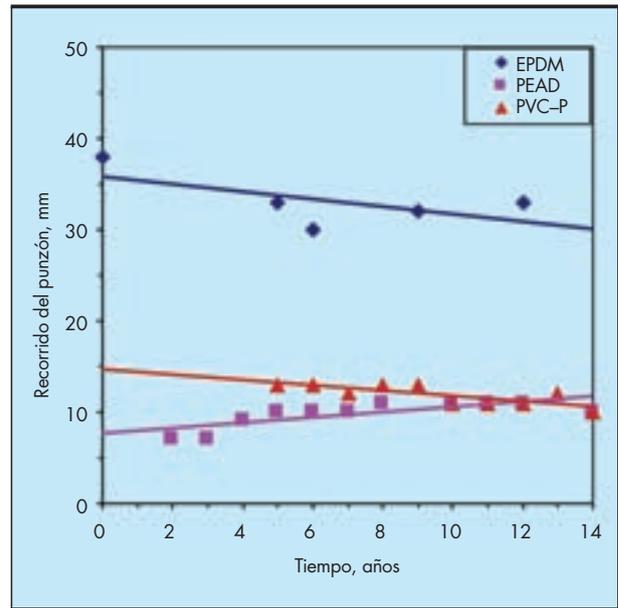


FIGURA 5. Evolución del recorrido del punzón antes de perforar, en función del tiempo.

3.1.4. Resistencia al punzonamiento

Las Figuras 4 y 5 representan la variación de la resistencia al punzonamiento y el recorrido del punzón antes de perforar, respectivamente, para las geomembranas procedentes de las balsas consideradas. A nivel general, la resistencia al punzonamiento se incrementa con el paso del tiempo, a la vez que disminuye el recorrido del percutor antes de perforar; esta disminución es más importante en el caso del EPDM, no obstante su valor al cabo de los doce años es superior a la inicial de los dos termoplásticos considerados. El comportamiento al impacto estático es, notablemente, mejor en los elastómeros que en los termoplásticos de PEAD y PVC-P, contrariamente a lo que sucede con el impacto dinámico.

3.1.5. Resistencia de las soldaduras

La resistencia de la soldadura determinada por el procedimiento de tracción, ha conducido a resultados correctos, ya que las muestras rompen en el borde o en las proximidades de la soldadura, pero fuera de la unión propiamente dicha; los valores alcanzados se presentan en la Figura 6.

3.1.6. Microscopia óptica y electrónica de barrido

La evaluación microscópica de las geomembranas de caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico se ha efectuado en las condiciones experimentales indicadas en la bibliografía (Soriano *et al.* 2006, 2010). Las microfotografías de la observación por microscopia óptica de reflexión (MOR) se han tomado a aumentos de (x 40) y (x 60) con objeto de ver sus texturas y morfología. La Figura 7 representa la cara externa a 60 aumentos de las distintas geomembranas a los diez años de colocadas en obra. Asimismo, se ha comprobado el estado de las citadas geomembranas por microscopia electrónica de barrido o "scanner" a (x 90) y (x 900) aumentos. La Figura 8 muestra el aspecto de los materiales en su cara externa a 90 aumentos a los diez años de instaladas.

La microscopia óptica de reflexión muestra una geomembrana de PVC-P con un envejecimiento importante como lo ponen de manifiesto la abundancia de microporos y síntomas de cuarteamiento superficial. En la lámina de PEAD se detectan estrias de manipulación, aunque tanto este material como el caucho presentan superficies homogéneas y uniformes.

La microscopia electrónica de barrido confirma lo observado por la microscopia óptica, detectando además microfisuras en la geomembranas del elastómero.

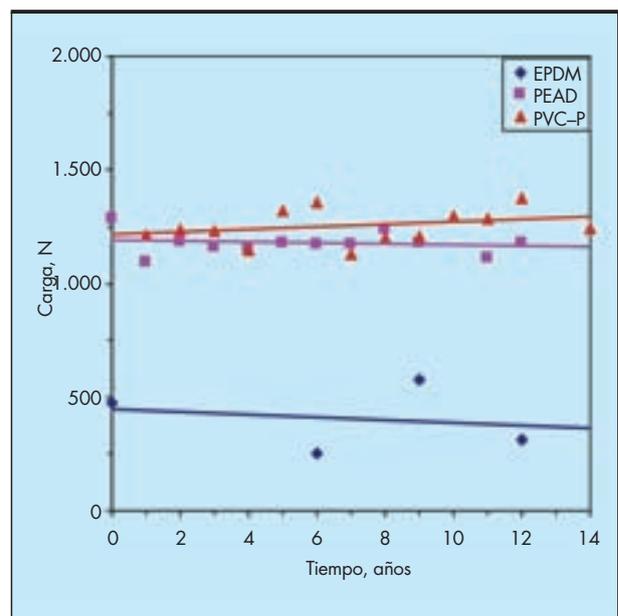


FIGURA 6. Evolución de la resistencia a la soldadura por tracción, en función del tiempo.

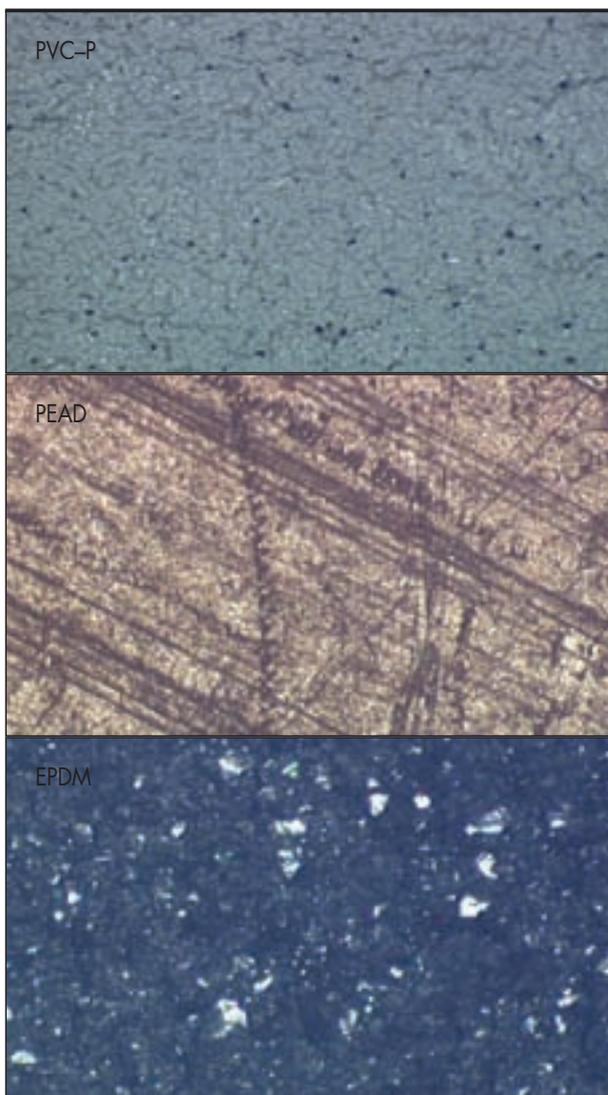


FIGURA 7. Microfotografías (x 60) de la cara externa de las geomembranas a los diez años de su instalación por microscopía óptica de reflexión.

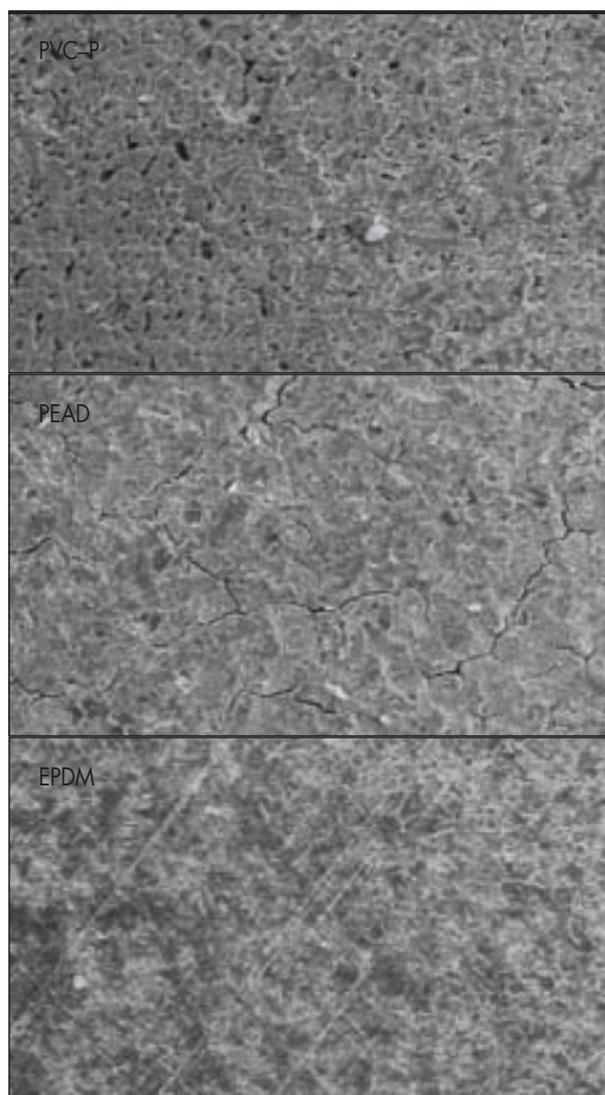


FIGURA 8. Microfotografías (x 90) de la cara externa de las geomembranas a los diez años de su instalación por microscopía electrónica de barrido.

3.2. ENSAYOS PARTICULARES

3.2.1. Dureza Shore

La Tabla 5 muestra los datos alcanzados a lo largo de doce años de las geomembranas de EPDM (Dureza Shore-A) y de PEAD (Dureza Shore-D). En el elastómero la dureza tiende a incrementarse con el tiempo, mientras que en el termoplástico la dureza se mantiene o presenta una ligera tendencia a disminuir.

3.2.2. Resistencia al desgarro

En la Figura 9 se muestra la evolución de la resistencia al desgarro del polietileno de alta densidad durante catorce años a partir de su puesta en obra. No se observa una variación apreciable durante este periodo. Se lleva a cabo este ensayo en el seguimiento en obra de los polietilenos por haberse dado algún caso aislado de desgarro, sobre todo, en las proximidades de la unión entre paños debido al debilitamiento producido en el proceso de la soldadura.

Años	Dureza Shore	
	A (EPDM)	D (PEAD)
0	64	59
5	72	61
6	71	60
7	70	58
8	70	56
9	74	61
10	71	57
11	72	58
12	76	58

TABLA 5. Evolución de la dureza Shore con el tiempo.

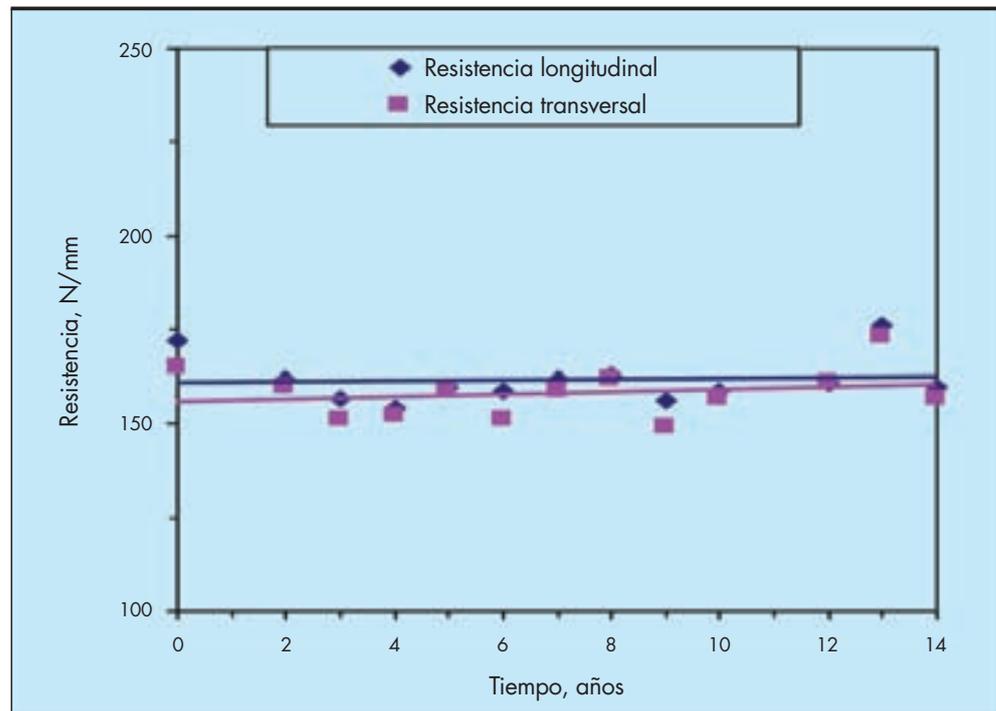


FIGURA 9. Evolución de la resistencia al desgarro en el PEAD.

3.2.3. Negro de humo

El contenido en negro de carbono o de humo ha sido 2.5% en el PEAD, correcto ya que estaba comprendido entre el 2 y el 3% que es lo recomendado. La Figura 10 muestra la dispersión del negro de humo de la geomembrana considerada cuya asignación fue 2 en una escala 1-7, donde cuanto más bajo es el guarismo, mejor es la citada dispersión.

3.2.4. Plastificantes

En la lámina de poli(cloruro de vinilo) plastificado, (PVC-P) se ha determinado el contenido inicial de plastificante que alcanzó un valor del 32.2%. Se ha hecho un seguimiento durante 20 años para comprobar su evolución una vez instalada en la obra. En la Figura 11 se presenta la pérdida de este aditivo, no solamente en muestras extraídas del talud norte, sino también en el sur, observándose que la pérdida ha sido de un 38.8 en el sur por un 45.3% en el norte; es decir que el talud norte por estar



FIGURA 10. Fotografía de la dispersión del negro de humo.

dirigido al sur es donde más inciden las radiaciones y por ello es la parte más deteriorada del material colocado en la balsa.

Los plastificantes que formaron parte de la formulación de la lámina se han determinado por extracción con éter etílico siguiendo los procedimientos citados en la bibliografía científica (Crespo 2011). A continuación se sometieron a una espectroscopia infrarroja por transformada de Fourier obteniéndose unas bandas propias de los ftalatos de alquilo (Blanco *et al.* 2008).

La identificación del aditivo se llevó a cabo utilizando la técnica de Cromatografía de Gases combinada con la Espectrometría de Masas (CG-MS). La primera de las técnicas permite conocer y separar el número de productos que constituyen “el plastificante” y la segunda, la identificación de las fracciones elucidadas (Blanco *et al.* 2010d).

La cromatografía de gases generó un cromatograma en el que aparecían dos picos a tiempos de retención 57.61 y 82.05 minutos, en porcentajes de 3.0 y 97.0, respectivamente, lo que era indicativo de la existencia de dos plastificantes diferentes en la formulación de esta lámina.

A continuación, los dos productos aislados, correspondientes a los dos picos, se sometieron a una espectrometría de masas cuyos resultados se presentan a continuación:

Los datos del pico, que en el cromatograma aparecía a 57.61 minutos fueron: MS, m/e(intensidad relativa): MS, m/z(intensidad relativa): 390(M⁺), 279(C₁₆H₂₃O₄⁺,10), 167(C₈H₇O₄⁺,30), 149(C₈H₅O₃⁺,100), 71(C₅H₁₁⁺,14), 57(C₄H₉⁺,22). Estas fragmentaciones son indicativas de la presencia de ftalato de bis (2-etilhexilo).

El segundo pico condujo a los siguientes datos: MS, m/e(intensidad relativa): 446(M⁺), 307(C₁₈O₄H₂₇⁺,25), 167(C₈H₇O₄⁺,19), 149(C₈H₅O₃⁺,100), 85(C₆H₁₃⁺,25), 57(C₄H₉⁺,29). Las fragmentaciones indican la presencia de ftalato de diisododecilo.

Debido a la existencia de estos dos aditivos se procedió al cálculo de su peso molecular medio (Wilson 1995) que resultó ser 440.44, valor superior a 400 que es indicativo de una gran durabilidad de la geomembrana según lo señalado en la literatura científica (PGI 2004, Blanco *et al.* 2008).

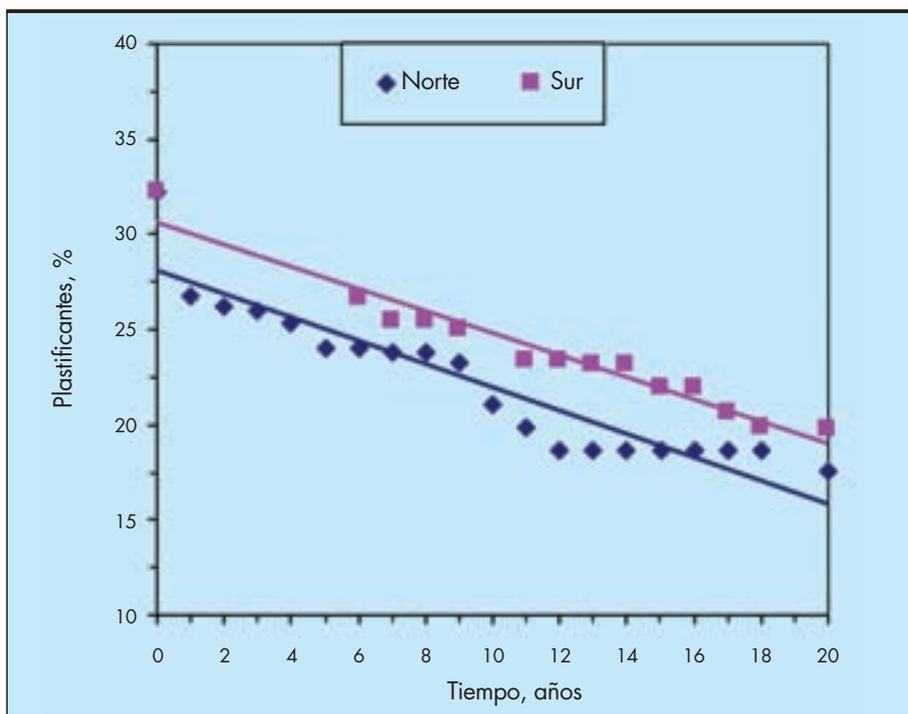


FIGURA 11. Pérdida de plastificantes con el tiempo.

4. CONCLUSIONES

Inicialmente todas las geomembranas superaron los requisitos mínimos exigidos en la normativa vigente, sin embargo hay que tener en cuenta que todo material macromolecular por su naturaleza orgánica sufre un proceso de envejecimiento con el tiempo que será mayor o menor dependiendo de las condiciones adversas de su lugar de instalación, particularmente, de la incidencia de las radiaciones solares.

Como estudio comparativo del comportamiento de los tres materiales podríamos resaltar lo siguiente:

- El doblado a bajas temperaturas es correcto a lo largo del tiempo de evolución excepto en el PVC-P cuyas probetas extraídas de la zona norte sufrían agrietamiento a los trece años de instalación, mientras que las tomadas en la sur lo hacían a los veinte años.
- Las características de tracción indican una pérdida del alargamiento en todos los casos, menos en el PVC-P pues el textil del refuerzo no ha sido todavía atacado por las radiaciones solares ya que está protegido por la resina y, por tanto, no evidencia cambio alguno.
- El mejor comportamiento al impacto estático es el del EPDM que al cabo de los años presenta un mayor recorrido del punzón antes de perforar, incluso superior al inicial de los dos termoplásticos. En el impacto dinámico el comportamiento se invierte siendo mejor en los termoplásticos que en el termoestable.
- Las pruebas de microscopía ponen de manifiesto unas superficies homogéneas y uniformes con débiles síntomas de envejecimiento y algunas microfisuras.
- La dureza Shore se incrementa con los años de puesta en obra en el elastómero mientras que en el polietileno de alta densidad se mantiene, con una cierta tendencia a disminuir.

- Se han determinado los aditivos de plastificación del poli(cloruro de vinilo) que resultó ser una mezcla de ftalato de bis(2-etilhexilo) y ftalato de diisodécilo que al calcular su peso molecular medio dio un valor elevado lo que confiere a la geomembrana una notable durabilidad. Sin embargo, los radicales alquílicos que sustituyen al protón del ácido ftálico son ramificados lo que los hace susceptibles de una migración importante al aire.

Los tres materiales considerados son idóneos para su empleo en la impermeabilización en la obra hidráulica. No tendría sentido decir cual es el mejor o el de un comportamiento superior. La naturaleza de la geomembrana no es un factor decisivo, puede ser termoplástico o termoestable con tal de que su formulación sea correcta. La elección de uno de ellos será función de una serie de factores, desde el económico a la propia funcionalidad de la balsa.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Abad, G., Ortas, J. y Blanco, L. 2010. Proyecto, construcción y puesta en servicio del nuevo embalse de reserva para la ETAP de Torrealta en Orihuela (Alicante). *Proc. 3^{er} Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3^{er} Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas: 555-575*. Barcelona, octubre.
- Aguiar E. y Blanco, M. 1995. Experience in Connection with the Performance of Plasticized poly(vinyl chloride) Sheeting in Tenerife Basin Sealing. *Proc. Symposium on Research and Development in the Field of Dam: 361-375*. Crans-Montana (Suiza), septiembre.
- Amigó, E. y Aguiar, E. 1994. Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas. *Consejería de Agricultura y Alimentación. Gobierno de Canarias*.

- Blanco, M. 2005. Geomembranas I *Simposio Nacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas*. Sevilla.
- Blanco M., Aguiar, E., Cea, J. C. de, Castillo, F. y Soriano, J. 2010a. El polietileno en la impermeabilización de balsas. *Ing. Civil*: 159, 57-64.
- Blanco, M., Aguiar, E., García, F., Vara, T., Soriano, J. y Castillo, F. 2010c. Estado de la barrera geosintética polimérica de EPDM de la balsa de El Golfo en la isla de El Hierro. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 181-192. Barcelona, octubre.
- Blanco, M., Cuevas, A., Castillo, F. y Aguiar, E. 1996. Puesta a punto de una nueva metodología experimental para la determinación de la resistencia a la perforación de geomembranas sintéticas. *Ing. Civil*: 103, 65-69.
- Blanco, M. y García, F. 2010. Control periódico de barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) en Obras Hidráulicas durante el año 2.009. *Aislamiento e impermeabilización*: 55, 14-21.
- Blanco, M., García, F., Soriano, J., Aguiar, E. y Vara, T. 2005. Comportamiento de geomembranas sintéticas a base de PVC-P, PEAD y EPDM utilizadas en la impermeabilización de embalses. *Ing. Civil*: 138, 39-45.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Aguiar, E., Castillo, F. y Crespo, M. A. 2010d. Influencia del tipo de plastificante en la durabilidad de las geomembranas de PVC-P. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 347-357. Barcelona, octubre.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Castillo, F. y Aguiar, E. 2008. Estudio de plastificantes utilizados en geomembranas de PVC-P empleadas en impermeabilización de obras hidráulicas. *Rev. Plast. Modernos*: 96 (629), 386-391.
- Blanco, M., Santarrufina E., Castillo, F., Soriano, J. y García, F. 2010b. Comportamiento de la geomembrana de polietileno de alta densidad (PEAD) instalada en la balsa de Plá de Sant Jordi (Palma de Mallorca). *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 67-81. Barcelona, octubre.
- Cazzuffi, D., Giroud, J.P., Scuero, A and Vascchetti, G, 2010. Geosynthetic barriers systems for dams. *Keynote lecture, 9th International Conference on geosynthetics*, 115-163 Guarujá, Brazil.
- Crespo, M. A. 2011. Comportamiento de barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) a base de poli(cloruro de vinilo) plastificado de distinta formulación, instaladas en embalses. *Tesis Doctoral*. Universidad Complutense de Madrid.
- Davis, J. A., Hoff, J. L., Kalwara, J. J. y Kane, E. G. 1998. A review of EPDM Systems Development *Proc. X International Congress: International Waterproofing Association*: 263-274. Copenhagen.
- Giroud, J. P. y Touze-Foltz, N. 2003. Geomembranes for Landfills. *Geosynthetics International*. Vol 10, N° 4: 124-133.
- Koerner, R. M. 1999. Designing with Geomembranes. *Prentice Hall, Englewood Cliffs, USA*, 292, 4th edition.
- Levita, A. 2008. Impermeabilización de canales. *Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 87-101 Palma de Mallorca.
- Machado do Vale J. L. 2004. Estado de la impermeabilización con geomembranas sintéticas en Portugal, *Proc. Jornadas sobre Impermeabilización con Materiales Sintéticos*. La Palma (España).
- Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino 2010. Manual de diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas. Madrid.
- Puig, J. L. 2010. De la obscuridad a la quinta fachada. Impermeabilización con láminas sintéticas de caucho EPDM. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 95-113. Barcelona, octubre.
- PVC Geomembrane Institute (PGI) 2004. *PVC Geomembrane Material Specification 1104*. University of Illinois, Urbana, IL.
- Rubín de Célix, M. 2005. Balsas de residuos industriales. *Proc. Congreso Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: Vol. I. Sevilla, noviembre-diciembre.
- Scuero, A., Vascchetti, G. y Bacchelli, M. 2010. A double geomembrane system waterproofings new reservoir in France. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 659-673 Barcelona.
- Soriano, J., Blanco, M., Aguiar, E. y Burgos, J. 2010. La microscopia como método de análisis en el estudio de geomembranas sintéticas de PVC-P. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 411-422 Barcelona.
- Soriano J., Blanco, M., Aguiar, E. y Cea, J. C. de 2006. Las técnicas de microscopia óptica de reflexión y electrónica de barrido en el conocimiento del estado de las geomembranas sintéticas. *Ing. Civil*: 143, 17-22.
- Thanopoulos, Y., Scuero, A y Vascchetti, G. 2010. Exposed geomembrane system at Messochora Concrete Face Rockfill Dam. II. Romeo et al. (eds.). *Dam Maintenance and Rehabilitation*. Taylor & Francis Group:889-895. London.
- UNE-EN 13 361:2005 Barreras geosintéticas. Características para su utilización en la construcción de embalses y presas.
- UNE 104 317:2011. Materiales sintéticos. Determinación del recorrido del punzón antes de la perforación en geomembranas sintéticas impermeabilizantes instaladas en balsas.
- Usillos, P. 2008. Impermeabilización de túneles. *Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 61-85. Palma de Mallorca.
- Wilson, A. S. 1995. Plasticizers: Principles and Practice. *Institute of Materials*. London.
- Zapata, F. A., Pérez, M. y Soriano, B. 2010. Impermeabilización con geomembrana de un embalse mixto (hormigón-materiales sueltos) en Orihuela (Alicante). *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*. 235-249 Barcelona.
- Zornberg, J. G. 2010. Utilización de geosintéticos en vertederos. *Conferencia sobre utilización de geosintéticos en vertederos*. IGS y CEDEX, Madrid, septiembre.

Geotextil de alta resistencia usado para terraplenes reforzados puenteando cavidades sobre la línea férrea de alta velocidad cerca de Sarrebourg (Francia)

ALAIN NANCEY (*) y LAURENT EXBRAYAT (**)

RESUMEN Los materiales geosintéticos han demostrado su efectividad para reforzar la base de terraplenes construidos sobre áreas propensas a la formación de cavidades en la cimentación. Numerosos programas de investigación y la experiencia adquirida en proyectos reales, en particular bajo líneas ferroviarias, han dado lugar a métodos de cálculo verificados y optimizados. Como resultado de esta experiencia, el empleo de refuerzos geosintéticos para contrarrestar la subsidencia del suelo en varios tramos de los nuevos enlaces ferroviarios de alta velocidad que atraviesan diversos países de Europa, parecieron ser la mejor respuesta. Esta solución tiene un coste bajo en comparación con la inyección o el colapso. Además, entra dentro de la lógica del desarrollo sostenible, porque no tiene efecto sobre el movimiento de las aguas subterráneas, a diferencia de las soluciones tradicionales. Este artículo detalla el procedimiento de cálculo siguiendo el enfoque del Eurocódigo 7 y describe la colocación del geosintético de alta resistencia usado en este tramo ferroviario.

HIGH-STRENGTH GEOTEXTILE USED TO REINFORCED EMBANKMENTS SPANNING VOIDS ABOVE THE HIGH-SPEED RAILWAY LINE NEAR SARREBOURG (FRANCE)

ABSTRACT *Geosynthetics have proved their effectiveness in reinforcing the base of embankments constructed over areas prone to foundation void formation. Numerous research programmes and the experience gained on real projects, particularly under railway lines, have led to verified and optimised design methods. As a result of this experience, the use of geosynthetic reinforcement to counteract soil subsidence on several sections of the new high-speed railways links crossing several countries in Europe appeared as the best answer. This solution is low in cost compared with injection or collapse. Moreover, it falls under logic of sustainable development because it has no effect on subsoil water movement, in contrast to traditional solutions. This paper details the design procedure following the Eurocode 7 approach and describes the installation of the high-strength geosynthetic used for this railway section.*

Palabras clave: Geotextil de alta resistencia, Tren de alta velocidad, Eurocódigo 7.

Keywords: High-strength geotextile, TGV, Eurocode 7.

1. INTRODUCCIÓN

Con arreglo al plan ferroviario europeo, la conexión de alta velocidad París / Bratislava / Budapest, conocida como “Magistrale for Europe”, después de su terminación en 2016, constituirá un corredor ferroviario de 1.500 km de largo, de gran importancia (Figura 1).

En Francia, la primera fase de la LAV Oriente Europeo, parte de esta línea principal, fue inaugurada el 15 de marzo de 2007 y abierta al tráfico comercial el 10 de junio de 2007.

El segundo tramo, con una longitud de 106 km, en el que se empezó a trabajar en el verano de 2010, ha de estar finalizado a principios de 2016.

En 2011, en el tramo 42 cerca de Sarrebourg y Phalsbourg, se observó subsidencia del suelo durante los trabajos preliminares bajo la futura línea férrea. En superficie se midieron socavones de 3 m donde se había de construir un terraplén de altura variable hasta 10 m.

Se ideó una solución rápida y fiable utilizando un refuerzo geosintético para evitar el retraso en la construcción de la línea. El refuerzo geosintético está destinado a actuar como puente a través del socavón de cimentación y así soportar el peso del terraplén si se produce subsidencia.

(*) TenCate Geosynthetics Francia. E-mail: a.nancey@tencate.com

(**) Dywidag Systems International.



FIGURA 1. Magistrale for Europe.
<http://www.vigilancetgv.eu>

2. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA

2.1. EMPLAZAMIENTO DE LA OBRA

La obra de construcción resaltó las zonas descomprimidas en el valle de Busch bajo la futura línea férrea a la derecha de los terraplenes 506A del tramo G en la LAV europea parte 42.

El terraplén 506A está ubicado en la comunidad de Old Lixheim (departamento de Mosela en el este de Francia), entre los km 357,480 y 359,240 del tramo.

2.2. ENTORNO GEOLÓGICO

El perfil geológico del tramo pertinente estaba compuesto por tres capas (de arriba abajo):

- Una capa de limo de poco espesor.
- Margas multicolores de “Muschelkalk”.
- Zona dolomítica superior.

En la parte occidental del emplazamiento, las margas multicolores se encuentran bajo capas grises de margas sobreconsolidadas conteniendo yeso. Los limos son sueltos y compresibles. Localmente son sustituidos por aluviones limoarcillosos compresibles sueltos.

2.3. INVESTIGACIONES DEL SUELO

De acuerdo con el estudio realizado, las margas multicolores son principalmente arcillosas y contienen yeso en dos formas diferentes:

- Como cristales y/o lentejones de yeso sacaroideo distribuidos al azar entre las margas.
- En bancales gruesos (yeso sacaroideo), principalmente en la interfase entre las margas multicolores y la zona dolomítica superior.

Los resultados de los ensayos destructivos complementarios, mostraron que este yeso era propenso a disolverse, como se muestra por las zonas descomprimidas (pérdida de sustancia por disolución), por socavones completos, y/o por cavidades quebradas parcialmente rellenas.

Las anomalías encontradas en el estudio se dividieron en dos grupos. El primer grupo compuesto por socavones vacíos resultantes de la disolución total de la masa de yeso. Estas cavidades, resaltadas principalmente en los suelos selenitosos ubicados en la base de las margas, a una profundidad alrededor de 10 m, representan un riesgo importante para la LAV. El arqueamiento desarrollado previamente podría quebrarse (debido a un aumento del tamaño del socavón por disolución, por ejemplo), o ser insuficiente para soportar la carga adicional del terraplén. Hay

riesgo de que el techo de una cavidad también pueda colapsar, dando lugar a un incremento de la subsidencia hasta la subbase ferroviaria. La Figura 2 muestra un socavón típico que apareció en la superficie durante el trabajo en la plataforma.

El segundo tipo de zonas descomprimidas anómalamente afectadas (disolución parcial de lentejones de yeso o descompresión por incremento de la subsidencia). Estas zonas muestran características mecánicas medibles, pero muy altas velocidades de avance de la herramienta. Las zonas descomprimidas son mucho más problemáticas que los socavones porque es muy difícil predecir su comportamiento por lo que respecta a su evolución a lo largo del tiempo.

2.4. SOLUCIONES PROPUESTAS

Se seleccionaron varias opciones dependiendo de la zona y del tipo de anomalías: En las zonas con elevada concentración de cavidades, se planificó rellenar los huecos por inyección después de la construcción del terraplén.

Se decidió incrementar los niveles de instrumentación para estudiar el comportamiento de los suelos descomprimidos en una zona de ensayo provista con y sin refuerzo geosintético.

Fuera de las zonas que están sometidas a relleno sistemático, la instalación de refuerzo geosintético en la base del terraplén se decidió dentro de una capa de material dilatador. De hecho, si en estos sectores se identificaron algunos huecos, hubieron de ser rellenos antes de la instalación del geosintético.

2.5. ESTRUCTURA REFORZADA CON GEOSINTÉTICO

Este refuerzo geosintético se colocará en una capa granular bien compactada con un elevado ángulo de rozamiento ($\varphi' > 43^\circ$). El espesor de la capa de relleno no será inferior a 1 m. Esta capa reforzada, destinada a reducir el riesgo de deformación, está diseñada como “amortiguador” a nivel de la subbase de la vía. Su función es reducir y uniformar los asentamientos y deformaciones en caso de que aparezca un socavón.

2.6. PARÁMETROS DE CÁLCULO DEL GEOSINTÉTICO

Un socavón circular con un diámetro de 3 m se consideró como representativo de la subsidencia que podría aparecer en la superficie.

Las características principales del terraplén usado en el cálculo son las siguientes:

- Altura 4 m y 10 m.
- Carga de tráfico ferroviario 30 kPa.
- Material de relleno – capa granular de material dilatador en la base (espesor mínimo: 0,5 m bajo el geosintético y 0,5 m sobre el geosintético) – d/D de los materiales = 0/300 o 0/150 – bien compactado.



FIGURA 2. Socavón que apareció durante el movimiento de tierras.

3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL GEOSINTÉTICO

3.1. GENERAL

El cálculo siguió la filosofía del Eurocódigo 7, considerando el Estado Límite Último y el Estado Límite de Servicio para la estructura y el geosintético.

En el Estado Límite Último (ELU), se proporcionaron justificaciones usando el enfoque de cálculo 2, con factores parciales (Tabla 1), como se define en el anexo nacional francés [NF EN 1997-1 /NA].

3.2. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN EN EL REFUERZO GEOSINTÉTICO

El cálculo de la resistencia a la tracción se realiza usando la carga vertical σ_{vd} con el valor de la deformación del geosintético ϵ y el supuesto de una deformación parabólica.

$$T_d = \frac{\sigma_{vd} \cdot D}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \epsilon}} \quad (1)$$

Siguiendo los resultados del proyecto RAFAEL, Blivet (2001), se supone que la carga sobre el geosintético resulta de

Combinación		Símbolo	Enfoque de cálculo 2 A1+M1+R2
Acción			A1
Permanente	Desfavorable	γ_G	1,35
	Favorable	γ_G	1
Temporal	Desfavorable	γ_Q	1,5
	Favorable	γ_Q	0
Parámetros del suelo			M1
Ángulo de rozamiento efectivo		γ_φ	1
Cohesión efectiva		γ_c	1
Resistencia al corte sin drenaje		γ_{cu}	1
Peso específico		γ_γ	1
Parámetro del geosintético			M1
Resistencia a la tracción		γ_{Mit}	1,25
Resistencia			R2
Rozamiento en la interfase		γ_{Rif}	1,35

TABLA 1. Factores parciales de acuerdo con el Eurocódigo 7.

un colapso cilíndrico de la capa de relleno (Figura 3). El cuerpo granular está sometido a tensiones cortantes laterales en el borde del cilindro. Para socavones circulares en el Estado Límite Último, la tensión vertical sobre el geosintético encima de la cavidad se expresa como sigue:

$$\sigma_{vd} = \left[\frac{D \cdot \gamma - 4 \cdot c'_k}{4K \tan \varphi'_k} \right] \cdot \left[1 - e^{-\left(4K \frac{H}{D} \tan \varphi'_k\right)} \right] + \gamma_G \cdot p \cdot e^{-\left(4K \frac{H}{D} \tan \varphi'_k\right)} + \gamma_Q \cdot q \cdot e^{-\left(4K \frac{H}{D} \tan \varphi'_k\right)} \quad (2)$$

3.3. ASENTAMIENTOS Y DEFORMACIÓN

Se pueden considerar diferentes modelos de deformación cuando se calcula la rigidez del geosintético necesaria para limitar la extensión del asentamiento de la superficie. Están ligados al modelo de cálculo de carga vertical. Aquí se hizo el cálculo con el método RAFAEL que supone un fallo cilíndrico en los lados del socavón y una descompactación del suelo. El asentamiento máximo del refuerzo geosintético es función del asentamiento permisible en la superficie.

$$d_{g,max} = d_{s,max} + 2.H (Ce-1) \quad (3)$$

en la que H es la altura del terraplén y Ce el coeficiente de expansión.

Suponiendo que la deformación del geosintético tiene forma parabólica, la máxima deformación permisible del refuerzo se calcula como sigue:

$$\epsilon_{max} = \frac{8 \left(\frac{d_{g,max}}{D} \right)^2}{3} \quad (4)$$

La exigencia para este proyecto se dio en términos de velocidad de deformación bajo la capa de balasto para el corto y el largo plazo. El asentamiento máximo permisible para la vía férrea será 1 cm después de 1 año y 10 cm tras 100 años.

Con un coeficiente de expansión Ce = 5%, el cálculo conduce a un valor de tensión a largo plazo máximo del 7,4% para el terraplén de 4 m de altura. Considerando el factor de seguridad, la carga en el geosintético está limitada al 44% de esta resistencia a la tracción a corto plazo. A este nivel de carga, la deformación máxima es igual al 5,3% e inferior al 7,4%, que corresponde al criterio de flexión en la superficie (1 cm). En ese caso, el Estado límite de servicio no es decisivo para el cálculo del geosintético.

Con un criterio más severo, que consiste en falta de asentamiento en la superficie del terraplén de 4 m de altura, la deformación máxima se reduce al 4,7%. Por consiguiente, ello demuestra que una pequeña variación de un parámetro necesita comprobar más profundamente el Estado Límite de Servicio.

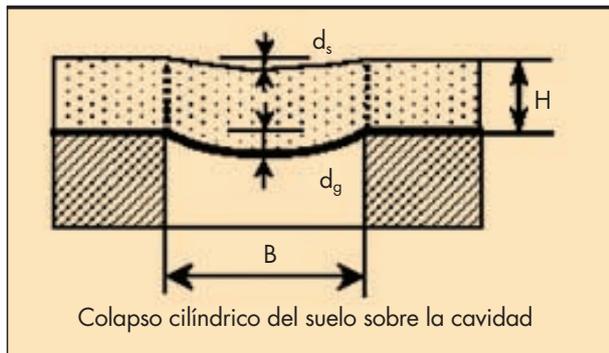


FIGURA 3. Descompactación del suelo – Blivet 2001.

Las curvas isócronas (Figura 4) se utilizan para calcular el nivel de resistencia del geosintético a la deformación máxima del 4,7% y para cumplir el requisito a largo plazo anterior.

Considerando el Estado Límite Último y de Servicio y los factores parciales relacionados, se escogió para reforzar la estructura en todos los casos un geotextil hecho de fibras de poliéster de alto módulo, montadas para formar un geotextil tejido estructurado y estable, adecuado para el refuerzo del suelo a corto y a largo plazo.

Se puede ver que el Estado Límite Último rige la elección del geosintético para el terraplén más alto, y el Estado Límite de Servicio se hace más importante para el espesor menor. Esto está de acuerdo con Lawson (2011) que sugiere que el efecto de formación de arco empieza cuando la altura relativa del terraplén al diámetro del hueco es superior a 1,5. Esta relación aplicada a un diámetro de cavidad de 3 m da una altura crítica de 4,5 m.

3.4. RESISTENCIA DEL GEOSINTÉTICO

En el Estado Límite Último (ELU), y como se define en la norma francesa [NF G 38064], se aplicaron factores de reducción sobre la resistencia a corto plazo del geosintético medida de acuerdo con EN ISO 10319.

$$T_{STTS} > T_d \cdot \gamma_{M,t} \cdot \gamma_{flu} \cdot \gamma_{inst} \cdot \gamma_{viel} \quad (5)$$

En la que:

- $\gamma_{M,t}$ factor de seguridad para el material
- γ_{flu} factor de reducción para la fluencia
- γ_{inst} factor de reducción para el daño a la instalación
- γ_{viel} factor de reducción para la durabilidad química

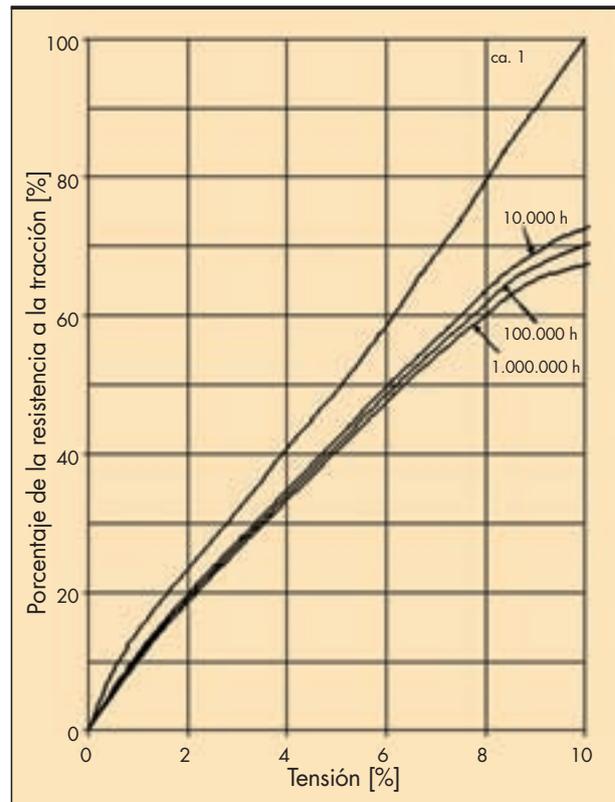


FIGURA 4. Curvas isócronas del geosintético.

4. COLOCACIÓN DEL GEOSINTÉTICO

4.1. GENERAL

Los geosintéticos se desarrollaron en la dirección del terraplén de acuerdo con el cálculo, que requería un refuerzo uniaxial (Figura 5) con un pequeño solape longitudinal.

Villard (2000) ha mostrado que el refuerzo uniaxial es más eficiente que el refuerzo en dos direcciones. Además, también es beneficioso para la instalación, ya que limita el número de rollos a colocar.

La opción de un refuerzo biaxial sigue siendo interesante para huecos largos cuya orientación es desconocida con dos posibles soluciones: dos capas cruzadas para huecos anchos o un producto biaxial para huecos pequeños. Esta fue la solución elegida para otra parte del tramo 32 de la línea LGV en la que se instaló un geocompuesto (75 kN/m en ambas direcciones como carga de rotura) para reforzar la estructura contra pequeñas cavidades (20 - 50 cm) provocadas por fracturas en el suelo calizo, como fue comunicado por Exbrayat en 2006.

4.2. PRECAUCIÓN RESPECTO A LOS DAÑOS EN LA INSTALACIÓN

Para evitar los daños al geosintético debidos al material de relleno agresivo 0/300 mm, se colocó una primera capa de 50 cm de material drenante más fino (0/20 mm) sobre el refuerzo, antes del material grueso 0/300 mm. Después de compactar esta capa inferior, se excavó una zanja para permitir la inspección visual del geosintético (Figura 6)



FIGURA 5. Colocación del geotextil.



FIGURA 6. Excavación de la zanja para comprobar los daños por la colocación al geosintético.



FIGURA 7. Detalle del solape del geosintético en la zanja excavada.

No fueron visibles señales de deterioro (Figura 7) y se estimó que el factor de reducción para los daños por la colocación del geosintético era adecuado y no requería investigación adicional.

5. CONCLUSIÓN

El uso de refuerzos geosintéticos para controlar subsidencias y colapsos se ha convertido en una técnica común que también se puede aplicar a movimientos de tierras bajo estructuras sensibles como líneas ferroviarias de alta velocidad, incluso para cavidades relativamente anchas (terraplén de 4 a 10 m de altura sobre huecos de 3 m de ancho). Un cálculo optimizado acorde con las normas del Eurocódigo y productos de muy alta resistencia hacen posible puentear cavidades relativamente grandes de forma segura a largo plazo.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean dar las gracias a la Propiedad, RFF, a la consultora, Inexia Arcadis, y al contratista, Guintoli Valérian.

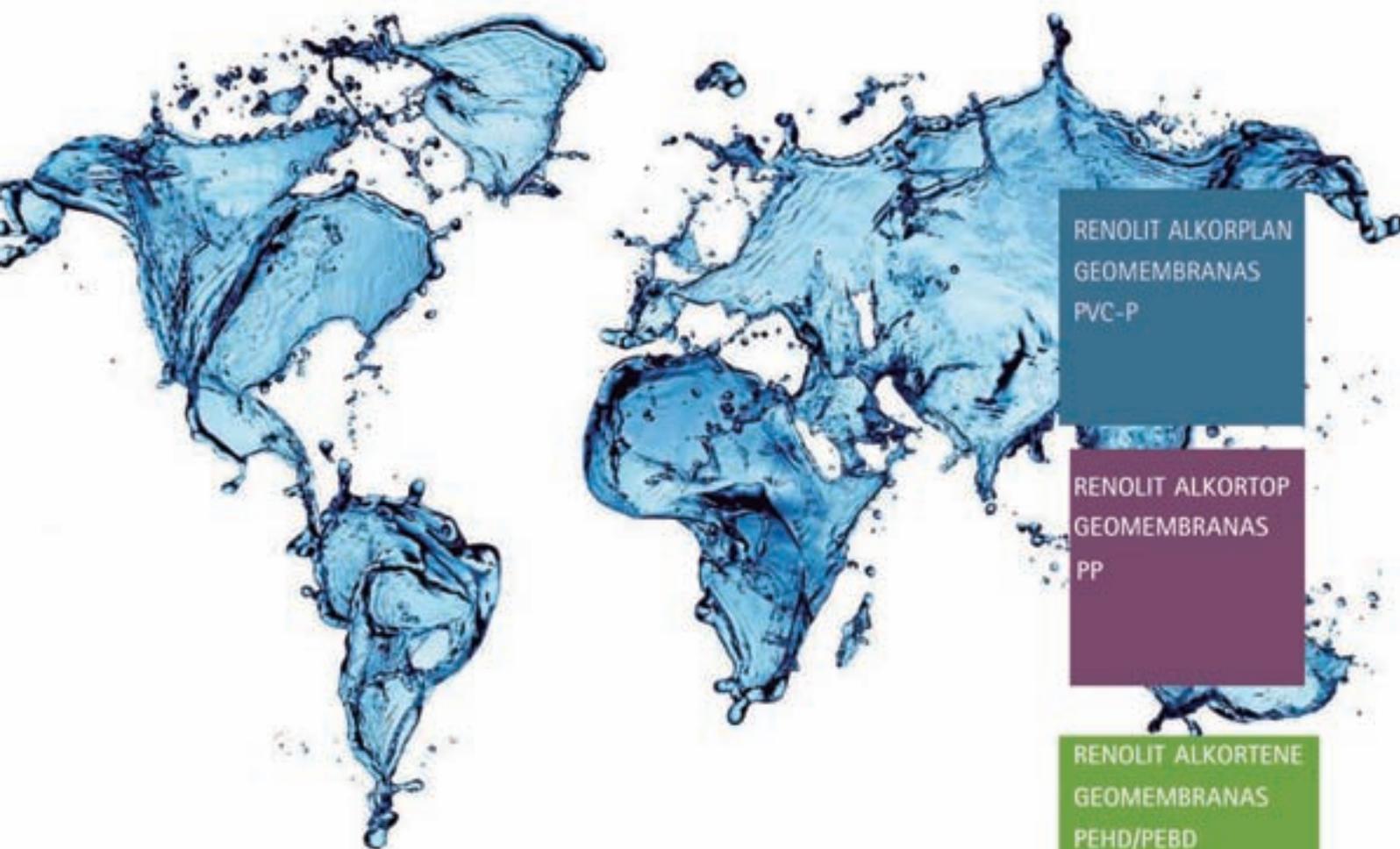
7. REFERENCIAS

- Blivet, J.C., Khay, M., Gourc, J.P. & Giraud, H. 2001: Design considerations of geosynthetic for reinforced embankments subjected to localized subsidence. Proceedings of the Geosynthetics' 2001 Conference, February 12-14, 2001, Portland, USA, pp. 741-754.
- BS8006-1: 2010. *Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills*. British Standards Institution, ISBN 978-0-580-53842-1.
- Lawson, C.R. & Yee, T.W. 2011. Serviceability Limits for Basal Reinforced Embankments Spanning Voids. In Advances in Geotechnical Engineering Proceedings of the Geo?Frontiers 2011 Conference, Dallas 13-16 March 2011. ASCE.
- Exbrayat, L & Garcin, P 2006: LGV EST – Renforcement par géotextiles sur cavités. Proceeding of Rencontres Geosynthetics 2006 Montpellier France 12-14 June 2006. CFG.
- NF EN 1997-12005— Calcul géotechnique — Partie 1: Règles generals - Annexe Nationale à la NF EN 1997-1:2005. AFNOR.
- XP G 38-064 2010 Use of geotextiles and geotextiles-related products — Inclined walls and strengthened slopes in soils reinforced by geosynthetic sheets —Justification of dimensioning and design elements 2010-08 . AFNOR.
- Villard, P., Gourc, J.P. and Giraud, H. 2000. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localised sinkholes. Canadian Geotechnical Journal. 37. pp 987-999. 2000.

RENOLIT ALKOPLAN



Rely on it.



RENOLIT ALKORPLAN
GEOMEMBRANAS
PVC-P

RENOLIT ALKORTOP
GEOMEMBRANAS
PP

RENOLIT ALKORTENE
GEOMEMBRANAS
PEHD/PEBD

<http://www.renolit.com/waterproofing-roofing/es/>

<http://www.renolit.com/waterproofing-civil-engineering/es/>

<http://www.renolit.com/waterproofing-swimmingpool/es/>

RENOLIT IBERICA S.A
Carretera del montnegre s/n 08470 Sant Celoni (Barcelona) Spain

Impermeabilización de la balsa de la Laguna de Barlovento con geomembrana de PVC-P: evolución a lo largo del tiempo

MANUEL BLANCO FERNÁNDEZ (*), ÁNGEL LEIRO LÓPEZ (**), JESÚS SORIANO CARRILLO (***)
M^º ÁNGELES CRESPO MUCIENTES (****), JORGE ZORNBERG (*****),
ESCOLÁSTICO AGUIAR GONZÁLEZ(*****), GLORIA RICO ARNAIZ (******) y LINA PARGADA IGLESIAS (******)

RESUMEN La balsa de La Laguna de Barlovento constituyó en el momento de su construcción una obra hidráulica de las más importantes de Europa, por su capacidad y ubicación. Los ingenieros responsables decidieron proceder a una impermeabilización con una geomembrana sintética de poli(cloruro de vinilo) plastificado.

Este trabajo muestra las características iniciales de la lámina vinílica, así como su evolución desde su construcción hasta el año 2010. Se presentan los resultados referentes a espesores, contenido y naturaleza de los plastificantes, características de tracción, doblado a bajas temperaturas, resistencia al impacto dinámico, resistencia a la perforación, resistencia de las soldaduras tanto las realizadas en obra como en fábrica así como la aplicación de técnicas de microscopía óptica de reflexión y electrónica de barrido.

En la determinación de estas características se ha hecho uso de técnicas analíticas avanzadas como la espectroscopía infrarroja por transformada de Fourier (FTIR), cromatografía de gases (CG) y espectrometría de masas (EM).

LONG-TERM PERFORMANCE OF THE "LAGUNA DE BARLOVENTO" RESERVOIR WATER-PROOFING USING A PVC-P GEOMEMBRANE

ABSTRACT The "Laguna de Barlovento" reservoir was one of the most important European hydraulic projects at the time of its construction because of its high capacity and challenging location. At the time, the designers decided to waterproof this reservoir with a geomembrane of plasticized polyvinyl chloride (PVC-P).

This paper documents the initial characteristics of the geomembrane and its performance since its installation until 2010. The material characterization includes a comprehensive testing program, the results of which are presented. They include quantification of the geomembrane thickness, amount and nature of plasticizers, tensile properties, foldability under low temperatures, dynamic impact resistance, puncture resistance, welding strength (both in the manufacturing facility and in the field), as well as the use of techniques involving optical and scanning electron microscopy. In addition, advanced analytical techniques, such as Fourier Transform Infrared Spectroscopy (FTIR), Gas Chromatography (GC) and Mass Spectrometry (MS), were used in order to identify the plasticizers used in the geomembrane formulation. Foldability tests were found to provide early indication of degradation. Results from reflection optical and electron scanning microscopy showed that, after 19 nineteen years of installation, the geomembrane remains in good conditions, particularly on the non-exposed side.

Palabras clave: Impermeabilización, Geomembrana, PVC-P, Embalse.

Keywords: Waterproofing, Geomembrane, PVC-P, Reservoir.

(*) Doctor en Ciencias Químicas. Jefe del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Vicepresidente de IGS España. E-mail: Manuel.Blanco@cedex.es

(**) Licenciado en Ciencias Químicas. Coordinador Técnico Científico del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Presidente de IGS España. E-mail: Angel.Leiro@cedex.es

(***) Doctor en Ciencias Geológicas. Coordinador programa Técnico Científico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Jesus.Soriano@cedex.es

(****) Doctora en Ciencias Químicas. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: macrespomucientes@gmail.com

(******) Universidad de Texas, Austin, USA. Presidente IGS. E-mail: zornberg@mail.utexas.edu

(******) Ingeniero de Caminos. Gerente de la empresa EPEL BALTEN, Santa Cruz de Tenerife, España. E-mail: e.aguiar@balten.es

(******) Doctora en Ciencias Químicas. Profesora titular de la Universidad Complutense de Madrid, España. E-mail: glori012@ucm.es

(******) Doctora en Ciencias Químicas. Catedrática de la Universidad. Complutense Departamento de Química Orgánica, Madrid, España. E-mail: pargada@ucm.es

1. INTRODUCCIÓN

Las láminas de poli(cloruro de vinilo) plastificado (PVC-P) en impermeabilización comienzan a emplearse en España en Edificación en la década de los setenta, en la mayoría de los casos con más pena que gloria, pues su contacto con láminas de tipo bituminoso producía el deterioro rápido del material macromolecular. A finales de la mencionada década el extinto organismo oficial español de normalización, IRANOR, crea un grupo de trabajo dentro del Comité 53 de Plásticos y Cauchos que elabora una norma para las láminas de PVC-P homogéneas a emplear en cubiertas de edificios. Posteriormente, se redactarían otras normas del mismo material pero ya reforzadas bien con fibra de vidrio bien con hilos sintéticos y se ampliaría el campo a su uso en Ingeniería Civil.

La existencia de una normativa con unas características que determinar, una metodología experimental y unos requerimientos, hicieron que las geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado fueran sustituyendo, poco a poco, a las de caucho butilo que eran las de mayor utilización, por esa época, en el campo de la obra hidráulica. El respaldo normativo a las geomembranas de PVC-P se vio favorecido por ser un material que no se veía afectado por el ataque del ozono, verdadero problema de los usuarios del elastómero antes mencionado, que pasados unos años aún seguían solicitando a los laboratorios la prueba de resistencia al ozono para la geomembrana de PVC-P.

El Plan Hidrológico implantado por la Comunidad Autónoma de Canarias en la década de los ochenta llevó consigo, inicialmente, la construcción de nueve balsas todas ellas impermeabilizadas con barreras geosintéticas poliméricas a base de poli(cloruro de vinilo) plastificado procedentes de distintas casas comerciales (Amigó & Aguiar 1994, Aguiar & Blanco 1995, Blanco & Aguiar 1993, 2000, Blanco *et al.* 1995, 1996a). La implantación de esta geomembrana en la Península empezó en el Levante para ir consolidándose en todo el territorio (Blanco *et al.* 1998, 2009a).

El Consejo Insular de Aguas de La Palma, isla, asimismo, ubicada en el Archipiélago Canario, ha llevado a cabo un amplio plan de construcción de balsas, varias de ellas impermeabilizadas con PVC-P: San Mauro, Montaña del Arco, Adeyáhamen, Bediesta, Las Lomadas, Manuel Remón, El Vicario y La Laguna de Barlovento.

Este artículo muestra la evolución en el tiempo de la geomembrana sintética polimérica (GBR-P) de poli(cloruro de vinilo) plastificado (PVC-P) instalada en una de las balsas citadas anteriormente, concretamente la correspondiente a la balsa de La Laguna de Barlovento (Figura 1).

Este trabajo muestra las características iniciales de la lámina vinílica, así como su evolución desde su construcción hasta el año 2010. Se presentan los resultados referentes a espesores, contenido y naturaleza de los plastificantes, características de tracción, doblado a bajas temperaturas, resistencia al impacto dinámico, resistencia a la perforación, resistencia de las soldaduras tanto las realizadas en obra como en fábrica así como la aplicación de técnicas de microscopía óptica de reflexión y electrónica de barrido.

En la determinación de estas características se ha hecho uso de técnicas analíticas avanzadas como la espectroscopía infrarroja por transformada de Fourier (FTIR), cromatografía de gases (CG) y espectrometría de masas (EM).

2. EL POLI(CLORURO DE VINILO)

Aunque este equipo de trabajo ha tratado todo tipo de materiales macromoleculares utilizados como geomembranas sintéticas (Aguiar *et al.* 2008, Blanco *et al.* 2005a, Leiro *et al.* 2002), donde más ha centrado sus investigaciones ha sido en el poli(cloruro de vinilo) plastificado, PVC-P, por ser el más utilizado, en nuestro país, durante dos décadas en el campo de las Obras Hidráulicas (Blanco *et al.* 2006).

El poli(cloruro de vinilo) es una macromolécula con una gran tendencia a sufrir una deshidrocloración para transfor-



FIGURA 1. Balsa de la Laguna de Barlovento impermeabilizada con una geomembrana de PVC-P.

marse en una estructura de dieno conjugado, altamente estable, lo que lo diferencia de otro tipo de polímero utilizado como geomembrana como es el polietileno clorado (CPE), pues éste en una posible deshidrocloración daría lugar a una estructura de dieno aislado, altamente inestable. Son muchos factores los que influyen en la inestabilidad del PVC (Castillo & Blanco 1991).

Originalmente, el poli(cloruro de vinilo) es un material rígido y como tal se emplea en diversas áreas de la industria desde la automovilística hasta la edificación. En este estado físico no podría ser utilizado en el campo de la Impermeabilización; para ello necesita convertirse en flexible, esto es, plastificarlo.

La plastificación del PVC puede ser interna o externa (Wilson 1995). En la interna, el plastificante se une al polímero mediante enlaces muy fuertes y llega a formar parte de su cadena macromolecular. En cambio, en la plastificación externa el aditivo se absorbe o adsorbe en los poros del polímero; es la más común y económica. En general, los plastificantes están constituidos por ésteres líquidos de elevado peso molecular que aumentan el alargamiento del material y reducen su resistencia a la tracción y su punto de transición vítrea.

El problema de la plastificación externa es la tendencia a migrar del plastificante que puede hacerlo al aire, a un líquido o a un sólido de contacto. El mecanismo de la migración al aire se debe a un proceso de difusión del interior de la geomembrana a su superficie y desde ésta, la evaporación posterior (Sears & Darby 1982). La extracción por un líquido, por ejemplo el agua, precisa que este fluido se ponga en contacto o se difunda por los poros de la macromolécula, disuelva al plastificante y lo arrastre posteriormente al exterior (Nass *et al.* 1986). También la pérdida de plastificante puede deberse al contacto con un material absorbente con la geomembrana si existe compatibilidad entre ambos. Se ha podido constatar que en casos de reimpermeabilizaciones o contacto entre varias láminas de PVC existe una migración entre ellas. (Papakonstantinou & Papaspyrides 1994, Blanco *et al.* 2005b).

La pérdida de plastificantes va a ser función del éster utilizado como aditivo y concretamente de su peso molecular, linealidad y polaridad; teniendo en cuenta que la casi totalidad son polares, podemos reducir el fenómeno a los otros dos factores. Un éster de mayor peso molecular reduce la compatibilidad y eficiencia en los procesos de plastificación, sin embargo migrará peor, pues su difusión en los poros de la macromolécula será inferior por impedimentos estéricos; por tanto habrá que llegar a una solución de compromiso y se recomienda un peso molecular igual o superior a 400. Una mayor ramificación conlleva un incremento en la presión de vapor y favorece la migración al aire, pero disminuye la mencionada migración a líquidos y sólidos (Stark *et al.* 2005).

3. LA Balsa

Entre los años 1971 y 1975 se construyó la balsa cuya impermeabilización fue exclusivamente una capa de arcilla compactada. A pesar de los análisis previos realizados en laboratorio sobre las arcillas, pronto se detectaron fugas pues las mencionadas arcillas eran de carácter volcánico con intercalaciones de coladas basálticas. Todo ello condujo a una solución que pasaba por la impermeabilización con una barrera geosintética polimérica (Fayoux 2004).

La balsa de la Laguna de Barlovento se encuentra ubicada en el nordeste de la isla de La Palma, en el lugar conocido con el nombre de Las Cabezadas, en el término municí-



FIGURA 2. Aspecto de la geomembrana de PVC-P.

pal de Barlovento. Sus características se presentan en la Tabla 1, donde se incluye capacidad, pendiente de taludes y cota y perímetro de coronación, así como su ubicación, naturaleza y espesor de la geomembrana, cantidad de material utilizado y año de puesta en obra. El fondo de la balsa se impermeabilizó con una geomembrana, asimismo, de PVC-P, pero en este caso homogénea, es decir, sin refuerzo, empleándose 80.000 m² de lámina. En el contexto de este trabajo no se hará referencia a la misma, ya que se dispone de menos datos por estar el fondo de la balsa todo el tiempo cubierto de agua; se dispone únicamente de las características iniciales y en algún caso que hubo que vaciarla para llevar a cabo alguna reparación.

4. EXPERIMENTAL

Inicialmente se determinaron las características de la barrera geosintética polimérica antes de su instalación con objeto de comprobar su validez y, además, para tener los datos origina-

Ubicación	Las Cabezadas (Barlovento)
Capacidad, hm ³	3,1
Altura, m	22
Cota de coronación, m	739
Perímetro de coronación, m	1.593
Pendiente de los taludes	2,75:1
Naturaleza de la geomembrana	PVC-P
Espesor de la geomembrana, mm	1,50
Material utilizado, m ²	170.000
Año de instalación	1991

TABLA 1. Características de la balsa de la Laguna de Barlovento.

les para realizar su control periódico, por lo que se han ido extrayendo muestras en diferentes zonas de la balsa y se han repetido las pruebas, con el fin de comprobar la evolución de esas características a lo largo del tiempo. La metodología experimental empleada fue la desarrollada por la norma europea UNE-EN 13 361. Las pruebas de resistencia al punzonamiento se llevaron a cabo según tecnología desarrollada por parte este equipo y que hoy forma parte del acervo normativo español de AENOR. (Blanco *et al.* 1996b, UNE 104 307).

Aunque los ensayos de resistencia a la tracción y alargamiento en rotura se han llevado a cabo tanto en sentido longitudinal como transversal, en el contexto y la brevedad de este trabajo, los resultados expuestos harán referencia, en todos los casos, al sentido longitudinal. Asimismo, las pruebas relacionadas con el impacto dinámico se efectuaron por ambas caras de las probetas, aunque aquí los datos serán los relativos a la perforación por la cara externa, es decir, tal como está colocada la geomembrana en el embalse. Igualmente, mientras no se indique lo contrario los resultados expuestos se refieren a muestras tomadas en el talud norte, área de coronación, por ser esta zona donde las radiaciones ultravioletas tienen una mayor incidencia.

Todas las pruebas realizadas originalmente han superado los requerimientos mínimos exigidos a este tipo de geomembrana según la normativa de la época y que estarían de acuerdo con lo indicado en el actual Manual de balsas (2010) redactado por el CEDEX a petición del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

4.1. DOBLADO A BAJAS TEMPERATURAS

Las probetas del material proveniente de la balsa considerada se sometieron a una prueba de flexión a bajas temperaturas; para ello se doblaron sobre si mismas un ángulo de 180°, después de permanecer 5 horas en una cámara frigorífica a una temperatura de -20°C. Posteriormente se observó si aparecían síntomas de agrietamientos, roturas u otras imperfecciones superficiales.

Las muestras procedentes del talud sur, en el área de coronación, al cabo de los diecinueve años no sufrieron ningún tipo de deterioro, mientras que las extraídas en las zonas norte, este y oeste no pasaban la prueba, pues rompían la mitad de las sometidas a ensayo ya a los diecisiete años de su instalación; lo cual indica la importancia que tienen las radiaciones UV, procedentes del sol, en este tipo de termoplásticos (Aguir *et al.* 2002, 2003, Blanco *et al.* 2003).

4.2. RESISTENCIA AL IMPACTO DINÁMICO

Desde el punto de vista de la resistencia mecánica a la percusión cabe considerar que las muestras de la lámina sometidas a estudio superaron la prueba, tanto originalmente como en las extracciones realizadas durante los diecinueve años de instaladas, independientemente del lugar de la toma de muestras en la balsa. La prueba de resistencia mecánica a la percusión, se realizó lanzando el percutor de 0,5 kg con extremo en forma de semiesfera de 12,7 mm de diámetro, desde una altura de 500 mm. La geomembrana no sufrió perforación en la zona de impacto, como se puso de manifiesto al realizar una posterior prueba de estanquidad.

4.3. CARACTERÍSTICAS DE TRACCIÓN

Los valores de la resistencia a la tracción y del alargamiento en el punto de carga máxima se reflejan en las Figuras 3 y 4, respectivamente. Tanto el alargamiento como la resistencia a la tracción no han experimentado cambios notables a lo largo de los diecinueve años de su exposición

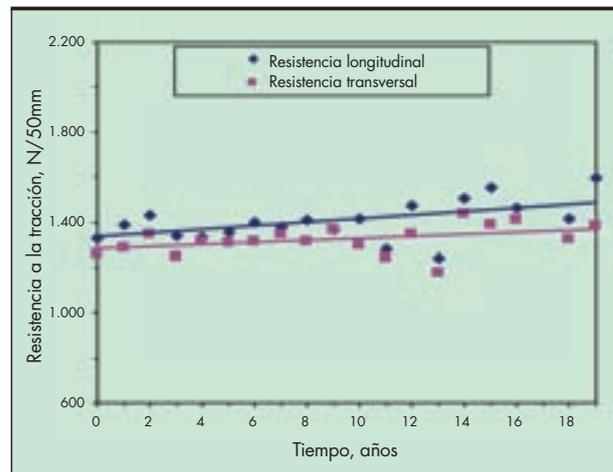


FIGURA 3. Evolución de la resistencia a la tracción, en función del tiempo.

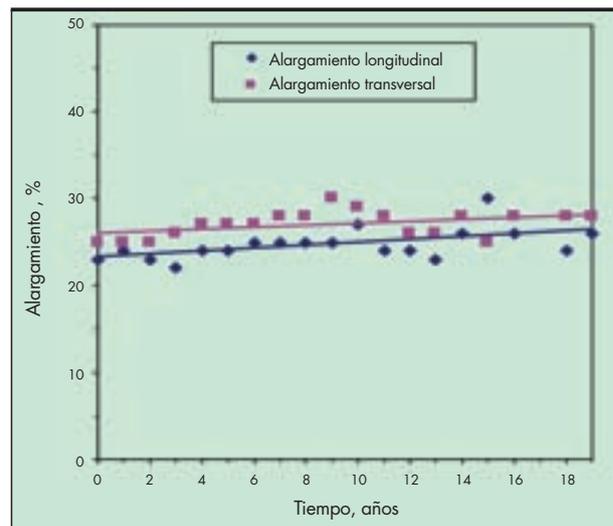


FIGURA 4. Evolución del alargamiento en el punto de carga máxima, en función del tiempo.

a la intemperie, únicamente la carga de tracción sufre un mínimo incremento. El hecho se debe a que la resina todavía no se ha degradado lo suficiente como para dejar al descubierto el poliéster de la armadura que es el responsable tanto de la carga como del alargamiento en esta geomembrana reforzada.

4.4. RESISTENCIA AL PUNZONAMIENTO ESTÁTICO

El comportamiento al impacto estático puede apreciarse en los valores que se presentan en las Figuras 5 y 6 donde aparecen la variación de la resistencia al punzonamiento y el recorrido del punzón antes de perforar, respectivamente. La resistencia al punzonamiento se incrementa con el paso del tiempo, a la vez que disminuye el recorrido del percutor antes de perforar. Este valor es relativamente bajo como consecuencia del textil de la armadura.

4.5. RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS

La unión entre paños no solo se ha realizado en el propio terreno, sino que debido a las dimensiones de la obra, una

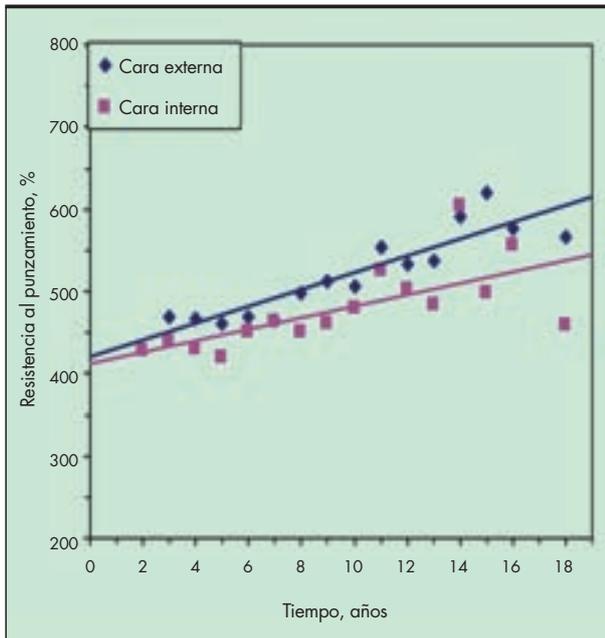


FIGURA 5. Evolución de la resistencia al punzamiento, en función del tiempo.

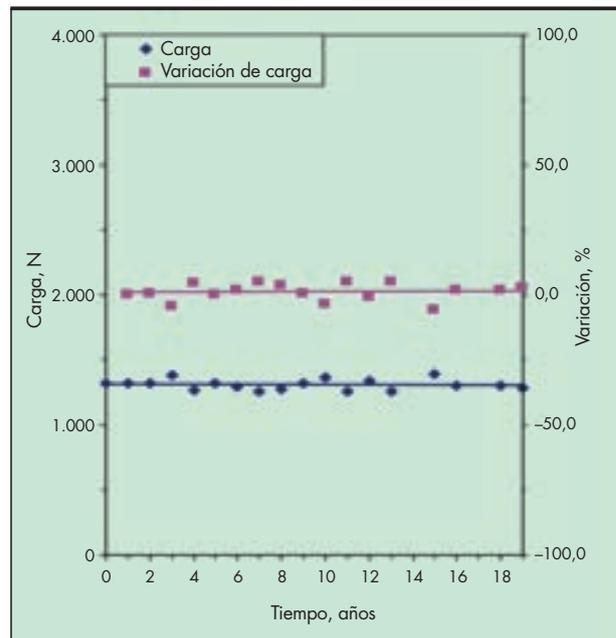


FIGURA 7. Evolución de la resistencia de la soldadura por tracción, en función del tiempo, en juntas hechas en obra.

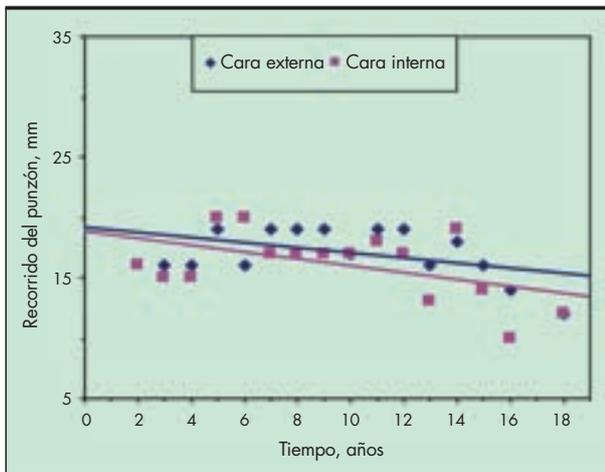


FIGURA 6. Evolución del recorrido del punzón antes de perforar, en función del tiempo.

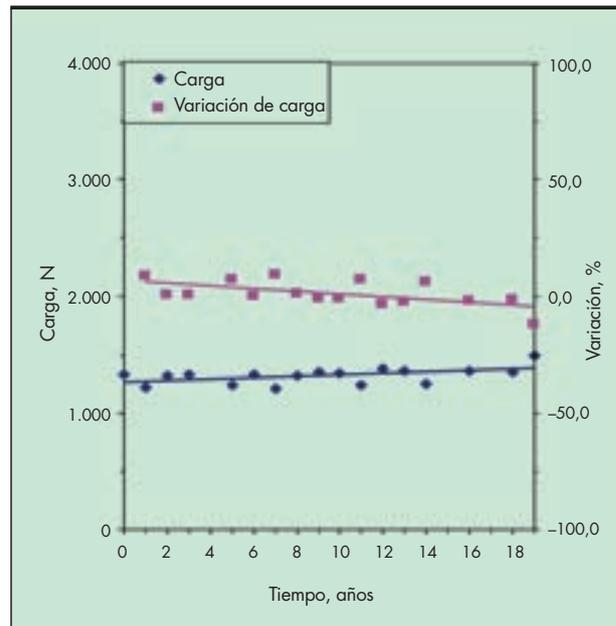


FIGURA 8. Evolución de la resistencia de la soldadura por tracción, en función del tiempo, en juntas hechas en fábrica.

serie de paños venían soldados de la fábrica. La resistencia de la soldadura determinada por el procedimiento de tracción, ha conducido a resultados correctos, ya que las muestras rompen en el borde o en las proximidades de la soldadura, pero fuera de la unión propiamente dicha; los valores alcanzados se presentan en las Figuras 7 y 8 que corresponden a la evolución de las uniones hechas en obra y en fábrica, respectivamente. Es de destacar la semejanza en el comportamiento de las uniones hechas en fábrica y en obra, lo que es indicativo de la buena puesta en obra de la geomembrana. En la Figura 9 se presentan los valores obtenidos cuando la prueba se lleva a cabo por el procedimiento de pelado; los datos obtenidos en esta prueba cuantitativa son bastante elevados, lo que confirma la buena realización de las juntas.

4.6. MICROSCOPIA ÓPTICA Y ELECTRÓNICA DE BARRIDO

La evaluación microscópica de la geomembrana se ha efectuado en las condiciones experimentales indicadas en la bibliografía (Soriano *et al.* 2006, 2010). Las microfotografías de la observación por microscopía óptica de reflexión (MOR) se han tomado a aumentos de (x 40) y (x 60) con objeto de ver sus texturas y morfología. La Figura 10 representa las caras externa e interna a 60 aumentos a los diecinueve años de colocada en obra. Asimismo, se ha comprobado el estado de la

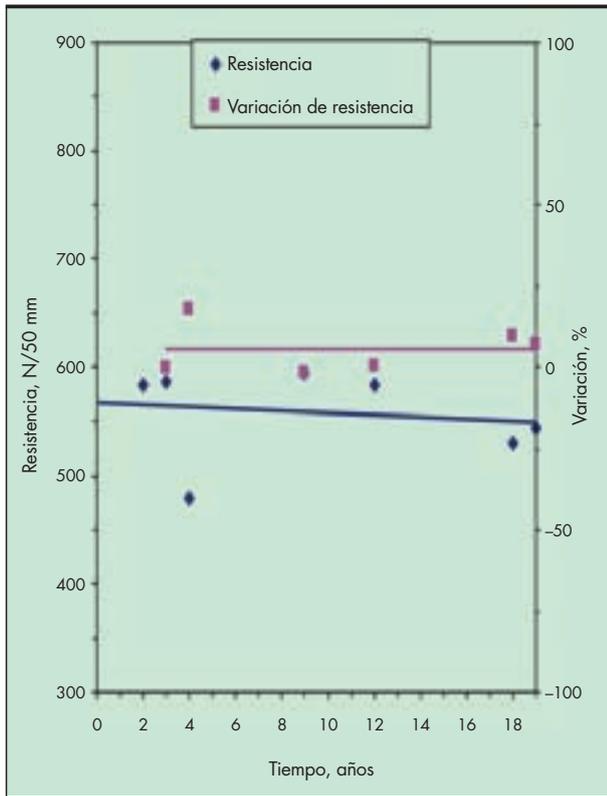


FIGURA 9. Evolución de la resistencia de la soldadura por pelado, en función del tiempo, en juntas hechas en obra.

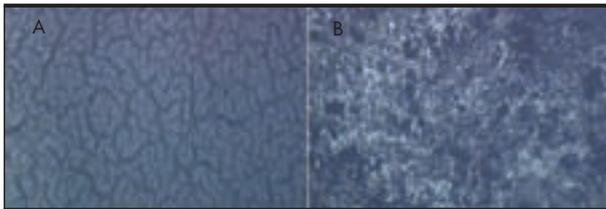


FIGURA 10. Microfotografías (x 60) de la geomembrana, por ambas caras, a los diecinueve años de su instalación por microscopía óptica de reflexión. A. Cara externa. B. Cara interna.

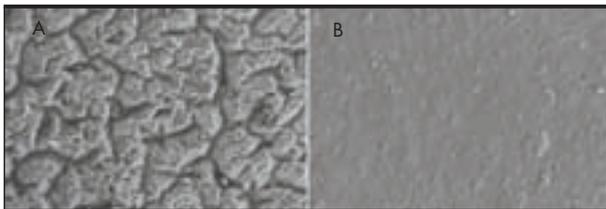


FIGURA 11. Microfotografías (x 90) de la geomembrana, por ambas caras, a los diecinueve años de su instalación por microscopía electrónica de barrido. A. Cara externa. B. Cara interna.

citada geomembrana a los diecinueve años de instalada, por microscopía electrónica de barrido o “scanner” a (x 90) y (x 900) aumentos. La Figura 11 muestra el aspecto del material por ambas caras a 90 aumentos.

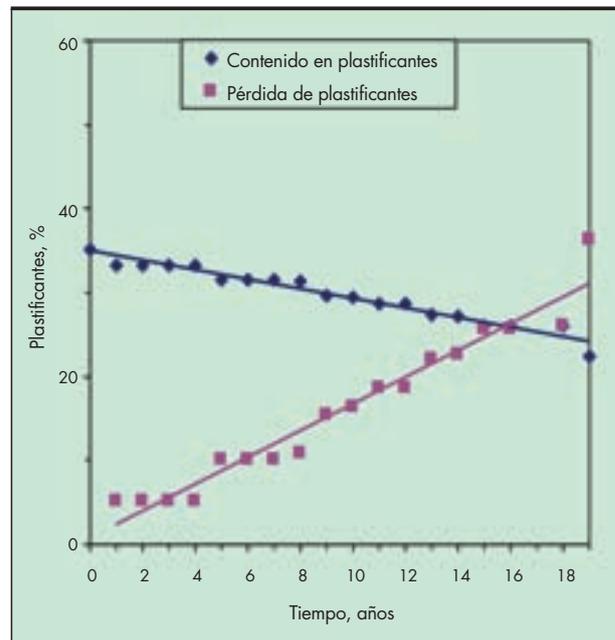


FIGURA 12. Evolución del contenido y la pérdida de plastificantes, en función del tiempo.

La microscopía óptica de reflexión muestra una cara externa con un notable cuarteamiento superficial mientras que la interna se encuentra en buen estado de conservación. La microscopía electrónica de barrido confirma lo observado por la óptica.

4.7 PLASTIFICANTES

La determinación del contenido en plastificantes en la lámina original condujo a un valor del 35,1%. En la Figura 12 se puede comprobar su disminución y su pérdida con relación al valor original a lo largo de diecinueve años.

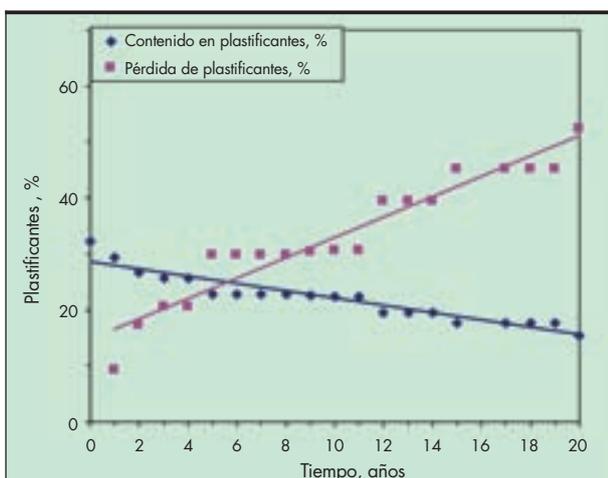
4.7.1. Influencia de la zona de extracción de muestra

La Tabla 2 presenta los datos obtenidos a los 15 años de la aplicación de la lámina, donde se puede comprobar la influencia de la orientación y la situación dentro de la balsa en la pérdida de aditivo. Se puede observar que la mayor pérdida es en coronación, luego en zonas intermedias y, por último, en la zona cubierta por el agua. Asimismo, la zona menos afectada por las radiaciones solares es la sur. Es de destacar que la zona este, se impermeabilizó un año más tarde con una nueva remesa de lámina que, teóricamente, debía ser exactamente de la misma formulación pero los resultados alcanzados por las muestras extraídas de la misma demuestran que no era así y su comportamiento difiere del resto.

Al ajustar los datos de pérdida de plastificantes a una recta como la que aparece en la Figura 12, tendríamos una ecuación del tipo:

$$y = ax + b$$

donde b es la ordenada en el origen, es decir, el contenido en plastificante inicial y a la pendiente o tangente de la recta; de forma que si a fuera 0, la ecuación sería $y=b$, por tanto no habría pérdida de aditivo, por ello, cuanto más próximo a 0 sea el valor de a menor será la disminución de plastificantes y nos permitirá comparar entre distintas muestras ya sean de una misma balsa o de otras. A título



	Coronación	Intermedia	Sumergida
Norte	26,1	27,2	28,1
Sur	27,4	27,6	27,9
Este*	24,9	26,6	27,7
Oeste	26,0	26,5	27,5

* Datos a los 14 años

Tabla 2. Contenido en plastificantes en función de la orientación y de la zona de extracción de muestras.

de ejemplo, la Tabla 3 muestra los datos de las muestras a los quince años de colocada la lámina. En todos los casos en Barlovento se puede comprobar como el comportamiento es mejor a medida que las muestras se extraen en las proximidades del fondo.

En la Tabla 3 las letras N y S se refieren, respectivamente, a la zona de extracción norte y sur, mientras que los números 1, 2 y 3 señalan el área de toma de muestras en coronación, parte intermedia y próxima al agua, respectivamente.

Referencia	Cuadrado del coeficiente de regresión	Tendencia	
		A	b
N1	0,9711	-0,0449	34,595
N2	1,0000	-0,0439	35,100
N3	0,8128	-0,0314	35,204
S1	0,9658	-0,0421	34,491
S2	1,0000	-0,0417	35,100
S3	0,9269	-0,0351	35,168

Tabla 3. Valores de la pendiente relativos a la pérdida de plastificantes en muestras de geomembrana a los quince años de su instalación.

Según los datos de la pendiente el mejor comportamiento corresponde a las zonas sumergidas y las más deterioradas a las áreas de exposición continua a la intemperie. La zona en mejor estado de conservación es la sur.

4.7.2. Identificación

El plastificante que forma parte de la formulación de la lámina se ha determinado por extracción con éter etílico siguiendo los procedimientos citados en la bibliografía científica (Crespo 2011).

Una vez aislado el plastificante se sometió, en primer lugar, a un análisis por infrarrojo con transformada de Fourier en un aparato Nicolet 310 FT-IR, donde aparecen perfectamente diferenciadas las bandas correspondientes a ftalatos de alquilo (Blanco *et al.* 2008, 2009b, 2010).

La identificación del aditivo se llevó a cabo utilizando la técnica de Cromatografía de Gases combinada con la Espectrometría de Masas (CG-MS). Para ello, se usó un cromatógrafo GC Agilent 6890N con una columna capilar de fenilmetilpolisiloxano DB%-MS (30 m x 0.25 x 0.25) acoplada a un sistema de detector de masas cuadrupolo Agilent 5793 MSD en modo de impacto electrónico. La primera de las técnicas permite conocer y separar el número de productos que constituyen "el plastificante" y la segunda, la identificación de las fracciones elucidadas.

La cromatografía de gases generó un cromatograma con único pico. Dicho producto al ser sometido a la espectrometría de masas generó un espectro del que se pueden extraer los siguientes datos: MS, m/e (intensidad relativa): 446(M⁺), 307(C₁₈O₄H₂₇⁺,25), 167(C₈H₇O₄⁺,19), 149(C₈H₅O₃⁺,100), 85(C₈H₁₃⁺,25), 57(C₄H₉⁺,29). Las fragmentaciones indican que se trata del ftalato de diisodécilo.

El ftalato de diisodécilo presenta un peso molecular de 446, es decir muy superior a 400 que es el mínimo recomendado para conseguir una geomembrana de gran durabilidad como señala el norteamericano Instituto de Geomembranas de PVC. Por otro lado, este aditivo al tener como sustituyentes de los protones del ácido ftálico radicales alquílicos ramificados tiene poca tendencia a migrar al agua y lo hace con mayor facilidad al aire; sin embargo, al ser el mencionado radical de diez átomos de carbono su longitud dificulta este proceso. Este hecho pone de manifiesto el buen comportamiento de esta geomembrana a lo largo del tiempo.

5. CONCLUSIONES

Las muestras procedentes del talud sur al cabo de los diecinueve años no sufren agrietamientos en el lugar de la flexión, mientras que los materiales extraídos en las otras zonas del embalse empiezan a fallar a los diecisiete años de instalados. Esta prueba es, en el caso del PVC-P, de gran interés pues cuando empieza a agrietarse tras un doblado la geomembrana ha entrado en un proceso degradativo importante y se recomienda un seguimiento apropiado y continuado de la misma, pues no pasarán muchos años sin tener que proceder a una reimpermeabilización.

Las características de tracción no mostraron cambios notables en el tiempo que lleva colocada en obra la barrera geosintética; ello se debe a que el tejido utilizado como armadura es el responsable tanto de la resistencia a la tracción como del alargamiento en la carga máxima y durante este periodo todavía la resina que protege al citado tejido se encuentra en buen estado de conservación.

La resistencia mecánica a la percusión es correcta a lo largo de los años debido al citado refuerzo de poliéster de la lámina. La resistencia a la perforación se incrementa con el

tiempo y el recorrido del percutor disminuye, como consecuencia del mencionado textil.

La resistencia de las soldaduras, tanto las hechas en la propia obra como las que venían efectuadas desde la fábrica, determinada por el método de tracción conduce a resultados adecuados pues la rotura se produce en las proximidades de la unión pero fuera de la soldadura propiamente dicha. Se puede observar que no existen diferencias notables entre los dos tipos de uniones entre paños, lo que indica la buena puesta en obra de las láminas. Si la prueba por tracción se puede considerar cualitativa, el procedimiento de pelado es un ensayo cuantitativo que, en este caso, proporciona unos valores bastante elevados para una barrera geosintética polimérica a base de PVC-P. Todo ello, viene a confirmar la excelente aplicación del material.

La microscopía óptica de reflexión al igual que la microscopía electrónica de barrido muestra, al cabo de los diecinueve años de su colocación, una cara externa con un notable cuarteamiento mientras que la interna presenta una superficie en buen estado de conservación.

Se ha identificado el plastificante que forma parte de la composición de la geomembrana que resultó ser ftalato de diisododecilo, cuyo peso molecular es 446, muy superior al requerido para conferirle una gran durabilidad. No obstante, al ser un éster con radicales alquílicos ramificados presenta tendencia a su migración al aire, que en este caso está atenuada por la longitud de la cadena hidrocarbonada.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar E. y Blanco, M. 1995. Experience in Connection with the Performance of Plasticized poly(vinyl chloride) Sheeting in Tenerife Basin Sealing. *Proc. Symposium on Research and Development in the Field of Dams*: 361-375. Crans-Montana (Suiza), septiembre.
- Aguiar, E., Blanco, M., Romero, A., Sacristán, A., Soriano, J. y Vara, T. 2002. Efectos de la orientación en la degradación del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana sintética en la impermeabilización del embalse de la Cruz Santa. *Aislamiento e impermeabilización*: 24, 14-21.
- Aguiar, E., Blanco, M., Soriano, J. y Vara, T. 2003. Influencia de la orientación en la degradación del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana sintética en la impermeabilización del embalse de La Tabona. *Ing. Civil*: 130, 95-103.
- Aguiar, E., Blanco, M., Vara, T., Armendáriz, V. y Soriano, J. 2008. Evolución de las geomembranas sintéticas instaladas en el campo experimental de El Saltadero con vistas a su empleo en la impermeabilización de Obras Hidráulicas. *Proc. 2º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación y Obra Pública y 2º Congreso Internacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 477-488. Palma de Mallorca.
- Amigó, E. y Aguiar, E. 1994. Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas. *Consejería de Agricultura y Alimentación. Gobierno de Canarias*.
- Blanco, M. y Aguiar, E. 1993. Comportamiento de láminas de poli(cloruro de vinilo) plastificado, utilizadas en la impermeabilización de balsas en el norte de Tenerife. *Ing. Civil*: 88, 5-20.
- Blanco, M.; y Aguiar, E. 2000. Aspectos más relevantes del comportamiento en obra de los materiales sintéticos utilizados como geomembranas impermeabilizantes en embalses ubicados en la Comunidad Autónoma de Canarias. *Ing. Civil*: 117, 25-35.
- Blanco, M., Aguiar E., Castillo, F., Martín, A., García, F., Vara, T. y Solera, R. 2005b. Los plastificantes como aditivos del poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizado como geomembrana en obras hidráulicas. I *Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*. Sevilla.
- Blanco, M., Castillo, F. y Aguiar, E. 2006. Comportamiento de los plastificantes utilizados como aditivos del poli(cloruro de vinilo) plastificado usado como geomembrana en obras hidráulicas. *Rev. Plást. Modernos*: 92 (603), 246-250.
- Blanco, M., Cea, J. C. de, Castillo, F., Soriano, J. y García, F. 2009a. Comportamiento de geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado empleadas en la impermeabilización de balsas en la Península Ibérica. *Aislamiento e impermeabilización*: 50, 10-23.
- Blanco, M., Cuevas, A., Castillo, F. y Aguiar, E. 1995. Evolución de geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado utilizadas en la impermeabilización de embalses en la isla de Tenerife. *Proc. III Congreso de Patología de la Construcción*: 48 La Habana, octubre.
- Blanco, M., Cuevas, A., Castillo, F. y Aguiar, E. 1996a. Comportamiento de geomembranas sintéticas utilizadas en la impermeabilización de embalses en las Islas Canarias. *Proc. V Jornadas Españolas de Presas*: Vol. I, 497-511 Torremolinos (España), junio.
- Blanco, M., Cuevas, A., Castillo, F. y Aguiar, E. 1996b. Puesta a punto de una nueva metodología experimental para la determinación de la resistencia a la perforación de geomembranas sintéticas. *Ing. Civil*: 103, 65-69.
- Blanco, M., Cuevas, A. y Zaragoza, G. 1998. Características de geomembranas sintéticas empleadas en la impermeabilización de embalses en el sur y sureste de la Península Ibérica. *Ing. Civil*: 111, 85-95.
- Blanco, M., Guerra, E., Romero, A., Soriano, J. y Zaragoza, G. 2005a. Evolución de geomembranas sintéticas a base de PVC-P, HDPE y EPDM en la impermeabilización de embalses. *Rev. Plást. Modernos*: 90 (590), 154-162.
- Blanco, M., Leiro, A., Soriano, J., Aguiar, E., Armendáriz, V. y Vara, T. 2003. Influencia de la orientación en el deterioro de la geomembrana sintética utilizada como pantalla de impermeabilización en el embalse de la Cruz Santa. *Proc. VII Congreso de Patología de la Construcción*. Mérida (México), septiembre.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Aguiar, E. y Castillo, F. 2009b. Determinación de los ftalatos utilizados como aditivos en la geomembrana de la balsa de La Florida mediante cromatografía de gases-espectrometría de masas. *Ing. Civil*: 154, 87-95.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Aguiar, E., Castillo, F. y Crespo, M. A. 2010. Influencia del tipo de plastificante en la durabilidad de las geomembranas de PVC-P. *Proc. 3º Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3º Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 347-357. Barcelona, octubre.
- Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Castillo, F. y Aguiar, E. 2008. Estudio de plastificantes utilizados en geomembranas de PVC-P empleadas en impermeabilización de obras hidráulicas. *Rev. Plást. Modernos*: 96 (629), 386-391.
- Castillo, F. y Blanco, M. 1991. Síntesis, caracterización y fotodegradación en atmósfera inerte de diferentes tipos de policloro

- ruro de vinilo. *Pub. CEDEX*. Monografía M-20. Ed. Neografis. Madrid.
- Crespo, M. A. 2011. Comportamiento de barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) a base de poli(cloruro de vinilo) plastificado de distinta formulación, instaladas en embalses. *Tesis Doctoral*. Universidad Complutense de Madrid.
- Fayoux, D. 2004. La impermeabilización del embalse de la Laguna de Barlovento. *Proc. Jornadas sobre impermeabilización con materiales sintéticos*. La Palma (España), abril.
- Leiro, A., Blanco, M. y Zaragoza, G. 2002 Performance of synthetic geomembranes used in waterproofing of spanish reservoirs. G In Delmas, Gourc & Girard (eds.) *Geosynthetics 7th ICG*, Editorial Balkema: 979-982. Rotterdam.
- Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino 2010. Manual de diseño, construcción, explotación y mantenimiento de balsas. Madrid.
- Nass, L. I. y Heiberger, C. A. 1986. *Encyclopedia of PVC: Vol. 1 Resin, Manufacture and Properties*. Marcel Dekker, 702, New York.
- Papakonstantinou, V. y Papaspyrides, C. D. 1994. Plasticizer migration from plasticized into unplasticized poly (vinyl chloride). *Journal of Vinyl Technology*:16, n° 4, 192-196.
- PVC Geomembrane Institute (PGI). 2004. PVC Geomembrane Material Specification 1104. University of Illinois, Urbana, IL.
- Sears, J. K. y Darby, J. R. 1982. The Technology of Plasticizers. *John Wiley & Sons*, 1166 New York.
- Soriano, J., Blanco, M., Aguiar, E. y Burgos, J. 2010. La microscopia como método de análisis en el estudio de geomembranas sintéticas de PVC-P. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 411-422. Barcelona.
- Soriano J., Blanco, M., Aguiar, E. y Cea, J. C. de 2006. Las técnicas de microscopia óptica de reflexión y electrónica de barrido en el conocimiento del estado de las geomembranas sintéticas. *Ing. Civil*: 143. 17-22.
- Stark, T. D., Choi, H. y Diebel, P. W. 2005. Influence of plasticizer molecular weight on plasticizer retention in PVC geomembranes. *Geosynthetics International*: n° 2.
- UNE-EN 13 361:2005 Barreras geosintéticas. Características para su utilización en la construcción de embalses y presas.
- UNE 104 307:2011. Materiales sintéticos. Determinación del recorrido del punzón antes de la perforación en geomembranas sintéticas impermeabilizantes instaladas en balsas.
- Wilson, A. S. 1995. Plasticizers: Principles and Practice. *Institute of Materials*. London

GEOMEMBRANA PEAD

ALVATECH 5002®

HDPE GEOMEMBRANE · GÉOMEMBRANE PEHD



sotrafa, s. a.

Paraje Cartabona, 12
Apartado de correos 73
04710 Sta. Mª del Aguila
EL EJIDO - ALMERIA (SPAIN)
Tfno. 34 950 405600
Fax 34 950 580233
e-mail: construccion@sotrafa.com
[http:// www.sotrafa.com](http://www.sotrafa.com)

Aplicaciones
Applications
Applications



Embalses
Lagoons/Reservoirs
Réserves d'eau



Depósitos
Water tanks
Bassins divers Fosses à lisier



Campos de golf
Golf courses
Terrains de golf



Vertederos
Landfills
Décharges



Canales
Canals
Canaux



Autovías
Motorways
Autoroutes



Túneles
Tunnels
Tunnels



Depuradoras
Water purifying plants
Stations d'épuration

El mejor producto
para la impermeabilización
de hoy y del futuro
Cuidamos el medio ambiente

Meeting today's waterproof requirements
Taking care of the environment

L'étanchéité fiable et durable, la solution à long terme
Une technologie au service de l'environnement



www.sotrafa.com

www.sotrafa.com

Ventajas del uso de geomembranas LLDPE en cubiertas flotantes

JOSÉ MIGUEL MUÑOZ GÓMEZ (*)

RESUMEN El uso de cubiertas flotantes en balsas de riego y residuos tiene numerosas ventajas. Siendo una inversión muy interesante para aquellos lugares donde el ratio de evaporación alto. Es un sistema que aparte de sencillo, mejora determinados aspectos de la irrigación y de los embalses de agua potable, como es el ahorro de agua y los trabajos de limpieza (tiempo y coste).

Se usa también para el control de malos olores en embalses de residuos.

Además del PVC y el TPO, ahora las láminas de LLDPE mejoran las propiedades para este tipo de aplicaciones, ahora con las láminas de LLDPE se mejoran las propiedades mecánicas, la durabilidad, y consta de una instalación más sencilla.

Este documento profundiza en este novedoso sistema e informará de los resultados de nuestra experiencia.

ADVANTAGES OF FLOATING COVERS WITH LLDPE LINERS

ABSTRACT *Using floating covers in irrigation pounds and waste dam gives many advantages. It is a very interesting investment for those places with a high evaporation ratio. This is an easy system which improves several aspects in irrigation or drinkable water reservoirs, mainly it saves water and it saves clean-works (time and cost). It is also used in waste dam to deodorization. Time ago this application was developed with PVC liners and TPO liners, now the innovation is LLDPE liners which improve mechanical properties, durability and an easier installation. This paper develops the state of art of this design technology, and the back ground of our experience.*

Palabras clave: Evaporación, Cubierta flotante LLDPE, Flotadores, Contrapesos, Aireadores y arquetas.

Keywords: Evaporation, LLDPE Floating Cover, Floats, Balance weight, Air valve and chest.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. EVAPORACIÓN

La evaporación es un proceso físico que consiste en el paso lento y gradual de un estado líquido hacia un estado gaseoso, tras haber adquirido suficiente energía para vencer la tensión superficial.

A diferencia de la ebullición, la evaporación se puede producir a cualquier temperatura, siendo más rápido cuanto más elevada es esta.

La evaporación depende principalmente de la temperatura y de la naturaleza del líquido.

1.2. FENÓMENO FÍSICO

El movimiento térmico de una molécula de líquido debe ser suficiente para vencer la tensión superficial y evaporar, esto es, su energía cinética debe exceder el trabajo de cohesión aplicado por la tensión superficial a la superficie del líquido.

Por eso la evaporación acontece más rápidamente a altas temperaturas, a altos caudales entre las fases líquidas y vapor, y en líquidos con bajas tensiones superficiales (con presión de vapor más elevadas).

2. ECUACIONES EMPÍRICAS

2.1. EVAPORACIONES DESDE SUPERFICIES LÍQUIDAS

Desde un punto de vista estadístico, para conocer la evaporación en un determinado lugar con una mínima exactitud, se debe medir la evaporación durante al menos 15 años.

En la mayoría de los casos esto conlleva cierta dificultad, por lo que ha llevado a numerosos investigadores a analizar fórmulas empíricas, que permitan rápidamente llegar a un resultado lo más aproximado posible.

Una de las ecuaciones matemáticas más simples para determinar la evaporación en un lago o embalse es la fórmula propuesta por Visentini. Esta se aplica para conocer aproximadamente este valor en una superficie líquida situada cerca del nivel del mar, a un máximo de 700m y considerando una presión atmosférica de 760mm de columna de mercurio.

Las fórmulas empíricas propuestas por Visentini son:

$E = 75 * t$ (para lagos o embalses con cota inferior a 200 m sobre el nivel del mar).

$E = 90 * t$ (para lagos o embalses con cota entre 200 – 500 m sobre el nivel del mar).

$E = 90 * t + 300$ (para lagos o embalses con cota superior a 500 m sobre el nivel del mar).

(*) Ingeniero Industrial (Esp. Química). Product Manager Geosynthetics Division. Sotrafa, S.A. (Grupo Armando Álvarez), Almería, Spain.
E-mail: jmm-construccion@sotrafa.com

Donde:

E: Evaporación anual en mm.

t: Temperatura media anual en grados celsius.

Nótese que, en un lugar con una temperatura media de 10°C, la evaporación será entre 750 mm y 1.200 por año, es decir de aproximadamente 2 a 3 mm por día.

Considerando que en la evaporación juegan otros roles importantes, como son la temperatura del agua, la temperatura del aire, el viento, la insolación, etc... otros investigadores han propuesto fórmulas empíricas más complejas y más difíciles de usar.

2.2. MODELOS MATEMÁTICOS

La evaporación (E) en grandes superficies de agua (lagos, embalses, canales,...) se ha estudiado bajo diferentes métodos.

Estos métodos se pueden agrupar en diversas categorías:

- Balance Hidráulico.
- Balance de la Energía.
- Método de transferencia de masa.
- Método combinado (hidráulico y de energía).
- Evaporación del tanque.

2.2.1. Modelo de balance de la energía

Este modelo se basa en el comportamiento isotérmico dentro del agua, considerando estos parámetros: geometría de la presa (superficie y altura); radiación solar global, S_t ; humedad relativa, HR ; temperatura del aire T_a ; y velocidad del viento, U .

La tasa de evaporación al día (mm/día) E , puede determinarse por la ecuación de Harbeck:

$$E = 2,909 A^{-0,05} U (e_s - e_a)$$

Donde:

e_s : Presión de vapor de saturación a la temperatura del agua, en kPa.

e_a : Presión de vapor del aire a 2m del nivel del mar, en kPa.

A : Área de la presa en metros cuadrados.

U : Velocidad del viento en m/seg.

3. PROBLEMAS Y SOLUCIONES DERIVADAS DE LA EVAPORACIÓN

3.1. AREAS MEDITERRÁNEAS

Las regiones áridas tienen un gran problema en relación a la evaporación del agua, debido a la escasez del agua apropiada para la irrigación, agua potable o aplicaciones industriales.

Hay numerosos países en el mundo con esta situación/problema, como Africa, Asia, algunas regiones de México y América del Sur.

Quizás España se puede usar como lugar representativo donde investigar el problema, y esta ponencia se va a centrar en este país.

En el área mediterránea la evaporación media anual es de 1.300 mm al año, pero hay muchas localidades con 1.800 mm.

La actividad agrícola es muy importante, por ejemplo en la zona del río Segura (en el sur-este de España) hay 13.000 embalses de riego, con 5.000 has de superficie de agua. Esto significa que el consumo de agua por evaporación es muy alto, alrededor de 60Hm³ al año.

3.2. SOLUCIONES

Para evitar la evaporación, hay diversos desarrollos tecnológicos, como por ejemplo el uso de cubiertas de sombreo, piezas

sintéticas flotantes sobre la superficie del agua, aceite u otros líquidos añadidos al agua de los embalses, plantaciones de árboles que ayudan a cortar el viento, ...etc.

Entre estas soluciones quizás la mejor podría ser los revestimientos con cubiertas flotantes.

Las ventajas de esta técnica son:

- Evitar la evaporación al 100%.
- Mantener la calidad del agua almacenada.
- Mejor adaptación con los movimientos de la tierra.
- Durabilidad (más de 25 años).
- Coste e instalación más competitivo.
- Posibilidad de andar sobre la superficie.

Además, esta es una solución para un control total del olor (fermentación anaeróbica), en una instalación agrícola o en actividades industriales.

4. CUBIERTAS FLOTANTES CON LÁMINAS LLDPE

4.1. BASES

Después de instalar la lamina impermeabilizante en el fondo del embalse, habitualmente con Geomembrana PEAD de 1,5 mm o 2 mm de espesor, el segundo paso sería instalar la cubierta flotante, normalmente una lámina LLDPE Blanco / Negro de 1,5 mm de espesor.

Las ventajas de usar láminas LLDPE para cubiertas flotantes en vez de otra tipo de láminas sintéticas son:

- Muy buenas propiedades mecánicas.
- Excelente Resistencia al envejecimiento.
- Mayor ancho (7,5 m) sin soldaduras.
- Coste más competitivo (en producto e instalación).

4.2. DISEÑO DE UNA CUBIERTA FLOTANTE CON LLDPE

Para entender mejor el diseño de una cubierta flotante, este documento muestra nuestra experiencia de una instalación en un embalse de riego.

Las medidas del embalse son:

- Borde superior del embalse: 70 x 70 m.
- Altura: 8 m.
- Inclinación de la pendiente: 2H: 1V (26,6°).
- Capacidad: 20.500 m³.
- Impermeabilización: 6.400 m² de PEAD en 1,5 mm.
- Cubierta Flotante: 6.500 m² LLDPE en 1,5 mm

La cubierta flotante tiene la misma superficie en el fondo que la lámina de impermeabilización. Se fija al embalse con hormigón y tornillos (Figuras 1 y 2).

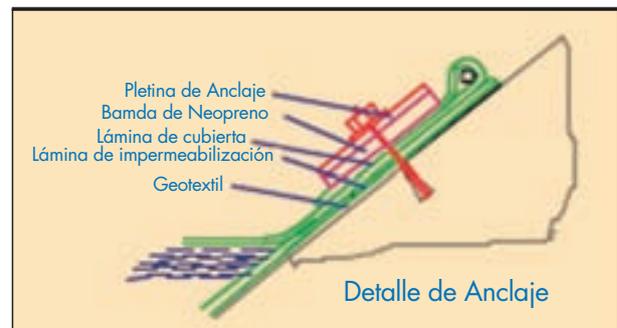


FIGURA 1. Detalle de Anclaje de la cubierta flotante.



FIGURA 2. Fijación de la cubierta flotante al embalse. Dos placas de acero de 80x5 mm y tornillos de 7x13 mm cada 200 mm.



FIGURA 5. Arqueta instalada en la cubierta flotante.

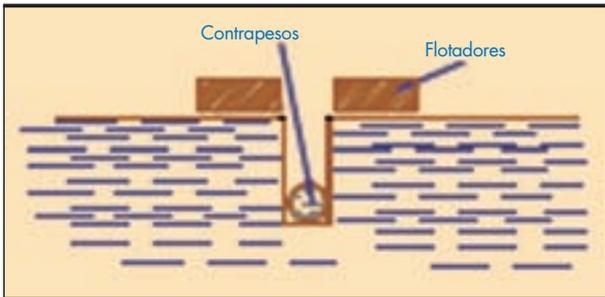


FIGURA 3. Diseño del plegado.



FIGURA 6. Aireador instalado en la cubierta flotante.

La cubierta flotante sube cuando el nivel del agua incrementa y baja cuando el nivel del agua baja (Figura 3).

¿Cómo ocurre esto? La cubierta flotante se debe fabricar con plegados situados en las esquinas y alrededor del fondo.

El plegado lleva dos piezas flotantes y entre estas se sitúa un contrapeso (Figura 3).

La distancia entre las piezas flotantes y el peso depende de la altura del embalse (1 m más o menos).

Una buena solución es un tubo de PEAD Pe100, con 60 mm de diámetro y 12 m de largo, la tapa soldada se haría del mismo material (Figura 4).



FIGURA 4. Detalle de la pieza flotante y el peso.

Es importante tener en cuenta también otras piezas:

Se deberían instalar varias arquetas, con tamaño suficiente para que un buzo pueda entrar en la balsa (Figura 5).

La arqueta está hecha de poliestireno expandido con LLDPE de 1,5 mm de espesor.

Las medidas externas son de 1.500 x 1.500 x 300 mm.

Se deben instalar también aireadores en las pendientes para equilibrar la presión (Figura 6).

El resultado final puede verse en la Figura 7; es una perspectiva global donde pueden verse las piezas flotantes, los contrapesos, arquetas y aireadores.



FIGURA 7. Cubierta flotante con LLDPE de 1,5 mm de espesor y de color Blanco/Negro.

Unidades Instaladas	Precio (€/unidad)	Total (€)
21,6 m ³ hormigón	110	2.376
280 ml placas acero	38,5	10.780
744 ml tubería	8,4	6.250
6500 m ² lámina LLDPE B/N 1,5 mm	5,1	33.150
Arquetas y Aireadores	2 y 8	3.000
Sub TOTAL	8,55	55.556
Gastos generales y beneficio industrial	15%	9.804
TOTAL OBRA	10,17	65.360

TABLA 1. Gastos de una Cubierta Flotante con LLDPE, color Blanco/Negro y en 1,5 mm.

Beneficios	Valor	Beneficios (€)
Evitar la evaporación de 4.900m ² , a una media de 1,5 m/año, y un coste de agua de 0,39€/m ²	7350 m ³	2.866,5
Evitar el mantenimiento de la limpieza de filtros	4.000 €/año	4.000
Calidad de agua sin algas	1.000 €/año	1.000
TOTAL por año		7.866,50

TABLA 2. Beneficios al año en un embalse con una superficie de 70 x 70 m.

5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVERSIÓN

El siguiente análisis económico, está basado en la geometría del embalse: 70 x 70 m en la parte superior, 8 m alto y una inclinación de 2H: 1V.

5.1. GASTOS

Los siguientes costes se basan en precios del 2011, incluyendo material e instalación (Tabla 1).

Estos datos dependerán del tamaño del depósito y del anclaje de la parte superior. El coste medio de la cubierta flotante está en 9 €/m².

5.2. BENEFICIOS

Las cubiertas flotantes ofrecen diversos beneficios como: no producir evaporación, mantenimiento de agua de calidad y una superficie del embalse que puede ser usada para otra actividad.

La Tabla 2 muestra el beneficio económico por año del mismo embalse.

5.3. RECUPERACIÓN DE LA INVERSIÓN

Considerando los gastos y beneficios anteriormente expuestos, la recuperación de la inversión estaría en torno a 8 años y la expectativa de vida de la cubierta flotante LLDPE 1.5 mm es superior a 25 años.

6. RESUMEN

- Las cubiertas flotantes son probablemente la mejor solución para evitar la evaporación y mantener la calidad del agua en las regiones áridas.
- Las cubiertas flotantes resuelven el problema de la emanación de gases en las balsas de purines de instalaciones ganaderas, y es parte de la solución para la revalorización del biogás.
- Las láminas de LLDPE mejoran las propiedades mecánicas, incrementan la expectativa de vida en comparación con otras láminas sintéticas y reduce el coste alrededor del 35%.
- La aplicación de cubiertas flotantes con lámina LLDPE 1.5 mm será cada vez más usual.

7. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Desarrollo y Aplicación de producto: Dpto. Técnico de Talleres y Grúas Glez., S.L. y Dpto. Técnico de Sotrafa, S.A.
- Ingeniería del Agua, Vol. 13, n°3 sept 2006. Universidad Politécnica de Cartagena.
- Datos de Evaporación del Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de Fomento de España.
- Artículo del Área de Ingeniería Agroforestal de la UPTC. Victoriano Martínez y Alain Baille.

Estudio de las propiedades de las bentonitas para su utilización en barreras geosintéticas arcillosas

ÁNGEL LEIRO LÓPEZ (*), BEATRIZ MATEO SANZ (**), HELENA GARCÍA CIDONCHA (***)
y MANUEL BLANCO FERNÁNDEZ (****)

RESUMEN Las bentonitas utilizadas en la fabricación de barreras geosintéticas arcillosas deben tener una serie de propiedades para que puedan comportarse como un sistema impermeable. Entre las bentonitas utilizadas en la industria, la bentonita sódica es la que tiene una permeabilidad más baja debido a su alta capacidad de absorción de agua en el espacio interlaminar, lo que da lugar a su hinchamiento, formando una barrera al flujo de agua.

En este artículo se presenta el estudio de las propiedades de cuatro bentonitas con el fin de evaluar su calidad para su utilización en las barreras geosintéticas arcillosas. Para ello se han estudiado las principales propiedades: absorción de agua, hinchamiento, pérdida por filtrado, capacidad de intercambio catiónico y contenido de montmorillonita. Además, con el objeto de optimizar el procedimiento de caracterización de las bentonitas, se han establecido correlaciones entre los diferentes ensayos realizados, para identificar los más adecuados.

Por último, se ha llevado a cabo un ensayo de compatibilidad para estudiar el comportamiento de las bentonitas en presencia de agua con una gran cantidad de sales, ya que en este caso puede tener lugar un intercambio iónico entre los iones sodio que se encuentran en el espacio interlaminar y los cationes disueltos en el agua, lo que da lugar a una disminución del hinchamiento de la bentonita y por tanto a la pérdida de propiedades para su utilización como barrera impermeable.

STUDY OF THE PROPERTIES OF BENTONITES FOR THEIR USE IN CLAY GEOSYNTHETIC BARRIERS

ABSTRACT *Bentonites used for the production of clay geosynthetic barriers need to meet some properties so that they can be a waterproofing system. Among the bentonites used in industry, sodium bentonite has the lowest permeability due to its high water absorption capacity in the inter-laminar space, causing it to swell and form a barrier to water flow. This paper provides the study of the properties of four bentonites to evaluate their quality. For this study, the main properties have been tested: water absorption, swelling index, fluid loss, cation exchange capacity and montmorillonite content. In order to optimize the procedure for the characterization of bentonites, correlations between different tests have been done, to identify the most suitable ones. Finally, a compatibility test has been carried out to study the performance of bentonites in water containing a high amount of sales, because in this case, an ion exchange between the interlayer sodium ions of bentonite and cations dissolved in the water can take, resulting in a decreased swell of the bentonite.*

Palabras clave: Bentonitas, Barreras Geosintéticas Arcillosas, GBR-C, Impermeabilización.

Keywords: Bentonites, Clay Geosynthetic Barriers, GBR-C, Waterproofing.

1. INTRODUCCIÓN

Las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) están formadas generalmente por bentonita sódica encapsulada entre un geo-

textil tejido y otro no tejido, mediante un proceso de agujado (Leiro 2009). Este sistema funciona formando una membrana de baja permeabilidad en contacto con el agua. La bentonita

(*) Licenciado en Ciencias Químicas. Coordinador Técnico Científico del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Presidente de IGS España. E-mail: Angel.Leiro@cedex.es

(**) Licenciada en Ciencias Químicas. Jefa de Sección Técnica del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructura y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Asistente Secretaría de IGS España. E-mail: Beatriz.Mateo@cedex.es

(***) Licenciada en Ciencias Químicas. Técnica de Laboratorio. Laboratorio Central de Estructura y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Helena.García@cedex.es

(****) Doctor en Ciencias Químicas. Jefe del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Vicepresidente de IGS España. E-mail: Manuel.Blanco@cedex.es

sódica tiene una gran capacidad de absorción de agua, lo que produce su hinchamiento formando una barrera de permeabilidad muy baja.

Las bentonitas son arcillas formadas esencialmente por minerales del grupo de las esmectitas, con una estructura estratificada, formada por capas de óxido de silicio tetraédrico y óxido de aluminio octaédrico. Estas láminas se encuentran separadas por cationes débilmente hidratados (principalmente Ca^{2+} , Mg^{2+} y Na^+), que compensan las cargas negativas resultantes de las sustituciones isomórficas de cationes por otros con valencias diferentes (Informe Técnico CEDEX, 2010).

Esta morfología laminar, la presencia de cationes débilmente unidos (intercambiables) en el espacio interlaminar, y el tamaño de partícula (inferior a $2\mu\text{m}$), son las principales características que confieren a las bentonitas las propiedades que las hacen adecuadas para su utilización en las barreras geosintéticas arcillosas. Entre estas propiedades cabe destacar el hinchamiento, la absorción de agua y la capacidad de intercambio catiónico (Leiro *et al.* 2011).

Los iones intercambiables localizados en el espacio interlaminar de la estructura de la arcilla son los que producen el hinchamiento de la bentonita. Son capaces de unirse a moléculas de agua formando capas sobre capas que hacen que las láminas de la bentonita se separen. Este incremento del espacio interlaminar hace que la bentonita se hinche, por lo que cuanto más agua es absorbida por el ion, mayor será su hinchamiento.

Existen varios tipos de bentonitas dependiendo del principal ion intercambiable que tengan. La bentonita sódica, con un alto contenido de montmorillonita, presenta mejores propiedades de impermeabilización que las bentonitas de calcio o magnesio. Estos cationes de sodio intercambiables son capaces de absorber más agua, formándose más capas de agua a su alrededor, lo que se denomina "doble capa".

Pero la elevada capacidad de intercambio catiónico puede ser un problema en determinados casos especiales. Es muy importante tener en cuenta que la presencia de determinadas sustancias químicas puede reducir el espesor de la doble capa y dar lugar a un aumento del coeficiente de permeabilidad, k .

Cuando una GBR-C está en contacto con aguas contaminadas o salinas, puede tener lugar un intercambio entre los iones sodio del espacio interlaminar de la bentonita y los cationes disueltos en el agua (como calcio o magnesio). Este tipo de reacción de intercambio reduce la cantidad de agua que puede estar retenida en el espacio interlaminar produciendo una disminución del hinchamiento.

Por ese motivo, cuando una GBR-C va a estar en contacto con aguas contaminadas o duras, es recomendable realizar un ensayo de compatibilidad para determinar el comportamiento de la bentonita con el agua de obra. Si no están garantizadas unas propiedades hidráulicas apropiadas, pueden utilizarse bentonitas tratadas con polímeros para mantener el hinchamiento adecuado. Estas bentonitas mantienen un sellado efectivo contra los contaminantes y evitan el intercambio iónico.

2. EXPERIMENTAL

Este trabajo muestra los resultados del estudio de cuatro bentonitas para conocer su idoneidad como componente de una barrera geosintética arcillosa. Se han llevado a cabo los ensayos más representativos para conocer las propiedades de las bentonitas:

- Caracterización mineralógica mediante difracción de rayos X, para evaluar el contenido de montmorillonita.

- Absorción de agua (método del plato poroso).
- Coeficiente de hinchamiento.
- Pérdida por filtrado.
- Capacidad de intercambio catiónico.

Con los resultados de estos ensayos se ha realizado una evaluación del comportamiento de las bentonitas para su utilización en las barreras geosintéticas arcillosas. Como resultado de esta evaluación, se ha realizado una clasificación de las bentonitas según su calidad.

Además, se han realizado correlaciones entre los resultados de los diferentes ensayos para identificar los más adecuados para la caracterización de las bentonitas.

Por último, se ha llevado a cabo un ensayo de compatibilidad con varios productos elaborados con la bentonita que ha presentado el valor más alto de capacidad de intercambio catiónico.

2.1. CARACTERIZACIÓN MINERALÓGICA MEDIANTE DIFRACCIÓN DE RAYOS X

La composición mineralógica de las bentonitas fue estudiada mediante difracción de rayos X. Se realizó el análisis de las muestras en polvo para lo cual las bentonitas se molieron en un molino de bolas hasta obtener un tamaño de partícula inferior a $0,074\text{ mm}$. La Figura 1 muestra los difractogramas obtenidos, en los que se identifican filosilicatos en todas las muestras.

Para comprobar la presencia de esmectitas, que son los filosilicatos que confieren a las bentonitas su capacidad de hinchamiento, se prepararon tres tipos de agregados orientados:

- Agregado orientado sin tratamiento (A.O.).
- Agregado orientado en atmósfera saturada con etilenglicol (E.G.). Este tratamiento se realiza para detectar la presencia de minerales de la arcilla que son capaces de incorporar sustancias en su espaciado interlaminar, dando lugar al hinchamiento de la bentonita. Este proceso se pone de manifiesto por el desplazamiento en el difractograma del pico característico de los filosilicatos.
- Agregado orientado tratado térmicamente a 550°C (A.O.+ 550°C), para detectar la presencia de minerales que contienen agua en su estructura y por lo tanto son susceptibles de colapsar cuando se calientan a alta temperatura. Este proceso se pone de manifiesto por una disminución del espaciado interlaminar.

Del estudio de los agregados orientados se dedujo que las cuatro muestras de bentonitas contenían esmectitas ya que se produjeron los siguientes procesos:

- Desplazamiento del pico cuando los agregados orientados se solvataron con etilenglicol, debido al hinchamiento de las muestras.
- Colapso del pico cuando los agregados orientados fueron tratados térmicamente a 550°C , como consecuencia de la pérdida de agua.

Como ejemplo, en la Figura 2 se presentan los difractogramas de los agregados orientados de las bentonitas A y B.

2.2. ABSORCIÓN DE AGUA (MÉTODO DEL PLATO POROSO)

La absorción de agua se determinó de acuerdo al procedimiento basado en la norma ASTM E 946-92. El ensayo consiste en depositar la bentonita en un papel de filtro que se coloca sobre una placa porosa (Figura 3).

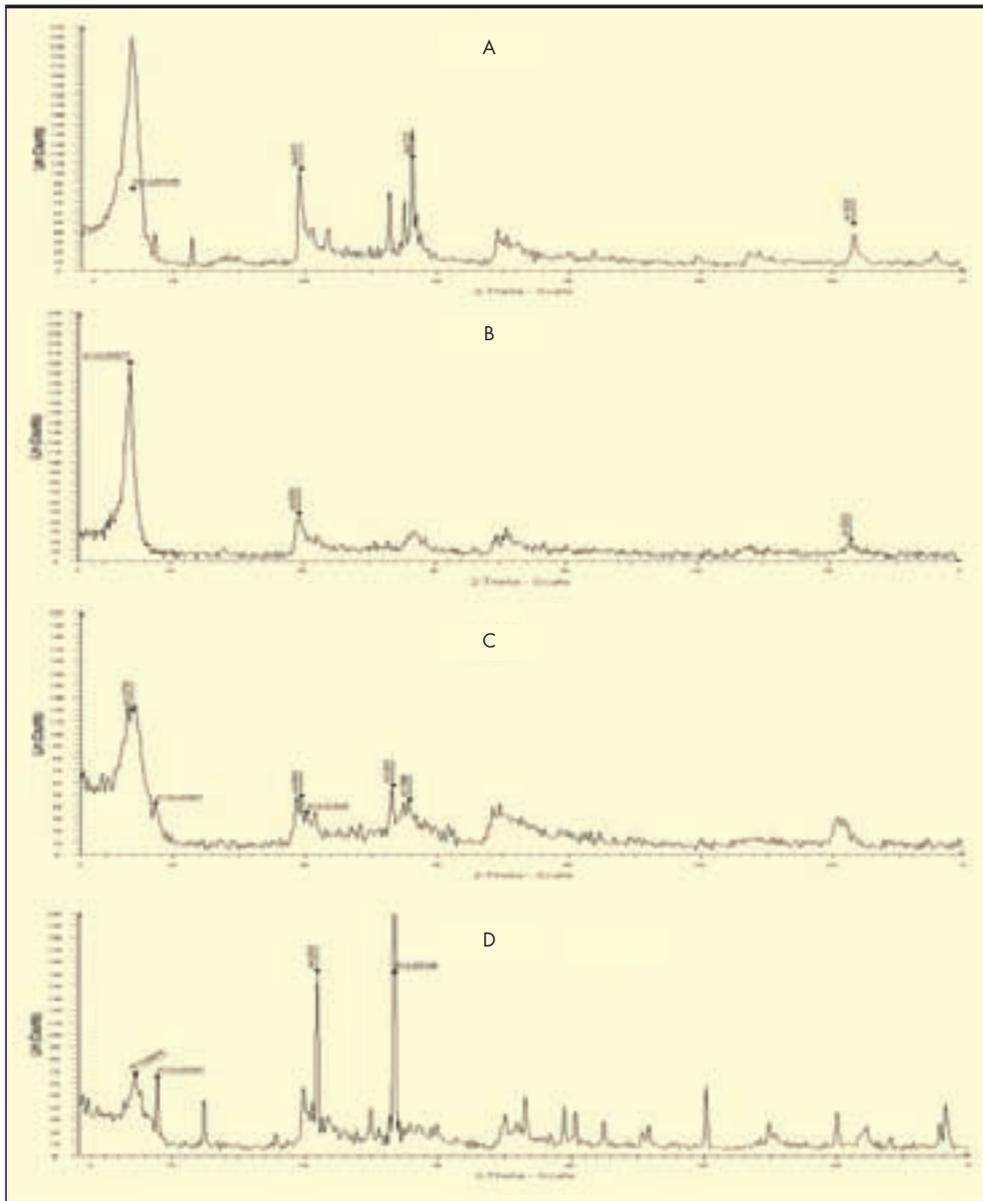


FIGURA 1. Difractogramas de las bentonitas estudiadas.

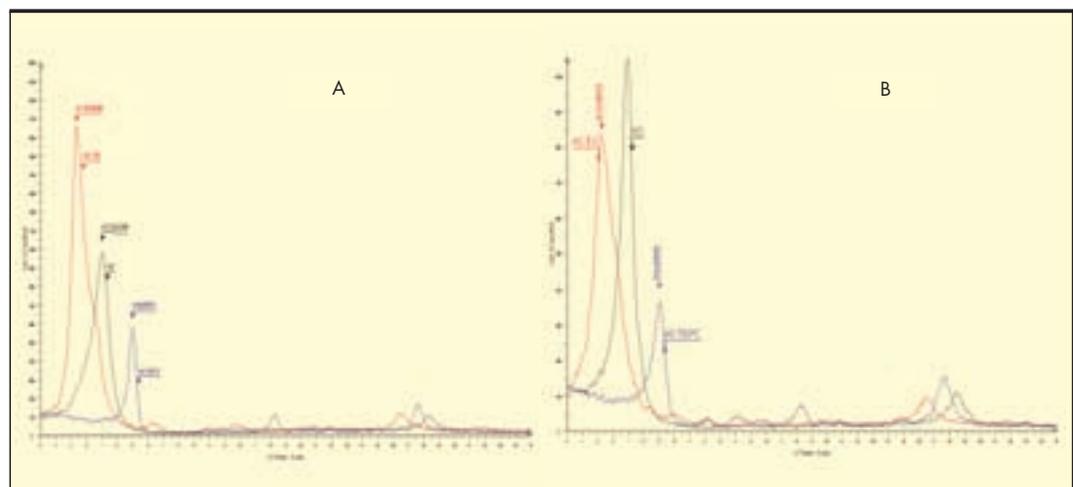


FIGURA 2. Difractogramas de los agregados orientados de las bentonitas A y B.

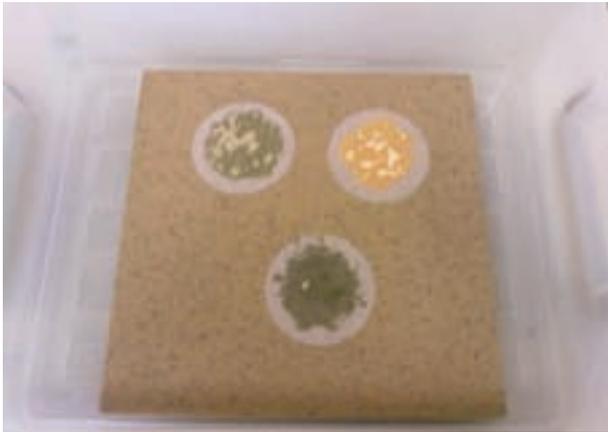


FIGURA 3. Determinación de la absorción de agua de las bentonitas mediante el método del plato poroso.

La bentonita debe estar seca y molida de tal forma que el 100% pase por el tamiz de 150 μm y que como mínimo el 80% pase por un tamiz de 75 μm . Deben registrarse la temperatura inicial y final del ensayo.

La absorción de agua se determina por diferencia de peso entre la bentonita hidratada y seca, teniendo en cuenta la corrección por la temperatura. Se expresa en tanto por ciento de absorción de agua.

2.3. COEFICIENTE DE HINCHAMIENTO

El coeficiente de hinchamiento se determinó de acuerdo a la norma ASTM D 5890-06. Este método de ensayo permite la evaluación de las propiedades de hinchamiento de una arcilla en agua para la estimación de su permeabilidad o reducción de la conductividad hidráulica en barreras geosintéticas (GBR-C).

El procedimiento consiste en adicionar muy lentamente 2 g de arcilla en una probeta con 90 ml de agua, para que hinche. La arcilla debe estar seca hasta peso constante a $105 \pm 5^\circ\text{C}$, y molida de tal manera que el 100% pase por el tamiz de 150 μm y un mínimo el 65% pase por un tamiz de 75 μm . Tras añadir

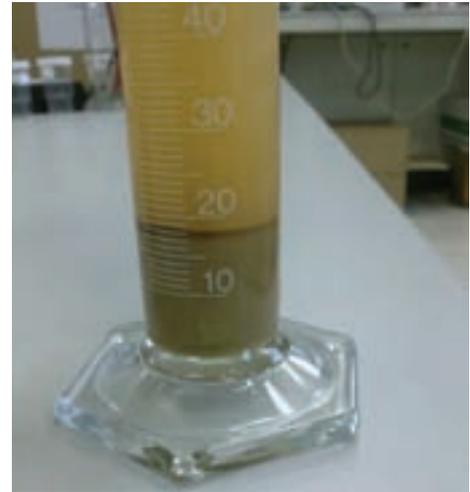


FIGURA 4. Determinación del coeficiente de hinchamiento.

los 2 g de arcilla se completa con agua hasta 100 ml, procurando dispersar cualquier partícula adherida a las paredes de la probeta. Después de un periodo de hidratación mínimo de 16 horas se mide el volumen en la probeta, expresando el resultado en ml (Figura 4).

2.4. PÉRDIDA POR FILTRADO

La pérdida de fluido por filtrado se determinó de acuerdo a la norma ASTM D 5891-02, que evalúa la utilidad de la bentonita para la reducción de la permeabilidad en las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C).

La bentonita se debe moler de tal manera que el 100% pase por el tamiz de 150 μm y como mínimo el 65% pase por un tamiz de 75 μm .

Este método de ensayo permite la evaluación de la pérdida de fluido de una mezcla de mineral arcilloso al 6% en agua. El ensayo consiste en adicionar lentamente 22.5 g de la bentonita molida en un vaso con 350 ml de agua. Tras 25 minutos de agitación con un agitador automático capaz de girar a 11000 ± 300 rpm, se cierra el vaso y se deja en reposo al menos 16 horas.



FIGURA 5. Equipo para la determinación de la pérdida de fluido por filtrado de las bentonitas.

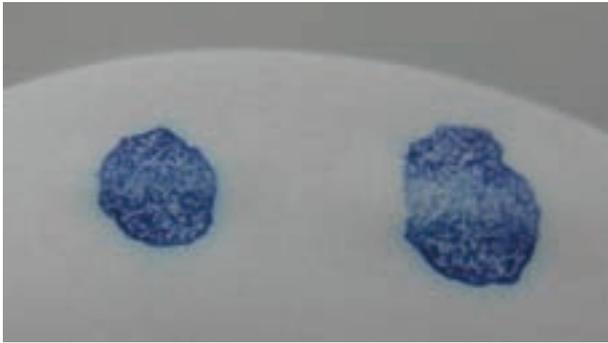


FIGURA 6. Halo turquesa alrededor de gotas de solución del ensayo del azul de metileno.

Una vez mezclada la arcilla se vierte en un recipiente en cuya base se ha dispuesto un papel de filtro (diámetro 90 mm, muy denso) y se somete el recipiente con la arcilla a una presión de 100psi (kPa). El filtrado de los primeros 7,5 minutos se descarta y se recoge en una probeta el filtrado de los 22,5 minutos siguientes. La pérdida por filtrado se expresa en mililitros. La Figura 5 muestra el aspecto general del equipo.

2.5. CAPACIDAD DE INTERCAMBIO CATIONICO

La capacidad de intercambio catiónico se determinó mediante el método de azul de metileno, de acuerdo al procedimiento interno denominado AMCOL 1.12/TP-1016. Este método está basado en la habilidad del azul de metileno para sustituir los cationes intercambiables presentes en la bentonita.

La bentonita debe tener las láminas de su estructura completamente dispersas para que los iones intercambiables Ca^{2+} y Mg^{2+} sean sustituidos por Na^+ . Tanto para el intercambio de Ca^{2+} y Mg^{2+} por Na^+ como para la dispersión, se utiliza piro-sulfato tetrasódico. Estos procesos se logran además mediante ebullición, seguido de un tratamiento ultrasónico mientras la solución se enfría. Entonces se añade a la muestra azul de metileno y después, utilizando una varilla de vidrio o una pipeta, se coloca una gota de la solución en un papel de filtro. Si no aparece un halo alrededor de la gota, se añade más azul de metileno hasta que aparece un halo bien definido de color turquesa alrededor de la periferia de la gota en el papel de filtro (Figura 6).

2.6. RESULTADOS

La Tabla 1 muestra los resultados de los ensayos de absorción de agua, coeficiente de hinchamiento, pérdida por filtrado y capacidad de intercambio catiónico para las cuatro bentonitas estudiadas.

De acuerdo con estos resultados, se puede considerar que las bentonitas A y B son de buena calidad y por tanto inicialmente adecuadas para su utilización en GBR-C mientras que las bentonitas C y D podrían considerarse de peor calidad.

2.7. EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DE DIFRACCIÓN DE RAYOS X

Para determinar la correlación entre la proporción de montmorillonita y la calidad de las bentonitas se realizó un estudio comparativo de la zona del difractograma correspondiente a los filosilicatos (Figura 7), donde los picos principales de la montmorillonita se encuentran señalados en rojo.

Se observa como la intensidad y definición del pico principal de la montmorillonita ($d=12,88$) varía de unas muestras a otras. Así, pueden hacerse las siguientes diferenciaciones:

- En las muestras A y B el pico está muy definido y tiene una gran intensidad, lo que indica que la montmorillonita se encuentra en gran proporción con lo que habría que esperar una alta capacidad de intercambio catiónico y un gran hinchamiento en estas bentonitas. Esta circunstancia las hace muy adecuadas para su empleo en la fabricación de las GBR-C.
- En las muestras C y D se observa progresivamente en el orden citado, una disminución de la intensidad del pico. Esto indica una disminución progresiva de la proporción de montmorillonita, lo que hace que sea de esperar que la capacidad de intercambio y el hinchamiento de estas bentonitas sean escasos y por tanto no sean adecuadas para su empleo en la fabricación de las GBR-C.

3. DETERMINACIÓN DE LOS ENSAYOS MÁS REPRESENTATIVOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LAS BENTONITAS

Con el fin de optimizar el procedimiento de caracterización de las bentonitas se han estudiado las correlaciones existentes entre los resultados de los ensayos realizados. Estas correlaciones se muestran en las Figuras 8, 9, 10, 11, 12 y 13.

Estas figuras ponen de manifiesto que en general existe una buena correlación entre todas las propiedades estudiadas, si bien las mejores correlaciones se obtienen entre la absorción de agua y el coeficiente de hinchamiento ($r = 0,9905$) y por otra parte, entre la pérdida por filtrado y la capacidad de intercambio catiónico ($r = 0,9203$). De esta manera, para optimizar el procedimiento para la caracterización de las bentonitas utilizando dos ensayos sencillos, podrían determinarse el coeficiente de hinchamiento y la capacidad de intercambio catiónico.

Propiedad	Bentonita			
	A	B	C	D
Absorción de agua, %	880	653	582	383
Coeficiente de hinchamiento, ml/2g	40	30	27	15
Pérdida por filtrado, ml	15.2	15.6	19.6	34.0
Capacidad de intercambio catiónico, meq/100g	95.0	97.0	70.0	54.9

TABLA 1. Propiedades de las bentonitas estudiadas.

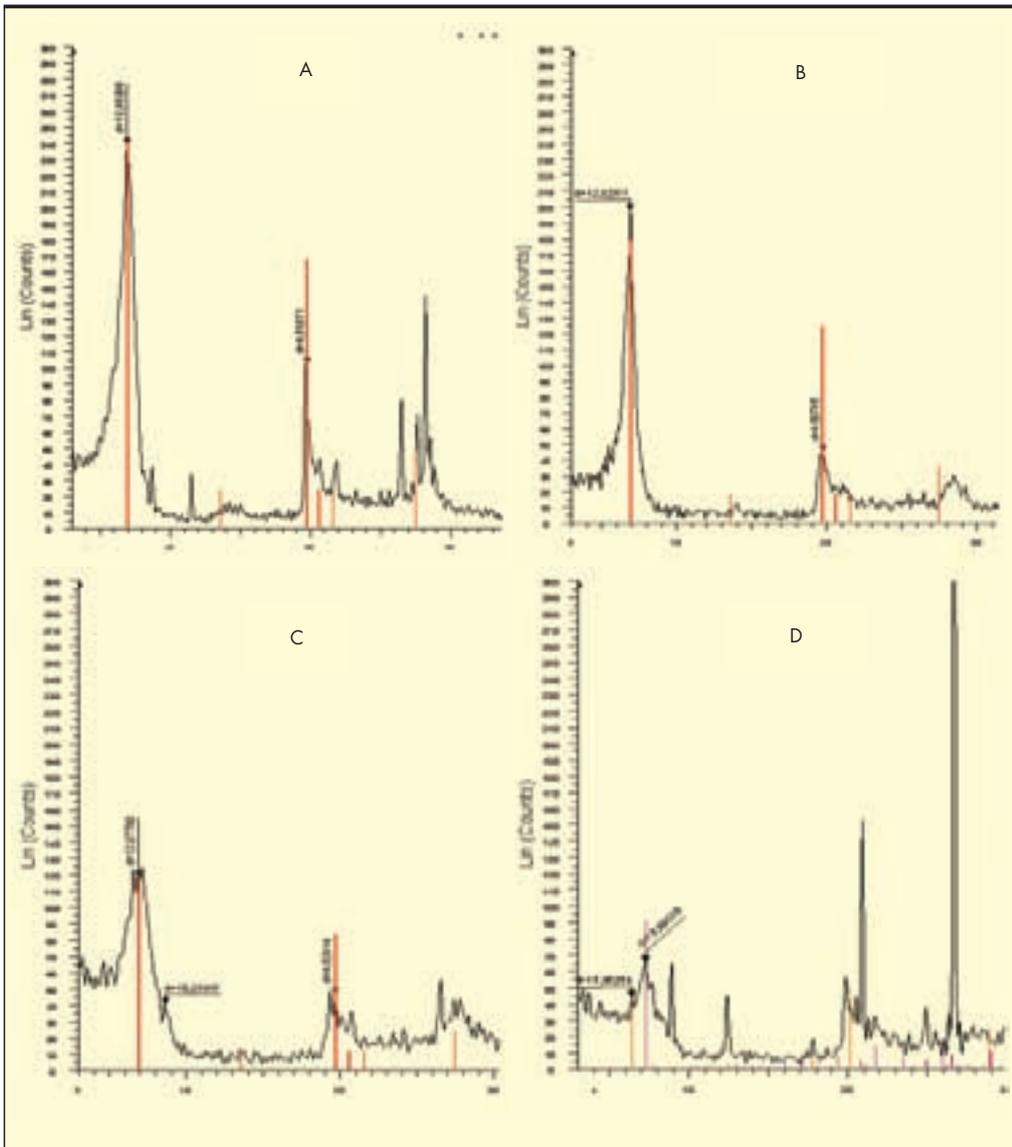


FIGURA 7. Comparación de los picos de la montmorillonita de las bentonitas estudiadas.

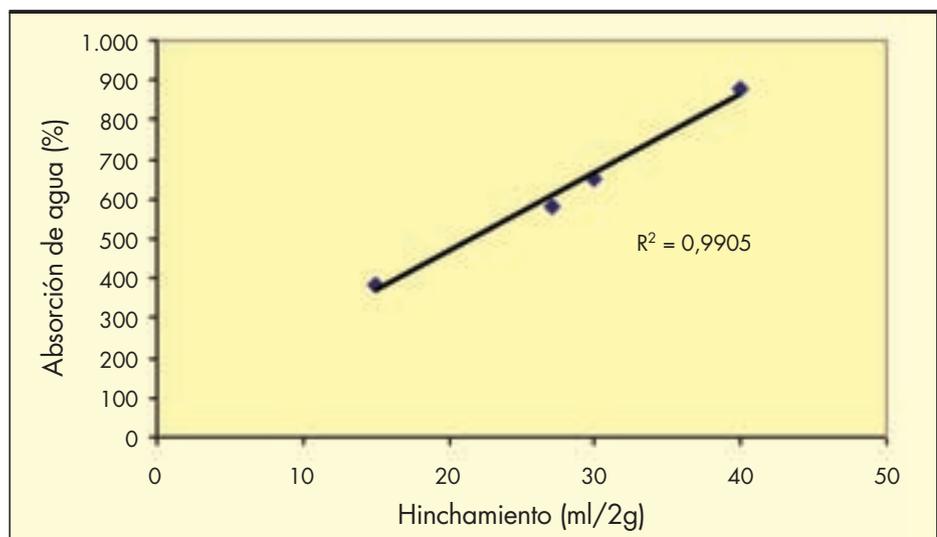


FIGURA 8. Correlación entre la absorción de agua y el coeficiente de hinchamiento.

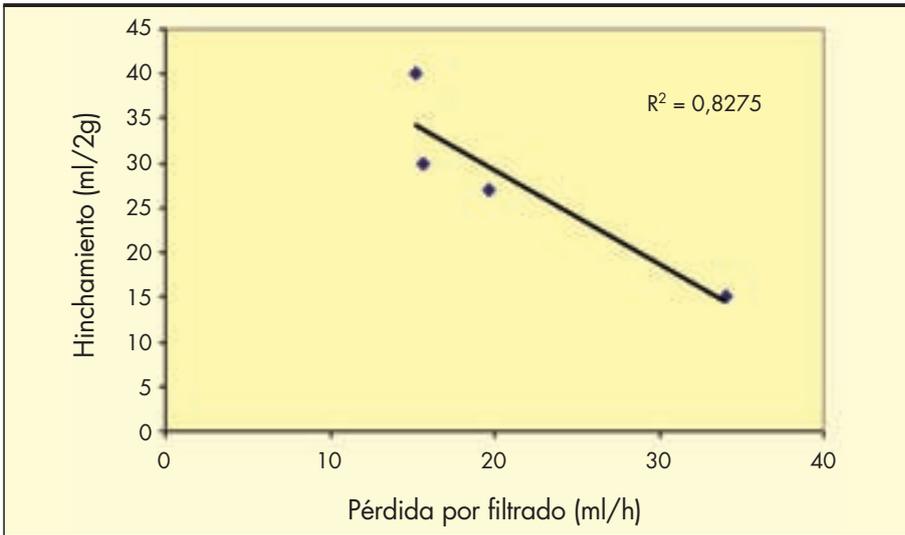


FIGURA 9. Correlación entre el coeficiente de hinchamiento y la pérdida por filtrado.

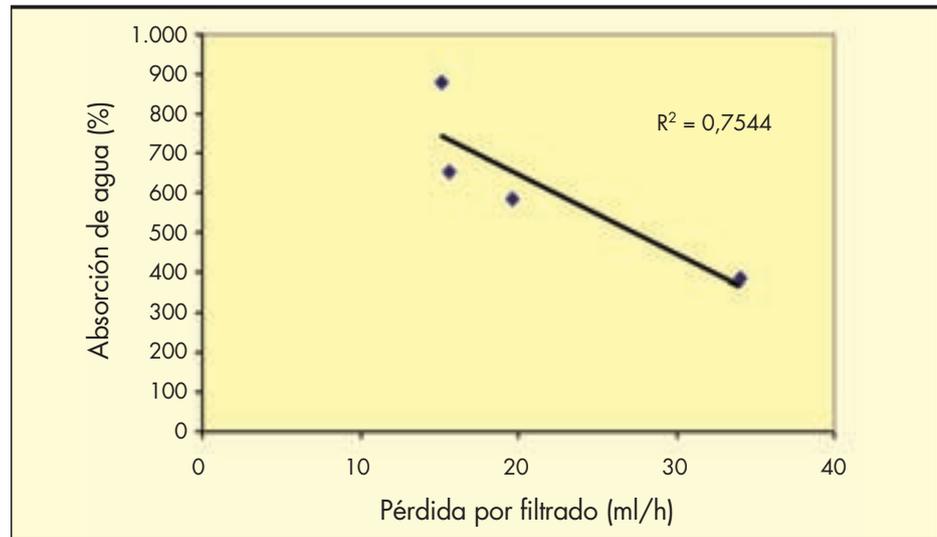


FIGURA 10. Correlación entre la absorción de agua y la pérdida por filtrado.

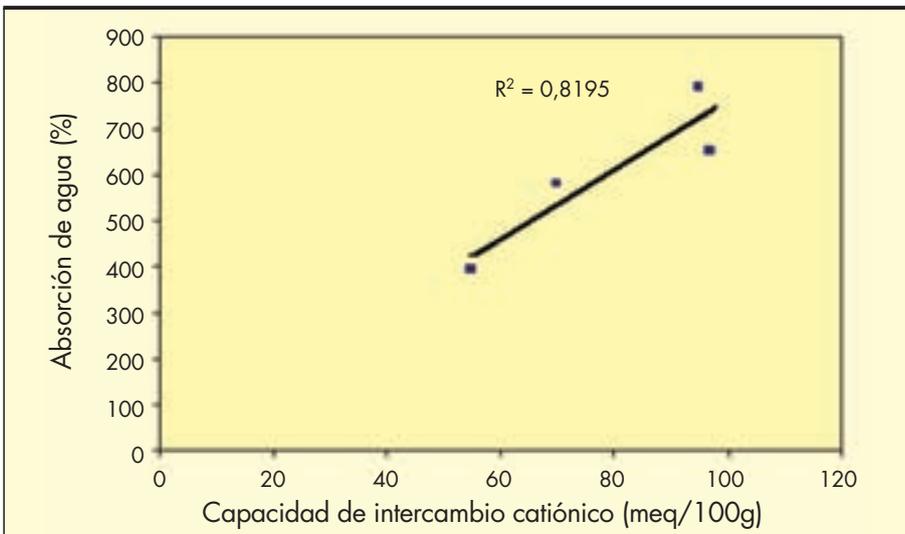


FIGURA 11. Correlación entre la absorción de agua y la capacidad de intercambio catiónico.

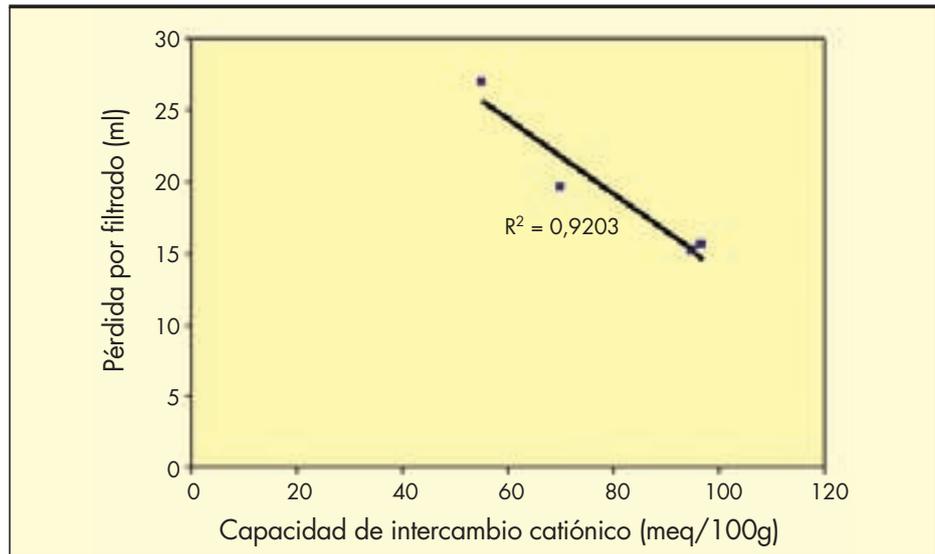


FIGURA 12. Correlación entre la pérdida por filtrado y la capacidad de intercambio catiónico.

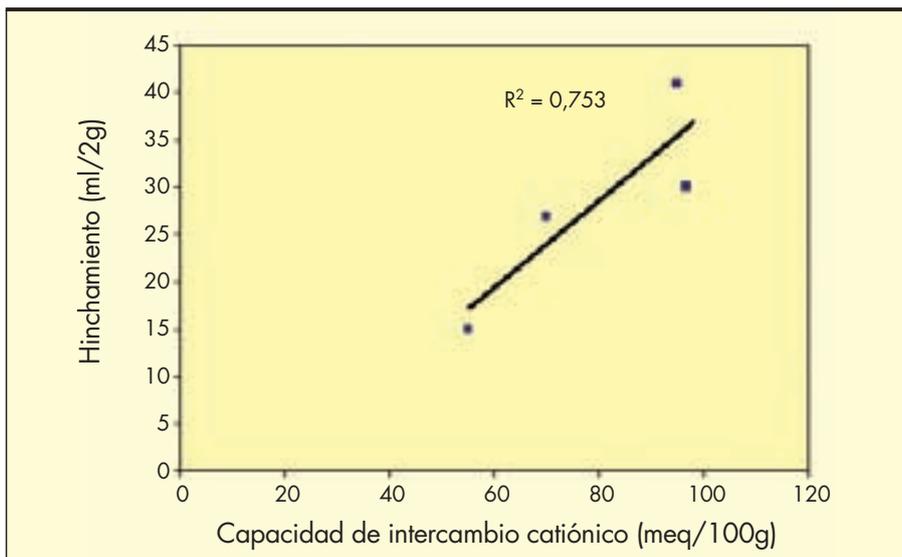


FIGURA 13. Correlación entre el coeficiente de hinchamiento y la capacidad de intercambio catiónico.

4. ENSAYO DE COMPATIBILIDAD

Para estudiar el comportamiento de una bentonita con alta capacidad de intercambio catiónico en presencia de agua con un alto contenido de sales y por tanto alta conductividad, se llevó a cabo un ensayo de compatibilidad utilizando la bentonita B, que es la que presentó una mayor capacidad de intercambio catiónico de las cuatro estudiadas.

Para este propósito, se estudiaron tres productos que contienen esta bentonita, procedentes de dos fabricantes:

- Fabricante 1
 - *Producto 1*: es una GBR-C que de acuerdo con las indicaciones del fabricante sería adecuada para utilizar en cualquier ambiente.
- Fabricante 2
 - *Producto 2*: es una GBR-C recomendada por el fabricante para utilizar en presencia de un agua de baja salinidad y por tanto baja conductividad.

- *Producto 3*: es el producto 2 modificado para ser utilizado en presencia de agua contaminada o de alta conductividad.

Para ver el comportamiento de la bentonita es muy importante conocer, no solo el hinchamiento, sino también su capacidad de retención de agua, que viene dado por la pérdida por filtrado. Los ensayos en los tres productos fueron realizados tanto con agua ultrapura de laboratorio como con el agua contaminada procedente de una obra real. La Tabla 2 muestra los resultados obtenidos.

De acuerdo con estos resultados, sería recomendable la utilización de un producto específico en presencia de aguas salinas o contaminadas.

5. CONCLUSIONES

- A partir de los resultados de los ensayos realizados, se ha llevado a cabo una clasificación de las bentonitas estudiadas dependiendo de su calidad para su utilización

Propiedad		Producto		
		1	2	3
Coeficiente de hinchamiento, ml/2g	Agua ultrapura	28	34	34
	Agua de obra	13	17	26
Pérdida por filtrado, ml	Agua ultrapura	15	15	14
	Agua de obra	52	60	23

TABLA 2. Comportamiento de la bentonita de GBR-C.

en barreras geosintéticas arcillosas. Las bentonitas A y B tuvieron muy buenos resultados de todas las propiedades estudiadas lo que las hace muy adecuadas para utilizar en las GBR-C. Las bentonitas C y D por el contrario obtuvieron malos resultados y se espera por tanto que no tengan un buen comportamiento, lo que las hace inadecuadas para ser utilizadas en las GBR-C.

- El estudio de las bentonitas mediante difracción de rayos X pone de manifiesto que las muestras contienen montmorillonita. Un estudio más detallado de los picos de este mineral indica que mientras la proporción de montmorillonita en las muestras A y B es alto y por tanto tienen buena calidad para ser utilizadas en las GBR-C, la proporción de este mineral en las bentonitas C y D es muy baja, principalmente en D, por lo tanto no serían adecuadas para utilizar en GBR-C. Estos resultados están de acuerdo con los obtenidos en los ensayos de las propiedades de las bentonitas.
- De los resultados de las correlaciones se puede concluir que para optimizar el proceso de caracterización de las bentonitas, se podrían realizar los ensayos de coeficiente de hinchamiento y capacidad de intercambio catiónico, ya que son los más simples y existe una correlación muy buena entre el hinchamiento y la absorción de agua ($r = 0,9905$), y entre la capacidad de intercambio catiónico y la pérdida por filtrado ($r = 0,9203$).
- Cuando una GBR-C va a estar en contacto con agua contaminada o salina y por tanto con una conductividad alta, es recomendable realizar un ensayo de compatibilidad para determinar el comportamiento de la bentonita con el agua de obra. Si no están garantizadas

unas adecuadas propiedades hidráulicas pueden utilizarse bentonitas tratadas con polímeros para mantener el hinchamiento de la bentonita y así realizar un sellado efectivo frente a contaminantes y evitar el intercambio iónico.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente trabajo quieren dar las gracias a Francisco García y Juan Carlos Vega por su participación en la realización de los ensayos de las bentonitas.

7. REFERENCIAS

- Leiro, A. 2009. Geosintéticos. Geotextiles y productos relacionados con geotextiles. Rutas: 132.
- Leiro, A., Mateo, B., García, H. and Llorente, S. 2011. Ensayos para la caracterización de las bentonitas utilizadas en la fabricación de las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C). *Ingeniería Civil*: 161, 111-127.
- Informe técnico CEDEX. 2010. Estudio sobre barreras geosintéticas bentoníticas.
- ASTM D5890-06. Standard test method for swell index of clay mineral component of Geosynthetic Clay Liners.
- ASTM D5891-02. Standard test method for fluid loss of clay component of Geosynthetic Clay Liners.
- ASTM E946-92. Withdrawn Standard: ASTM E946-92. Test method for water absorption of bentonite by the porous plate method.
- AMCOL 1.12/TP-1016. 2002. Methylene blue determination.

IX Máster en Túneles y Obras Subterráneas

enero-octubre

2014

www.master-aetos.com

Abierto el plazo
de inscripción

Desarrollo de módulos independientes:

- ▶ NATM – Proyecto y Construcción
- ▶ Métodos mecanizados – Tuneladoras
- ▶ Túneles a cielo abierto
- ▶ Tratamientos del terreno
- ▶ Aplicación de métodos numéricos a túneles

Con la colaboración de

Organizado por

ASSOCIATION
INTERNATIONALE DES TRAVAUX
EN SOUTERRAIN
AITES



ITA
INTERNATIONAL
TUNELLING
ASSOCIATION



COLEGIO DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES
Y PUERTOS



AETOS
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE TÚNELES Y OBRAS
SOUTERRÁNEAS



Fundación Agustín
de Betancourt

Las microscopías óptica de reflexión y electrónica de barrido como métodos avanzados de análisis para conocer el estado de las geomembranas sintéticas

JESÚS SORIANO CARRILLO (*), MANUEL BLANCO FERNÁNDEZ (**), MIGUEL ÁNGEL GARCÍA CALLEJA (***),
ÁNGEL LEIRO LÓPEZ (****), BEATRIZ MATEO SANZ (****),
ESCOLÁSTICO AGUIAR GONZÁLEZ (*****) y MOISÉS RUBIN DE CÉLIX (*****)

RESUMEN Las técnicas microscópicas se vienen empleando, ampliamente, desde hace años en el estudio de los materiales inorgánicos; sin embargo su utilización en el campo de los materiales orgánicos, y concretamente en lo relativo a las geomembranas sintéticas, es más bien escasa. En este trabajo se aplica esta tecnología innovadora a las diferentes barreras geosintéticas poliméricas donde este equipo investigador tiene experiencia. Se hace referencia a poli(cloruro de vinilo) plastificado, polietilenos, cauchos como el terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico y butilo, poliolefinas, copolímero de etileno-acetato de vinilo, polietileno clorosulfonado y polipropileno. Se comprueba la influencia de la zona de extracción así como el tiempo que ha transcurrido desde su aplicación.

OPTICAL AND SCANNING ELECTRON MICROSCOPY AS ADVANCED ANALYSIS METHODS TO DETERMINE THE CONDITION OF SYNTHETIC GEOMEMBRANES

ABSTRACT *Microscopic techniques have been widely used for years in the study of inorganic materials, however their use in organic materials and specifically, in synthetic geomembranes, is very limited. In this study, this innovative technology has been used with the different geosynthetic polymeric barriers with which this research team is experienced: plasticized polyvinyl chloride, polyethylenes, rubbers such as ethylenepropylene-diene monomer terpolymer and butyl, polyolefins, ethylene-vinyl acetate copolymer, chlorosulfonated polyethylene and polypropylene. The influence of the extraction area and the time since their application is tested.*

Palabras clave: Microscopía, Geomembranas, Impermeabilización, Análisis.

Keywords: Microscopy, Geomembranes, Waterproofing, Analysis.

1. INTRODUCCIÓN

La caracterización y evaluación periódica de las barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) se realiza mediante una serie de pruebas físico-químicas que permiten determinar, con bastante aproximación, su “estado del arte” (Aguiar & Blanco

1995, Blanco 2009, Blanco & Castillo 1991). De esas pruebas, quizás sean las características de tracción las que presentan una mayor importancia, sin olvidar la resistencia al impacto, tanto estático como dinámico. En el caso particular de las geomembranas de poli(cloruro de vinilo) plastificado, es necesario

(*) Coordinador programa Técnico Científico. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Jesus.Soriano@cedex.es

(**) Doctor en Ciencias Químicas. Jefe del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Vicepresidente de IGS España. E-mail: Manuel.Blanco@cedex.es

(***) Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. E-mail: Miguel.A.García@cedex.es

(****) Licenciado en Ciencias Químicas. Coordinador Técnico Científico del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid, España. Presidente de IGS España. E-mail: Angel.Leiro@cedex.es

(*****) Licenciada en Ciencias Químicas. Jefa de Sección Técnica del Área de Materiales. Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (CEDEX), Madrid. Asistente Secretaria de IGS España. E-mail: Beatriz.Mateo@cedex.es

(******) Balsas de Tenerife (BALTEN), Santa Cruz de Tenerife, España. E-mail: e.aguiar@blaten.es.

(******) Jefe del Área de Presas. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, Madrid, España.

llevar a cabo la prueba de doblado a bajas temperaturas, pues es un ensayo muy indicativo del estado del material.

Los procedimientos tradicionales de evaluación de las geomembranas dan una idea bastante certera de su estado en un determinado momento (Leiro *et al.* 2002, Cea & Blanco 2005, Crespo 2011), pero cuando se trata de un proceso de investigación y las condiciones científicas y económicas lo permiten se puede recurrir a otros métodos más avanzados (Rodríguez de Sancho *et al.* 1991, Paroli *et al.* 1992). Entre otros, cabe destacar la microscopía óptica de reflexión y la microscopía electrónica de barrido. Ambas técnicas son muy conocidas en el campo de la Obra Hidráulica para materiales inorgánicos (Soriano *et al.* 2007, Velasco *et al.* 2008) y desconocidas, casi por completo, en el sector orgánico. No obstante, el CEDEX lleva más de 25 años aplicando estas técnicas al campo de las geomembranas sintéticas (Ortega *et al.* 1985; Blanco *et al.* 2002; Soriano *et al.* 2006, 2010).

Las técnicas empleadas, tanto la microscopía óptica de reflexión (MOR) como la microscopía electrónica de barrido (MEB), permiten observar la textura y morfología de la geomembrana y buscar alteraciones en la superficie de la lámina no visibles de otro modo.

Gracias a las microfotografías que se toman de las muestras con los microscopios, a distintos aumentos, se puede apreciar “a simple vista” la porosidad de la lámina, grietas, microfisuras o incluso marcas de otros materiales que hayan estado en contacto con la lámina en cuestión, como es el caso de la cara interna de algunas muestras por el contacto con el terreno o el geosintético que se coloca bajo la geomembrana en la balsa.

En este trabajo se aplican estas tecnologías innovadoras a las diferentes barreras geosintéticas poliméricas donde este equipo investigador tiene experiencia. Se hace referencia a poli(cloruro de vinilo) plastificado, polietilenos, cauchos como el terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico y butilo, poliolefinas, copolímero de etileno-acetato de vinilo, polietileno clorosulfonado y polipropileno.

Se comprueba la influencia de la zona de ubicación de la extracción, de la orientación de las muestras y del tiempo que ha transcurrido desde su aplicación.

2. TÉCNICAS Y APARATOS

2.1. MICROSCOPIA ÓPTICA DE REFLEXIÓN (MOR)

Esta prueba se realizó para evaluar la degradación superficial de las láminas en comparación con una muestra del material inicial.

El estudio de las muestras se llevó a cabo mediante un microscopio Leica modelo DMRX, equipado con un sistema automático de fotografía. Las microfotografías se han tomado a aumentos de (x 40) y (x 60) con objeto de ver la textura y morfología de la geomembrana.

2.2. MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO (MEB)

Esta técnica tiene el mismo objetivo que la anterior, es decir, buscar alteraciones en la superficie de la lámina no visibles a simple vista. Como la tecnología MOR, suministra información sobre aspectos morfológicos y texturales del material.

El análisis se ha realizado mediante el empleo de un microscopio electrónico de barrido ZEISS, modelo DSM 942, que lleva incorporado un espectrómetro de dispersión de energía de rayos X, LINK, modelo Pentafet. También, y para los mismos fines, se ha utilizado otro microscopio de la misma casa comercial pero un modelo más actual, concretamente, el EVO 50 equipado con un espectrómetro de dispersión de energía de rayos X OXFORD Instruments, modelo INCA Pentafet X3. Las microfotografías se han tomado a (x 90) y (x 900) aumentos.

Las muestras poliméricas, por no ser conductoras, han sido metalizadas mediante un recubrimiento conductor de 100 a 200 micras de espesor, obtenido por la evaporación a vacío de una placa de oro-paladio (“sputtering”). Dicha metalización se ha efectuado de manera automática con una metalizadora Emitech, modelo K550.

3. RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.1. CAUCHOS

Las Figuras 1 y 2 presentan, respectivamente, por microscopía óptica de reflexión y microscopía electrónica de barrido,

FIGURA 1. Microfotografías de geomembranas originales de cauchos IIR y EPDM tomadas por microscopía óptica de reflexión a 60 aumentos.

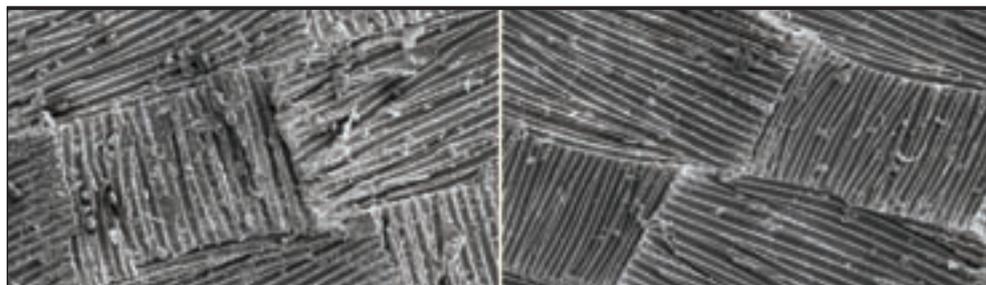
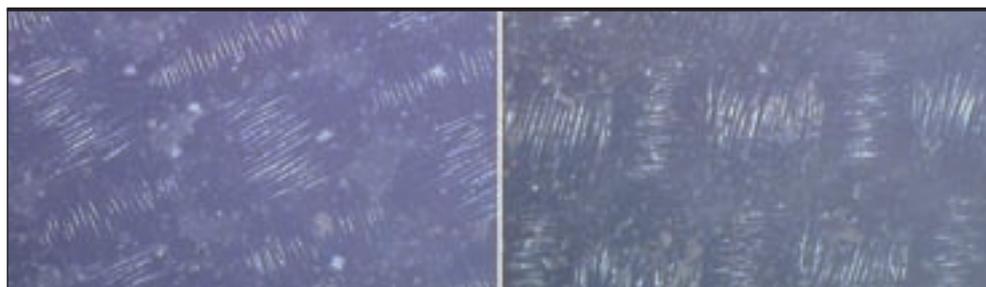


FIGURA 2. Microfotografías de geomembranas originales de cauchos IIR y EPDM tomadas por microscopía electrónica de barrido a 90 aumentos.

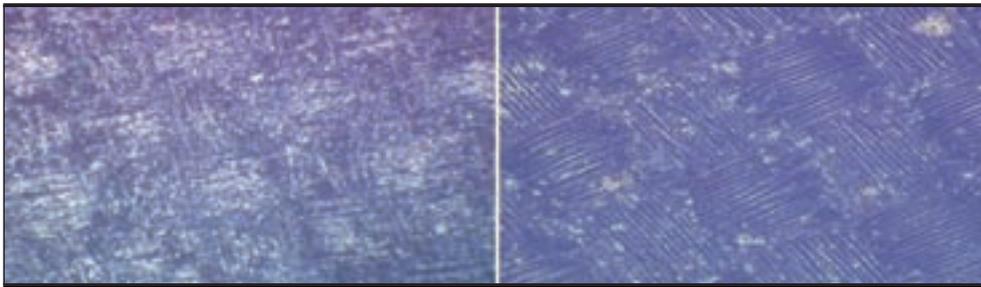


FIGURA 3. Microfotografías obtenidas por MOR (x 60) de las caras externa e interna de una geomembrana de EPDM a los once años de su instalación.

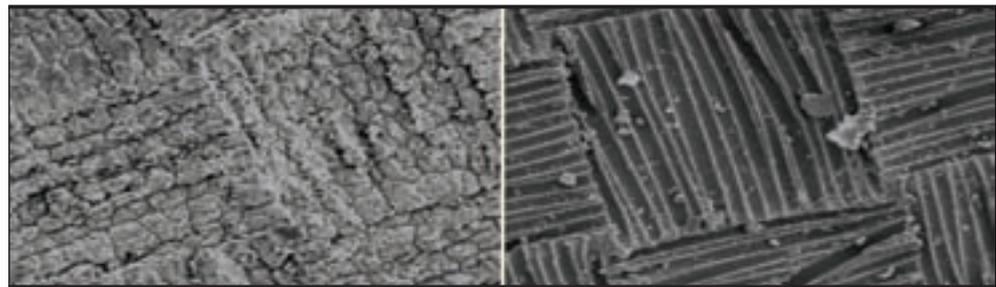


FIGURA 4. Microfotografías obtenidas por MEB (x 90) de las caras externa e interna de una geomembrana de EPDM a los once años de su instalación.

muestras originales de caucho butilo (IIR) y caucho terpolímero de etileno-propileno-monómero diénico (EPDM). Ambas técnicas permiten observar un material que podría hacer pensar en geomembranas reforzadas con un tejido de hilos sintéticos; en cambio, aunque desde ya hace bastantes años se está realizando un seguimiento a geomembranas de elastómeros reforzadas, no es este el caso, pues se trata de barreras geosintéticas homogéneas. Esa especie de trama y urdimbre que se detecta, tanto en el IIR como en el EPDM, es debida a las huellas que deja el textil utilizado en el proceso de vulcanización de estos cauchos. No todos los elastómeros, que este equipo somete a estudio, presentan esta peculiaridad ya que utilizan otros procedimientos de vulcanización y, por ello, la superficie no muestra ese entramado.

Las Figuras 3 y 4 muestran, respectivamente, por microscopía MOR y MEB, el aspecto de la superficie de una geomembrana de EPDM, en sus caras externa e interna, de una balsa ubicada en la región de Murcia a los once años de su instalación. Todavía se pueden observar las huellas del proceso de reticulación del elastómero. No obstante, se puede destacar como la cara externa sufre un grado de deterioro importante como consecuencia de su exposición a la intemperie; la cara en contacto con el soporte se encuentra en muy buen estado de conservación.

La Figura 5 representa fotos de la observación por microscopía óptica de una geomembrana de caucho butilo colocada

en el Azud de Matavacas hace 33 años (Cea de *et al.* 2002) Se puede deducir de las mismas como la cara externa presenta un mayor envejecimiento que la interna; en cualquier caso su estado de conservación es notable. No se ha podido llevar a cabo su análisis por “scanner” debido a que se produce una exudación de negro de carbono a la superficie de la geomembrana como consecuencia del tiempo que lleva instalada, hecho que dificultaba la prueba por grave deterioro del microscopio electrónico.

La Figura 6 muestra por MOR el aspecto de las caras externa e interna de una geomembrana de EPDM procedente del fondo de una balsa ubicada en el norte de la isla de Tenerife. La microscopía electrónica (Figura 7) muestra el aspecto de la cara externa a (x 90) y (x 900) de la citada barrera geosintética donde aparecen microporos y microfisuras aisladas. Ambos tipos de microscopía indican el buen estado de la geomembrana que no se ve afectada, apreciablemente, por el agua del embalse. La microscopía electrónica detecta, además, la presencia de diatomeas procedentes del agua que cubre el fondo de la citada balsa.

3.2. POLIOLEFINAS

La experiencia que tiene este equipo de investigación en cuanto a este tipo de materiales, que se podrían considerar como los más novedosos en el campo de las geomembranas



FIGURA 5. Microfotografías obtenidas por MOR (x 60) de las caras externa e interna de una geomembrana de IIR a los treinta y tres años de su exposición a la intemperie.

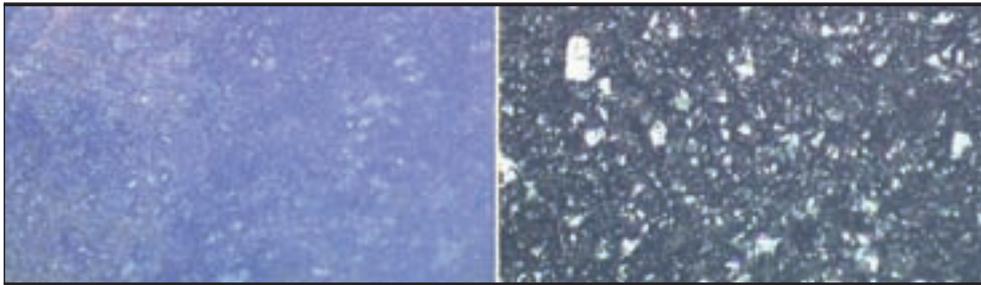


FIGURA 6. Aspecto de las caras externa e interna de una muestra de geomembrana extraída del fondo de una balsa impermeabilizada con EPDM (MOR, x 60).

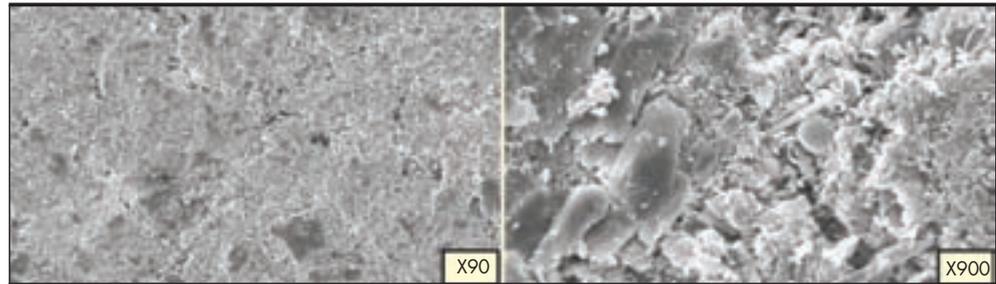


FIGURA 7. Aspecto de la cara externa de una muestra de geomembrana extraída del fondo de una balsa impermeabilizada con EPDM (MEB).

sintéticas utilizadas en la impermeabilización de Obras Hidráulicas, abarca dos clases de productos unos de carácter termoestable (POE) y otros termoplásticos (TPO). Las geomembranas que se están empleando con cierta profusión son las termoplásticas y de ello dan cuenta balsas como Los Partidos en el municipio de El Tanque (Tenerife) y presas como Puente Porto en el término de Galerne (Zamora) (Blanco *et al.* 2010a). A efectos de este trabajo se va a hacer referencia a una geomembrana termoplástica colocada en el campo experimental de El Saltadero por llevar más tiempo instalada; asimismo, la geomembrana de poliolefina elastomérica procede del mismo campo experimental (Aguilar *et al.* 2010).

La poliolefina elastomérica se colocó hace doce años, mientras que la de tipo termoplástico es mucho más reciente, solo cinco años de exposición a la intemperie. La Figura 8 refleja la cara externa de las dos poliolefinas a 60 aumentos observadas por microscopía óptica de reflexión; la primera a los doce años de instalada y la segunda a los cinco. La microscopía electrónica de barrido a 900 aumentos por la misma cara da lugar a las microfotografías que aparecen representadas en la Figura 9.

Es de destacar el mejor estado de conservación de la geomembrana de poliolefina elastomérica a pesar de llevar doce años instalada. La poliolefina termoplástica que solo lleva cinco años presenta un mayor grado de deterioro que se detecta por ambos tipos de microscopía.

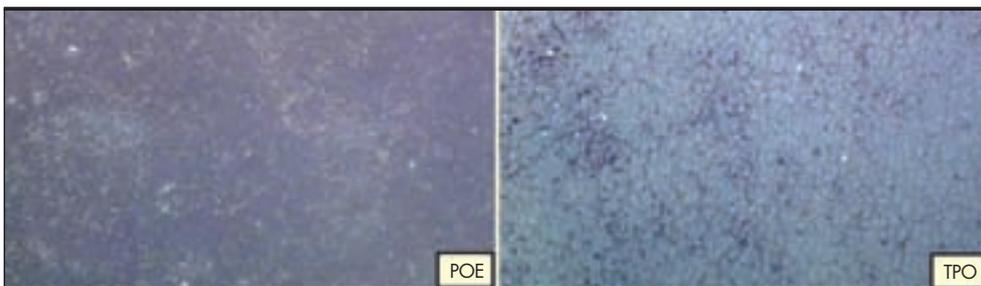


FIGURA 8. Aspecto de la cara externa de poliolefinas observadas a 60 aumentos empleando la técnica MOR.

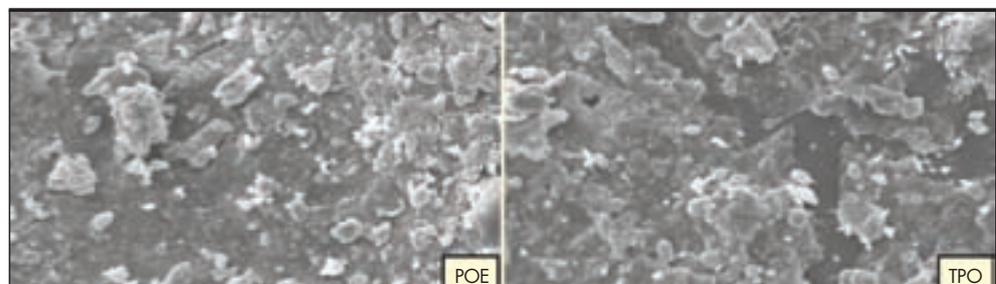


FIGURA 9. Microfotografías de las geomembranas de poliolefinas tomadas por microscopía electrónica de barrido (MEB) a 900 aumentos.

3.3. POLIETILENOS

En España se están empleando como barreras geosintéticas poliméricas distintos tipos de polietilenos a los que vamos a denominar a efectos de este trabajo de alta (PEAD), media (PEMD), baja (PEBD) y muy baja densidad (PEMBD).

El polietileno de baja densidad (PEBD) se utiliza siempre enterrado, previa preparación adecuada del soporte; era muy común su uso por parte de pequeños agricultores para balsas de riego, tanto en el sudeste de la Península Ibérica como en las Islas Canarias. En los últimos años se han construido balsas de gran capacidad, superiores al hm^3 , como es el caso de Plá Mateos en Alicante. Realmente, hoy no se consideraría una geomembrana sino un "film" ya que el espesor suele rondar los 0.3 mm. No obstante, hay experiencia con este material en balsas que superan los 30 años de buen funcionamiento. El polietileno de muy baja densidad (PEMBD) por su buena resistencia al impacto estático o punzonamiento se

está utilizando en depósitos donde el terreno no está bien compactado y materiales inorgánicos podrían perforar la lámina, un ejemplo sería la balsa de El Cerrillo del Libro en la zona almeriense de El Ejido. De los otros dos polietilenos considerados el de mayor utilización en nuestro país es el de alta densidad (PEAD) que podría decirse que es la geomembrana más empleada en la actualidad (Blanco *et al.* 2010b).

Las Figuras 10 y 11 representan a los cuatro polietilenos de distintas densidades observados por microscopía óptica y electrónica, respectivamente. El análisis microscópico se realizó en muestras tomadas a los ocho años de instaladas las geomembranas. Cabe señalar que desde el punto de vista microscópico, el de mejor comportamiento corresponde al de baja densidad (PEBD) lo cual parece lógico, pues no está expuesto a las radiaciones ultravioletas procedentes del sol. La mayor degradación se observa en las geomembranas de polietilenos de media (PEMD) y de muy baja densidad (PEMBD).

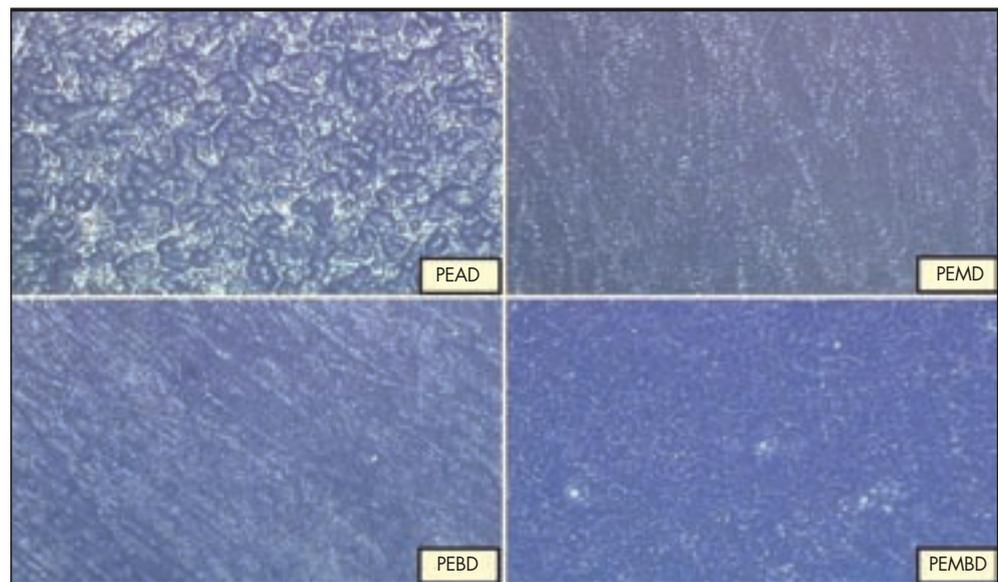


FIGURA 10. Microfotografías de muestras de geomembranas de polietileno de distintas densidades, en su cara externa, a los ocho años de instaladas en balsas (MOR, x 60).

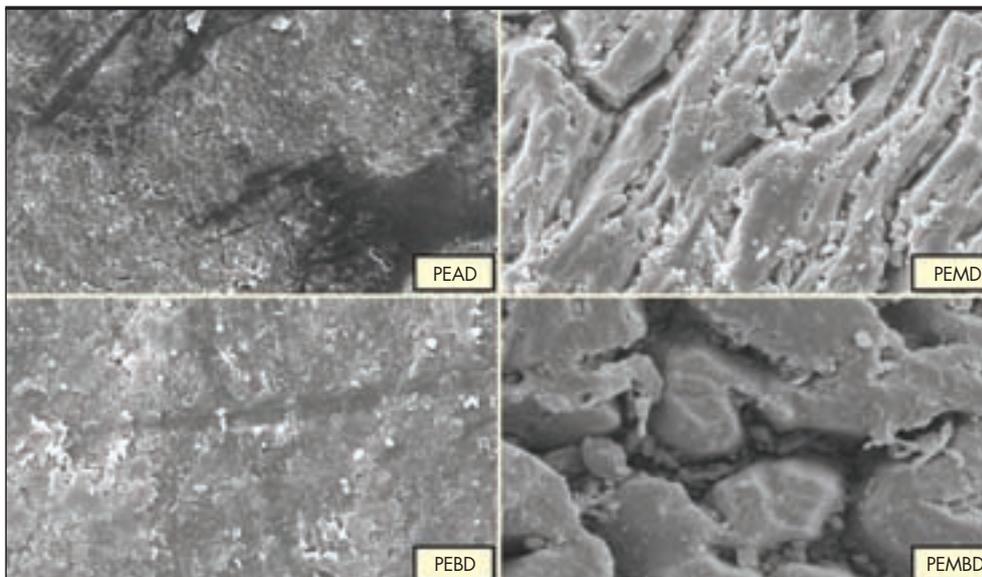


FIGURA 11. Microfotografías de muestras de geomembranas de polietileno de distintas densidades, en su cara externa, a los ocho años de instaladas en balsas (MEB, x 900).

FIGURA 12. Microfotografías de una muestra original de geomembranas de PEAD colocada en la balsa de Peguera, observada por MOR, (x 60) y MEB (x 90).

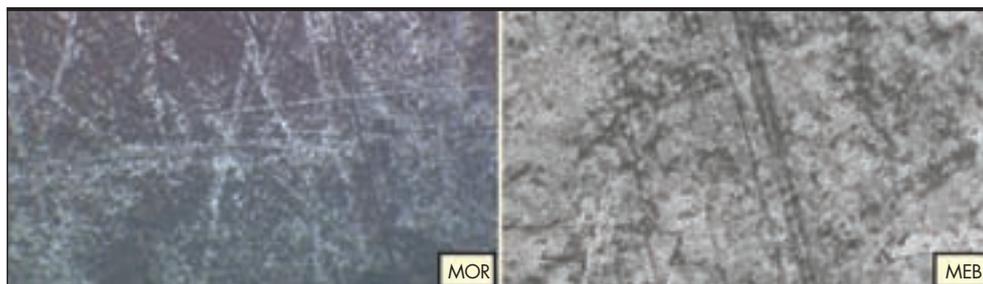
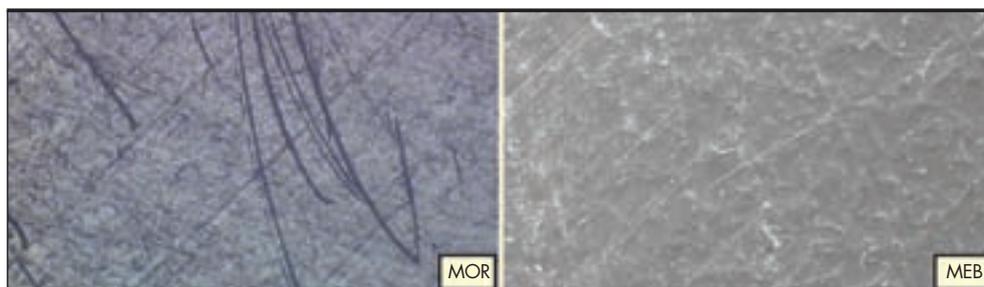
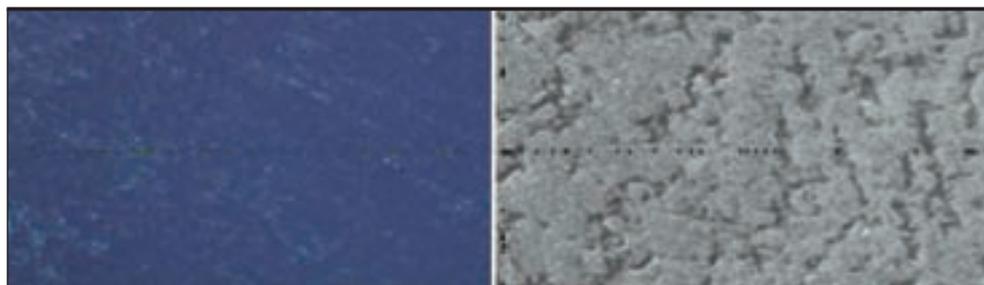


FIGURA 13. Microfotografías de la cara externa de la geomembrana de PEAD a los 18 años de su instalación, observada por MOR (x 60) y MEB (x 90).

FIGURA 14. Aspecto de la cara externa de la geomembrana de PEAD a los 18 años de su instalación, observada por MOR, (x 60) y MEB (x 90).



Como se ha mencionado en este mismo epígrafe, las geomembranas a base de polietileno de alta densidad son las de uso más común en la impermeabilización tanto de balsas como de vertederos (Giroud & Touze-Foltz 2003, Mateos 2010, Zornberg 2010). Originalmente, las técnicas microscópicas generan fotografías de la superficie del material que se pueden considerar homogéneas y uniformes. En el caso de este tipo de geomembrana, es muy frecuente encontrar en su superficie estrías debidas a la manipulación del material, que suelen aparecer, también, durante los controles periódicos y, en ocasiones, en mayor proporción ya que además de las relativas a la manipulación se observan las de contacto con el soporte en su cara interna. La Figura 12 presenta el aspecto original de la geomembrana de PEAD instalada en la balsa de Peguera, en el municipio de Calviá (Mallorca) observada por las microscopías MOR (x 60) y MEB (x 90), donde se aprecian las estrías anteriormente citadas.

La Figura 13 muestra el aspecto de la cara externa de la geomembrana de PEAD tanto por MOR (x 40) como MEB (x 90) a los quince años de instalada en la balsa de El Palmar (Buenavista del Norte-Tenerife) donde se puede apreciar el envejecimiento sufrido y aún detectar las estrías sobre su superficie. La Figura 14 presenta la cara externa de una geomembrana de PEAD a los 18 años de su instalación donde se aprecia un grado mayor de deterioro. Las observaciones se han realizado por MOR (x 60) y MEB (x 90).

3.4. POLI(CLORURO DE VINILO) PLASTIFICADO

El poli(cloruro de vinilo) plastificado ha sido el material al que este equipo aplicó por primera vez estas tecnologías, que permitieron seguir su evolución y estado de conservación a lo largo de su vida útil (Ortega *et al.* 1984, Blanco *et al.* 2010c).

La Figura 15 recoge las observaciones microscópicas llevadas a cabo sobre la geomembrana original de PVC-P homogénea empleada en la impermeabilización de la solera de la balsa de Puertas de Murcia, en Orihuela-Alicante (Zapata *et al.* 2010). En la parte superior se encuentran las microfotografías correspondientes a la técnica MOR a 40 y 60 aumentos. En la parte inferior se presentan las observaciones realizadas por MEB a 90 y 900 aumentos. Todas ellas indican un material en muy buen estado, con una textura homogénea y uniforme.

Las microfotografías presentadas en la Figura 16 muestran la cara externa, del talud norte y sur, de la geomembrana de PVC-P reforzada con hilos sintéticos utilizada en el sistema de impermeabilización de la balsa de San Mauro, en el municipio palmero de Puntagorda, a los quince años de su puesta en obra. La microscopía óptica se realizó a 60 aumentos mientras que la electrónica se llevó a cabo a 90. Aunque las dos muestras presentan un notable grado de deterioro, la procedente del talud norte, es decir, la orientada hacia el sur, presenta una degradación más acusada, lo que es indicativo de la importancia de la orientación en la degradación de una geomembrana.

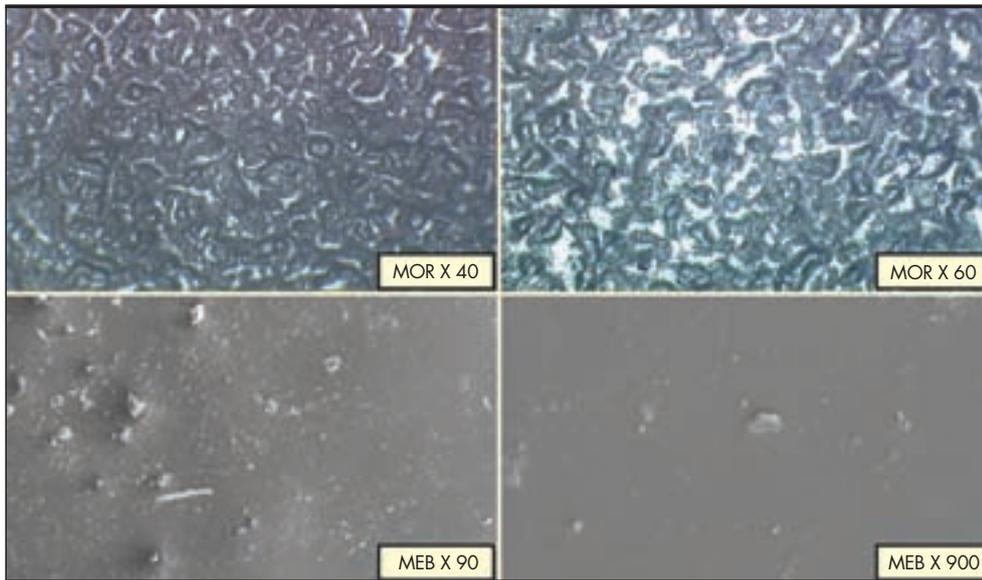


FIGURA 15. Microfotografías de la muestra original de la geomembrana de PVC-P homogénea utilizada en la impermeabilización del fondo de la balsa de Puertas de Murcia.

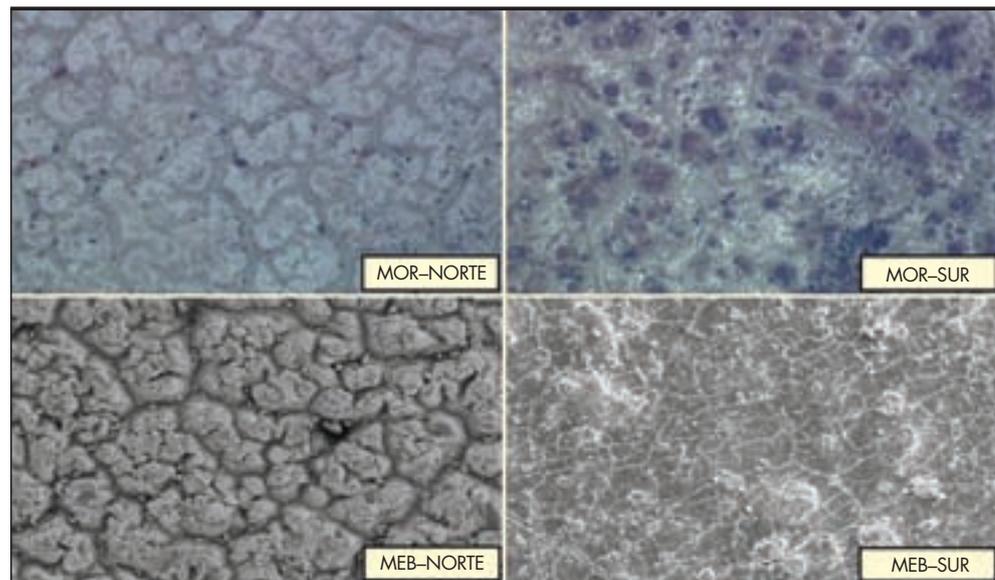


FIGURA 16. Microfotografías de la cara externa de los taludes norte y sur, en coronación, a los 15 años de instalada la geomembrana de PVC-P reforzada con hilos sintéticos utilizada en la impermeabilización de la balsa de San Mauro.

3.5. OTROS MATERIALES

En este apartado se hace referencia a otros materiales cuya utilización no es tan frecuente, concretamente a geomembranas sintéticas a base de copolímero de etileno-acetato de vinilo (EVA/C), polietileno clorosulfonado (CSM) y polipropileno (PP). En la Figura 17 se presentan las microfotografías relativas a los tres materiales por microscopía óptica de reflexión a 60 aumentos (parte izquierda) y por microscopía electrónica a 900 aumentos (parte derecha). La tecnología MOR indica una degradación superficial en las tres geomembranas, siendo la de más importancia la correspondiente al polipropileno. El “scanner” detecta, en todos los casos, superficies con cuarteamientos y notable microfisuración. La observación se ha llevado a cabo a los quince años de exposición al clima subtropical del sur de la isla de Tenerife.

La Figura 18 muestra el aspecto original por microscopía electrónica de barrido de la lámina de polipropileno que

forma parte de la impermeabilización de la balsa de La Contraviesa (Figura 19), en La Alpujarra granadina, donde el embalse se encuentra a una cota superior a los 1560 m. En la Figura 20 se presenta el aspecto de la lámina de PP por microscopía óptica a los doce años de instalada la geomembrana; se comprueba ya la existencia de un cuarteamiento incipiente. La Figura 21 presenta microfotografías de la geomembrana de PP tomadas mediante microscopio electrónico por su cara externa a 90 y 900 aumentos a los doce años de su puesta en obra.

4. CONCLUSIONES

Las técnicas microscópicas son de gran ayuda a la hora de dictaminar el estado de una geomembrana sintética en un determinado momento. Las voces críticas sobre estos métodos hablan de equipos económicamente caros, ahora bien, la mi-

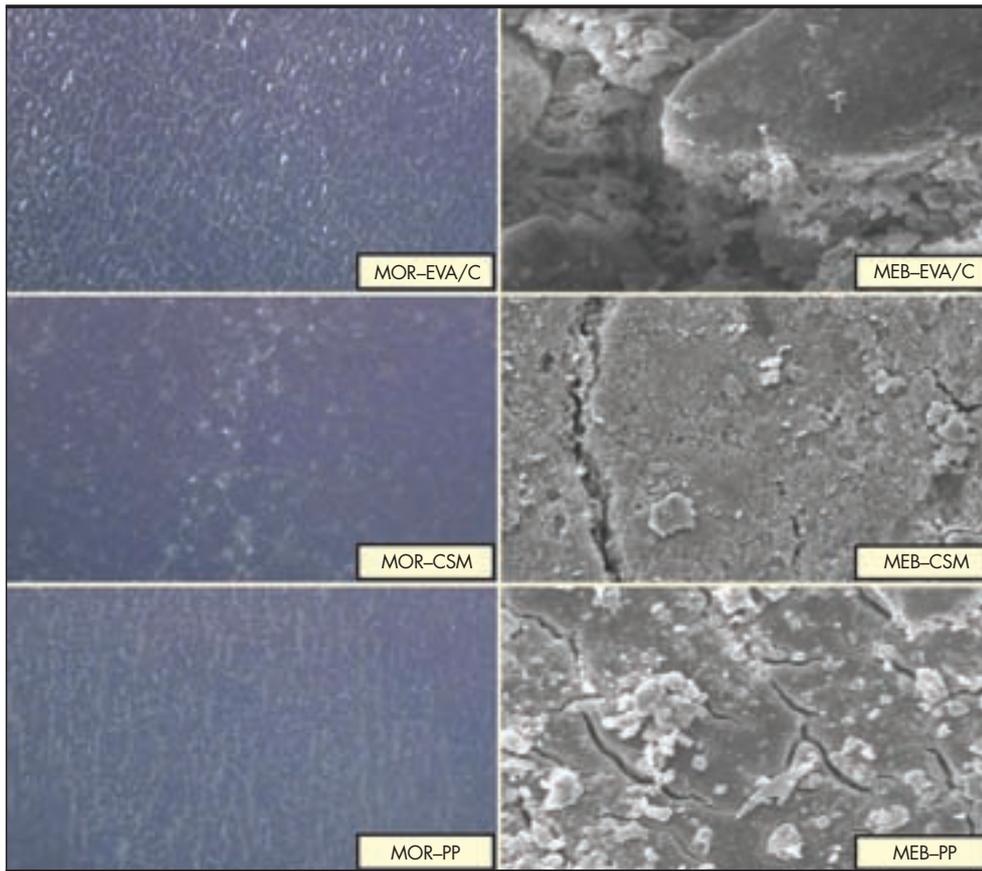


FIGURA 17. Microfotografías de la cara externa de las geomembranas de EVA/C, CSM y PP a los 15 años de instaladas.

croscopía electrónica de barrido sí lo es, pero no así la microscopía óptica que está al alcance de cualquier presupuesto, incluso en épocas de crisis. Del estudio realizado se podría comentar lo siguiente:

1. Las microfotografías analizadas de las geomembranas de distinta naturaleza indican que la exposición a las radiaciones UV procedentes del sol afectan de una manera notable a este tipo de materiales orgánicos. Esta influencia

empieza a notarse desde los primeros años de su instalación y se incrementa a medida que pasa el tiempo. Este fenómeno lo pone de manifiesto la gran diferencia de comportamiento entre la cara externa y la interna en contacto con el soporte, así como en probetas extraídas del fondo y las tomadas en la coronación de la balsa.

2. El efecto de las citadas radiaciones ultravioletas es mucho más importante en las geomembranas de tipo

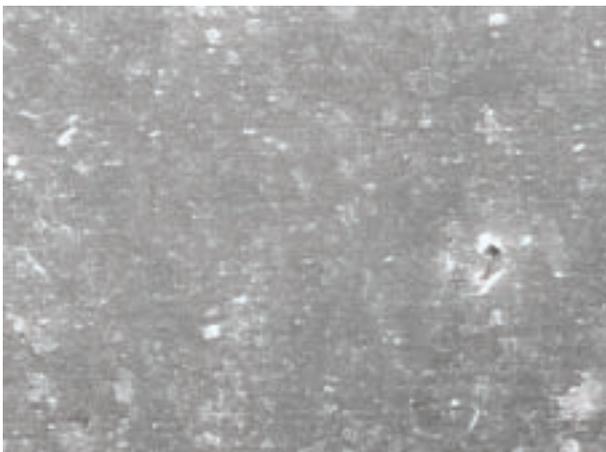


FIGURA 18. Superficie original de la geomembrana de polipropileno de la balsa de La Contraviesa, observada por microscopía electrónica de barrido.



FIGURA 19. Balsa de La Contraviesa impermeabilizada con una geomembrana de polipropileno.



FIGURA 20. Aspecto de la cara externa de la geomembrana de PP extraída de la balsa de La Contraviesa a los doce años de su instalación (MOR x 60).

termoplástico que en las de carácter termoestable, como los cauchos.

- Las técnicas aplicadas ponen de manifiesto la importancia de la orientación de la toma de muestras; puesto que al estar nuestro país ubicado en el hemisferio norte las probetas extraídas de la coronación de los taludes norte, esto es, orientadas hacia el ecuador, o lo que es lo mismo hacia el sur, son las que sufren un mayor deterioro y en menos tiempo.
- Por último, cabría comentar que los resultados alcanzados mediante la microscopía óptica de reflexión y la microscopía electrónica de barrido deben ser analizados con mucho cuidado, pues se pueden detectar microfisuras, microgrietas u otros efectos patológicos que no sean debidos a procesos de degradación y la etiología de los mismos habría que buscarla en el transporte del material, la toma de muestras o la preparación de las probetas.

5. BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, E. & Blanco, M. 1995. Experience in Connection with the Performance of Plasticized poly(vinyl chloride) Sheeting in Tenerife Basin Sealing. *Proc. Symposium on Research and Development in the Field of Dams*: 361-375. Crans-Montana (Suiza).

Aguiar, E., Blanco, M., Vara, T., Soriano, J. y Armendáriz, V. 2010. Una década de experiencia en el comportamiento de una geomembrana de poliolefina elastomérica. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 721-730. Barcelona.

Blanco, M. 2009. Experiencia española en el empleo de geomembranas en la impermeabilización de balsas. *III Seminario Portugués sobre geosintéticos*. Coimbra, noviembre.

Blanco, M., Aguiar, E., Cea, C. de, Castillo, F. y Soriano, J. 2010b. El polietileno en la impermeabilización de balsas. *Ing. Civil*: 159, 57-64.

Blanco, M. y Castillo, F. 1991. Control periódico de los materiales orgánicos utilizados en la impermeabilización de balsas de agua. *An. J. Eng. Estruct.*: 5, 115-125 Portoalegre (Brasil), noviembre.

Blanco, M., Castillo, F., García, F. y Soriano, J. 2010a. Las geomembranas sintéticas en la rehabilitación y mantenimiento de paramentos de presas. *Dam Maintenance and Rehabilitation II*. In Romeo et al. (eds.) Taylor & Francis Group: 335-341. London.

Blanco, M., Rico, G., Pargada, L., Aguiar, E., Castillo, F. y Crespo, M. A. 2010c. Influencia del tipo de plastificante en la durabilidad de las geomembranas de PVC-P. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*, 347-357: Barcelona.

Blanco, M., Soriano, J., Aguiar, E. y Zaragoza, G. 2002. Análisis microscópico de geomembranas sintéticas utilizadas en la impermeabilización de embalses. *Ing. Civil*: 127, 51-59.

Cea, J.C. de, Asanza, E. y Blanco, M. 2002. Algunas ideas relativas a la protección e impermeabilización de paramentos de presas de hormigón. *Dam Maintenance & Rehabilitation*. In Llanos and col. (eds.). Editorial Balkema: 777-782 Rotterdam.

Cea, J. C. de y Blanco, M. 2005. Las geomembranas sintéticas en la impermeabilización de obras hidráulicas. *Proc. I Congreso Nacional de Impermeabilización*. Madrid, junio.

Crespo, M. A. 2011. Comportamiento de barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) a base de poli(cloruro de vinilo) plastificado de distinta formulación, instaladas en embalses. *Tesis Doctoral*. Universidad Complutense de Madrid.

Giroud, J. P. & Touze-Foltz, N. 2003. Geomembranes for Landfills. *Geosynthetics International*: Vol. 10, Nº 4: 124-133.

Leiro, A., Blanco, M. y Zaragoza, G. 2002. Performance of synthetic geomembranes used in waterproofing of spanish reservoirs. *Geosynthetics 7th ICG*. In Delmas, Gourc & Girard (eds.). Editorial Balkema: 979-982 Rotterdam.

Mateos, S. 2010. Estabilización y restauración de vertederos en la región de Murcia. Sellado y construcción de un nuevo relleno sanitario en Santo Tomé y Príncipe. *Proc. 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3er Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 173-180. Barcelona.

Ortega, J. J., Blanco, M. y Cuevas, A. 1984. Acción de las radiaciones U.V. sobre el poli(cloruro de vinilo) flexible. *Materiales de Construcción*: 34 (196), 43-48.

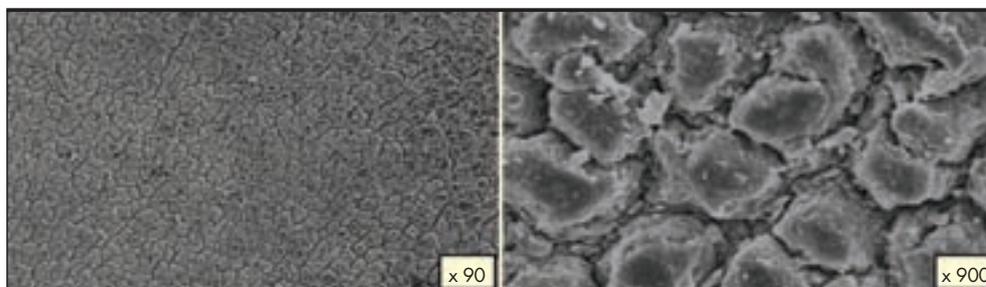


FIGURA 21. Microfotografías de la cara externa de la geomembrana de PP de la balsa de La Contraviesa a los doce años de su instalación por MEB a (x 90) y (x 900).

Ortega, J. J., Blanco, M., Cuevas, A. y Barba, C. 1985. Efecto de las radiaciones UV sobre el poli(cloruro de vinilo) plastificado. *Rev. Plast. Modernos*: 49 (346), 461-464.

Paroli, R. M., Rodríguez de Sancho, I., Blanco, M. y Dutt, O. 1992. Characterization of bitumens using high performance gel permeation chromatography and thermal analysis for improving performance of bitumen/polymer blends for waterproofing. *Proc. VIII Congreso Internacional. Asociación Internacional de la Impermeabilización*: 418-430. Madrid.

Rodríguez de Sancho, I., Blanco, M., Montero, L., Hernández, D. y Pargada, L. 1991. Nuevos métodos analíticos avanzados para investigación y desarrollo de materiales en Ingeniería Civil. *An. J. Eng. Estruct.* 5, 137-148. Portoalegre (Brasil), noviembre.

Soriano, J., Alaejos, P., Bermúdez, M. A., García Calleja, M. A. y Lanza, V. 2007. Estudio del hormigón de una presa afectada por una reacción álcali-árido. *Ing. Civil*: 146, 49-54.

Soriano, J., Blanco, M., Aguiar, E. y Burgos, J. 2010. La microscopía como método de análisis en el estudio de geomembranas sintéticas de PVC-P. *Proc. 3^{er} Congreso Nacional de*

Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3^{er} Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas: 411-422. Barcelona.

Soriano, J., Blanco, M., Aguiar, E. y Cea, J. C. de. 2006. Las técnicas de microscopía óptica de reflexión y electrónica de barrido en el conocimiento del estado de las geomembranas sintéticas. *Ing. Civil*: 143, 17-22.

Velasco, A., García Calleja, M. A. y Soriano, J. 2008. Aplicación de técnicas microscópicas en el estudio de la reactividad potencial de los áridos. *VIII Jornadas Españolas de Presas*. Córdoba, noviembre.

Zapata, F. A., Pérez, M. y Soriano, B. 2010. Impermeabilización con geomembrana de un embalse mixto (hormigón-materiales sueltos) en Orihuela (Alicante). *Proc. 3^{er} Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas y 3^{er} Simposio Nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas*: 235-249. Barcelona.

Zornberg, J. G. 2010. Utilización de geosintéticos en vertederos. *Conferencia sobre utilización de geosintéticos en vertederos*. IGS y CEDEX, Madrid.

Aplicación de una mezcla de suelos para el desarrollo de la capa de apoyo "estable" a lo largo del tiempo en los taludes para la geomembrana de la balsa "Conseller José Ramón García Antón" en Elche. Alicante.

FRANCISCO JAVIER FERRÁN GOZÁLVEZ (*), CARLOS FERRER GISBERT (**), MIGUEL REDÓN SANTAFÉ (***),
MODESTO PÉREZ SÁNCHEZ (****), JUAN BAUTISTA TORREGROSA SOLER (*****),
FRANCISCO JAVIER ZAPATA RABOSO (*****) y FRANCISCO JAVIER SÁNCHEZ ROMERO (*****)

RESUMEN La ejecución de balsas de materiales sueltos, así como su viabilidad económica, se fundamentan en el aprovechamiento de los materiales excavados existentes en la zona de actuación para llevar a cabo las obras. Salvo contadas ocasiones, la ejecución de los diques no presenta problemas estructurales o de puesta en obra. Por el contrario, la mayoría de las veces, no resulta tan trivial la ejecución de una capa de suelo que sirva de apoyo para la geomembrana, la cual presente unas características granulométricas que no provoquen el punzonamiento de la geomembrana y sea "estable mecánicamente" a lo largo de la vida útil a fenómenos de fricción, como consecuencia de los efectos del oleaje y dilatación-contracción de la geomembrana.

En la presente comunicación se presenta la experiencia teórica y práctica llevada a cabo en balsa de materiales sueltos "Conseller José Ramón García Antón" en el Término Municipal de Elche (Alicante), con una capacidad de 435.500 m³ integrada en el sistema hidráulico del Postravase Júcar-Vinalopó.

APPLICATION OF A MIXTURE OF SOILS TO CREATE A STABLE LAYER OF SUPPORT ON THE SLOPE IN PONDS WATERPROOFED WITH GEOMEMBRANES. APPLICATION TO A SPECIFIC CASE IN THE RESERVOIR "CONSELLER JOSE RAMON GARCIA ANTON" IN ELCHE (ALICANTE)

ABSTRACT *This text presents the experience developed in a reservoir in Elche (Alicante). This communication explains the importance of the layer of support to prevent the punching. This phenomenon can occur in a reservoir that has a deficient layer of support. Also, the paper describes the requirements to be met by the support layer to perform its function.*

Palabras clave: Capa de apoyo, Geomembrana, Mezcla de suelos.

Keywords: Layer of support, Geomembrane, Mixture of soils.

(*) Doctor ingeniero agrónomo. Profesor titular de la Universidad Politécnica de Valencia. E-mail: jferran@agf.upv.es

(**) Doctor ingeniero agrónomo. Profesor titular de la Universidad Politécnica de Valencia. E-mail: caferrer@agf.upv.es

(***) Doctor ingeniero agrónomo. Profesor colaborador de la Universidad Politécnica de Valencia. E-mail: miresan@agf.upv.es

(****) Ingeniero Agrónomo. Consultor privado. Master en ingeniería hidráulica y medioambiente por la UPV. E-mail: mopesan1@upvnet.upv.es

(*****) Doctor ingeniero agrónomo. Profesor titular de la Universidad Politécnica de Valencia. E-mail: jbtorreg@fis.upv.es

(*****) Doctor ingeniero agrónomo. Jefe de la sección de planificación hidráulica de la Dirección General del Agua de la Generalitat Valenciana de Alicante. E-mail: zapata_fra@gva.es

(*****) Ingeniero agrónomo. Profesor colaborador de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural, Universidad Politécnica Valencia. Valencia, España. E-mail: fcosanro@agf.upv.es



FIGURA 1.

1. INTRODUCCIÓN

En la impermeabilización de balsas con geomembranas, un problema que puede presentarse ajeno a las características de la lámina impermeabilizante es el punzonamiento.

Los problemas de punzonamiento suelen aparecer, salvo casos excepcionales, cuando la balsa lleva puesta en servicio varios años (Figura 2). Esto se debe a que debido a las acciones de peso propio del agua y otras como el oleaje unidas a los movimientos de la geomembrana como consecuencia de la variación de temperaturas aparecen los elementos más gruesos contenidos en el talud.

Para evitar esta problemática se actúa instalando, en fase de construcción, en la mayoría de los casos, dos barreras de "protección":

1. Una capa de apoyo de material granular fino, preferentemente cohesivo y de poco espesor (10-25 cm en los espaldones de terraplén y de mayor espesor 25-80 cm en los espaldones de desmante). En los casos en los que el material disponible no sea cohesivo, se deberá añadir ligantes o estabilizantes que doten de estabilidad a la



FIGURA 2. Fisuras circulares originadas por punzonamiento en una lámina de PVC llevada al límite de su envejecimiento.

capa de apoyo. En la mayoría de las ocasiones el ligante empleado es betún a bajas dosificaciones (1-5%).

2. Instalando sobre la capa de apoyo un geotextil, con un gramaje no inferior a 400 gr/m². Existen casos, por las características del apoyo que puede instalarse un geodren, no con la finalidad de drenaje sino de "acolchar" la lámina sobre el talud o fondo del vaso.

2. ANTECEDENTES

La solución planteada en el presente texto se ha desarrollado en la construcción de la balsa de materiales sueltos "Conseller José Ramón García Antón", promovida por la Conselleria de Medio Ambiente, Agua, Urbanismo y Vivienda de la Generalitat Valenciana.

Esta balsa con capacidad para 435.500 m³ se encuentra dentro del sistema postrasvase Júcar-Vinalopó.

La ejecución de la balsa se ha realizado con los materiales extraídos del desmante. Los materiales extraídos eran en su totalidad areniscas, cementadas en un mayor o menor grado en función del estrato en el cual se situaban. Además de las areniscas, se encontraron diferentes vetas de caliza así como un afloramiento de margas arcillosas, el cual se descartó para la ejecución de los terraplenes.

Debido a la gran heterogeneidad de materiales se optó por parte de la Dirección de Obra triturar todos los materiales obtenidos mediante un molino, obteniendo un material uniforme en cuanto a propiedades físicas (granulometría principalmente) y propiedades mecánicas. Este material ha sido utilizado para la ejecución de la totalidad de los terraplenes.

3. PROBLEMÁTICA

Antes de impermeabilizar el vaso con lámina de PEAD de 2 mm, una vez ejecutados los terraplenes, se observó que tanto las superficies de taludes en desmante como la superficie de terraplén no era apta para la instalación de la lámina por motivos diferentes.

1. TALUDES EN DESMANTE: La superficie no era apta para la instalación de los taludes ya que, aunque era

una superficie uniforme, presentaba resaltos discontinuos (entre 5-10 cm de altura) como consecuencia del ripado en el desmonte.

2. TALUDES EN TERRAPLÉN: En este caso la superficie si que presentaba una muy buena uniformidad pero la capa superficial de la superficie del talud no era estable ya que el material obtenido de la molienda de las arenas carecía de cohesión y como consecuencia de lo anterior, la capa se disgregaba frente a fenómenos de fricción o escorrentía.

4. REQUERIMIENTOS A LA MEZCLA OBJETIVO

A continuación se citan los condicionantes y requisitos que debe cumplir el material mezcla obtenido.

- Se pueda trabajar con maquinaria pesada (rodillo, motoniveladora...) en la puesta en obra, teniendo en cuenta que se extenderá sobre un talud 2.75:1 (H: V).
- Ser un material fino, el cual sirva de apoyo a la lámina impermeabilizante de la balsa.
- Presente cierta plasticidad para que sea estable en el talud a la fricción entre la lámina-suelo debidas a viento, dilatación del material y oleaje.
- Una vez extendido el material no presente fuertes cambios de volúmenes (desección-hidratación) que provoquen agrietamientos en el material y una posterior degradación del extendido (tener en cuenta que la capa tiene un espesor de 10-15 cm).
- El material debe comportarse satisfactoriamente a fenómenos atmosféricos (lluvia y viento principalmente).

5. ALTERNATIVAS

Como alternativas para solucionar los problemas surgieron las que a continuación se enumeran:

- **Estabilización con betún** en las superficies de terraplén y extendiendo una superficie de 15-20 cm en las

superficies de desmonte con material obtenido del machaqueo estabilizado con betún.

- **Estabilización con polvo de rechazo de mármol**, extendiendo una capa de 15-20 cm tanto en las superficies de terraplén como de desmonte.
- **Estabilización con arcillas** (margas obtenidas del desmonte), extendiendo una capa de 15-20 cm tanto en las superficies de desmonte como de terraplén.

6. SOLUCIÓN PLANTEADA

La solución finalmente adoptada fue la estabilización con margas debido a que el material arcilloso (ligante) se disponía a pie de obra frente a la utilización de otras alternativas.

La estabilización con polvo de mármol fue desechada como consecuencia de que el material de rechazo presentaba un índice de plasticidad (IP) muy bajo (4.8) frente al 17.8 que presentaban las margas con lo que provocaría que la mezcla necesitara grandes porcentajes de polvo de mármol. Este hecho podría presentar problemas cuando la mezcla sufriera procesos de variación de humedad ya que en estado húmedo este material tiene un comportamiento plástico pero cuando pierde la humedad, sus propiedades cambian sustancialmente convirtiéndose en un material fino sin cohesión teniendo un comportamiento de polvo.

La estabilización con betún no fue elegida debido a su mayor coste y no presentaba ventajas considerables frente a la estabilización elegida.

Por tanto se opta por una estabilización con margas la cual se extiende una capa de 15-20 cm sobre taludes de terraplén y 25-30 cm sobre taludes de desmonte.

La determinación de la mezcla a realizar se realizó mediante pruebas a escalas reales (Figura 3). Se realizaron tres pruebas:

1. **Prueba 1:** Se realizó una mezcla 50/50 (50% del material granular machacado y 50% de las margas sin machacar) que se extendió en el suelo, obteniendo una mezcla heterogénea, granulométricamente no aceptable

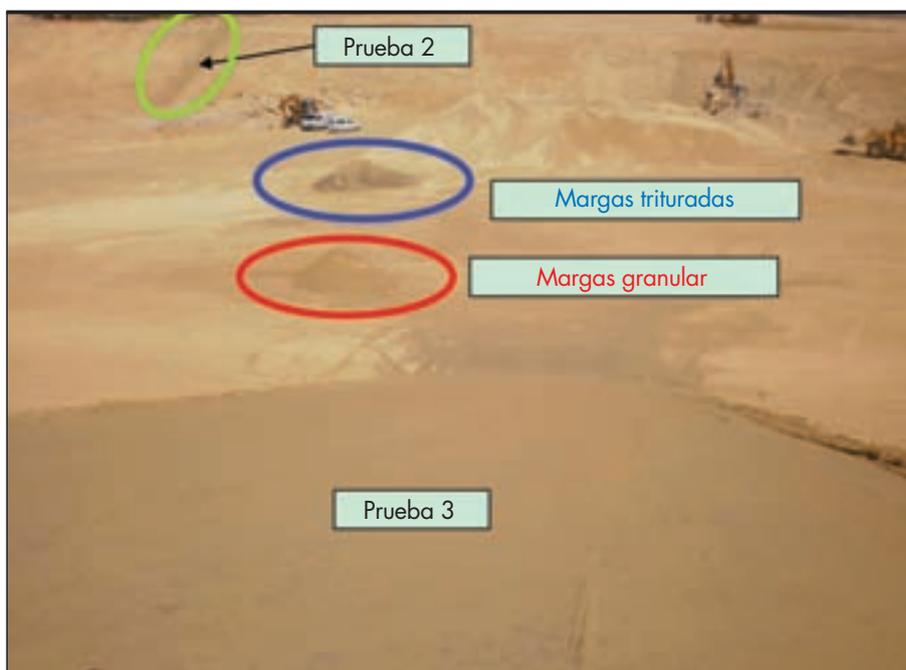


FIGURA 3. Vista de la capa de apoyo de prueba sobre talud.

y muy plástica por lo que una vez la capa probada perdió humedad aparecieron importantes fisuras como consecuencia de la desecación del material.

2. **Prueba 2:** Se realizó una mezcla 50/50 pero a diferencia con la prueba anterior se trituraron las margas. Esta prueba se extendió sobre el talud, obteniendo en este caso una mezcla homogénea, granulométricamente aceptable pero muy plástica presentando los problemas anteriormente citados.
3. **Prueba 3:** Se realizó una mezcla 75/25 obteniendo una mezcla homogénea, con granulometría uniforme y con una plasticidad idónea para la función que debía realizar ya que la mezcla presentaba una plasticidad que permitía el fácil manejo del material mezclado, no presentaba problemas de fisuración en ciclos de secado-humectación, respondió correctamente a fenómenos atmosféricos como lluvia y precipitación así como la mezcla una vez extendida era estable a la fricción producida por el geotextil.

7. PROCESO CONSTRUCTIVO

7.1. INTRODUCCIÓN

En este punto se describe el proceso de puesta en obra que finalmente se empleó, y que difiere sensiblemente del empleado en las pruebas, ya que la superficie de las pruebas era del orden de los 250 m², mientras que el talud a tratar tiene una superficie de 27.300 m². Por tanto se trató de encontrar un método de puesta en obra viable desde el punto de vista económico y del propio plan de obra, en especial en lo referente a conseguir una adecuada homogeneidad de la humedad y composición granulométrica en el producto mezcla.

7.2. PROCEDIMIENTO

Dada la superficie de trabajo libre de la que se disponía en el fondo del embalse y la cantidad de material mezcla a preparar, del orden de los 4.600 m³, se decidió ejecutar todos los trabajos de puesta en obra en 4 ciclos. En cada ciclo se repiten todos los trabajos que a continuación se describen y se trabaja con unos 1.160 m³ de material mezcla, lo que se consideró apropiado desde el punto de vista del espacio disponible, y desde el punto de vista de la capacidad de la maquinaria que se iba a emplear.



FIGURA 4. Dosificación de la mezcla.

7.2.1. Obtención de mezcla seca. Dosificación y mezcla

El primer paso es obtener una mezcla con la máxima homogeneidad posible del material mezcla. Para ello se parte de sendos acopios secos de material de desmonte molido y margas molidas formados en el fondo del embalse. Como se ha dicho, en cada ciclo se trabaja con 1.160 m³, así que esa es la cantidad de mezcla seca a obtener cada vez que se empiezan los trabajos.

Dosificación

El primer paso es formar un acopio de aproximadamente 25x25 metros en planta y dos metros de alto dosificando en volumen mediante pala cargadora frontal. Como se ha determinado en el proceso de pruebas se descargan una palada de margas molidas por cada tres paladas de roca molida. (Figura 4).

Mezclado

En el primer proceso de dosificación en el que se forma el acopio ya se intenta avanzar en el mezclado, intentando formarlo repartiéndolo más posible las margas.

Una vez formado el acopio en forma de meseta de 25x25x2 m, se mezclaban los materiales mediante el volteo con retroexcavadora giratoria de 45 t y mediante su empuje con bulldozer. El proceso se aplicaba en los 625 m² de la meseta durante una jornada entera de trabajo (Figura 5).

Posteriormente, aunque ya dentro del proceso de humectación, se realizaba un último mezclado de materiales que garantizaba la homogeneidad. Este punto se explicará más adelante.

Como último mezclado está el propio proceso de extendido en talud como también se verá más adelante.

7.2.2. Humectación de la mezcla. Embalsado y mezclado

El siguiente punto, y quizás uno de los más complejos, era el de la humectación del material mezcla. En especial por lo dificultoso de realizar una humectación homogénea.

En las pruebas se comprobó que el extendido del material mezcla seco en el talud para su posterior humectación no era viable, dada la pendiente del talud que impedía que el agua durmiese en el material.

Para aplicar humedad al material mezcla se requiere a priori del empleo de una capa fina de dicho material sin compactar. Sobre esa capa se regaría con la suficiente agua



FIGURA 5. Mezclado de suelos.



FIGURA 6. Humectación de la mezcla.



FIGURA 7. Amasado.

para encharcarlo al menos parcialmente, de forma que con maquinaria de movimiento de tierras se realizara un mezclado mecánico final que asegurara el reparto homogéneo de la humedad.

Esta forma de trabajar no es válida para el trabajo directo en talud, ya que su pendiente lo hace inviable. Así pues habría que aplicar este método en horizontal para luego volver a cargar el material ya húmedo y extenderlo en talud.

Este método es aplicable para una prueba de 250 m², pero no lo es para los 27.300 m² de taludes, ni desde el punto de vista económico ni desde el punto de vista del plan de obra.

Embalsado

Para dotar de la humedad necesaria al acopio mezcla se le daba a la meseta una forma de balsa como se ve en las fotos, de forma que se pudiera inundar el acopio favoreciendo la entrada de agua en la mezcla manteniendo dicho embalsado durante 48 h.

Pese a la poca permeabilidad del material debido a la plasticidad que le otorgan las margas, el espacio de tiempo en que se mantenía encharcado permitía la saturación de unos 80-90 cm de material (Figura 6).



FIGURA 8. Extendido de la mezcla.

Mezclado

Una vez transcurrido ese tiempo, se procedía a mezclar mecánicamente los materiales mediante el volteo con retroexcavadora y el empleo de buldózer. Este proceso permitía dotar de humedad a toda la mezcla, ya que el material saturado transfiere humedad con mucha facilidad al seco mediante su mezclado. Este proceso podía durar otros dos días y el producto era el material mezcla con una humedad apropiada para su extendido en talud.

7.2.3. Extendido. Carga y primer extendido

Dada la inclinación del talud y ante la necesidad de ejecutar una capa homogénea de 15-17 cm la carga, transporte y volteo desde el acopio de mezcla humectada al talud se hacía directamente con pala frontal cargadora. Dicha máquina puede subir el talud y asegura un primer reparto del volumen necesario de material por cada metro cuadrado.

Posteriormente se realizaba un primer extendido del material que servía para comprobar el suficiente o excesivo aporte de material mezcla para hacer las correcciones oportunas (Figuras 8 y 9).



FIGURA 9. Extendido de la mezcla.



FIGURA 10. Compactado de la mezcla.



FIGURA 11. Refino de la mezcla.

7.2.4. Ciclos de extendido-compactado

El objetivo de este proceso era conseguir una correcta compactación del material mezcla en el talud y el correcto acabado superficial que permita el apoyo de la impermeabilización y que garantice la durabilidad en el tiempo de la capa mediante su cerrado superficial.

Para ello, y una vez extendido el material, se procedía a su compactación mediante rodillo de 15 t en procesos de subida-bajada por la línea de máxima pendiente con vibración a la bajada.

Dada la plasticidad del material ese primer compactado no era suficiente y el acabado superficial no era bueno. Así pues era necesario otro repaso con motoniveladora que igualaba la superficie del material previo a otro proceso de compactación.

Este ciclo se repetía tres veces para tener una mezcla extendida compactada y con un acabado superficial adecuado.

En el proceso algunas veces había que hacer algún riego superficial del talud. Dicho riego era especialmente necesario en días de mucho viento, ya que en esos días la parte más superficial (+1cm) de mezcla podía llegar a secarse, impidiendo que el compactado sellara la capa (Figuras 10 y 11).

8. COMPROBACIÓN ANÁLITICA DE LA SOLUCIÓN

En los apartados que a continuación se exponen se realiza una determinación analítica de la curva granulométrica de las dos mezclas realizadas en las pruebas 2 y 3 así como una determinación analítica de los índices de plasticidad.

8.1. DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA

Las dos mezclas estudiadas son:

La primera mezcla (A) la cual se mezcló 50/50 el material granular fino con las margas trituradas y una segunda mezcla (B) en la cual la mezcla fue 75/25.

En este apartado lo que se pretende es obtener las dos curvas granulométricas de la mezclas realizadas. A continuación se muestra una tabla en la cual se recogen los porcentajes que pasan por cada malla obtenidos en laboratorio, así como los porcentajes derivados de la mezcla, empleando el método que a continuación se describe.

Dados los suelos 1,2,3... los cuales presentan unos porcentajes A,B,C... que pasan por una determinada malla y son



FIGURA 12. Aspecto general de los taludes una vez concluido el proceso.

TAMIZ/ SUELO	40	25	20	12.5	10	6.3	5	2	1.25	0.63	0.4	0.16	0.08	0.03	0.02	0.01	0.008	0.006	0.004	0.003	0.001
ARENAS	89.50	82.10	80.20	75.90	74.70	73.00	72.10	68.70	66.70	65.00	64.20	61.60	43.50	28.20	19.60	17.50	14.20	12.00	10.90	9.80	7.60
MARGAS	97.80	95.30	94.60	93.70	93.20	92.30	91.90	89.90	88.40	86.60	85.80	83.40	76.20	59.90	54.20	48.50	40.00	38.50	35.70	31.40	25.70
MEZCLA A (50/50)	93.65	88.70	87.40	84.80	83.95	82.65	82.00	79.30	77.55	75.80	75.00	72.50	59.85	44.05	36.90	33.00	27.10	25.25	23.30	20.60	16.65
MEZCLA B (75/25)	91.58	85.40	83.80	80.35	79.33	77.83	77.05	74.00	72.13	70.40	69.60	67.05	51.68	36.13	28.25	25.25	20.65	18.63	17.10	15.20	12.13
% QUE PASA																					

TABLA 1. Granulometría de la mezcla.

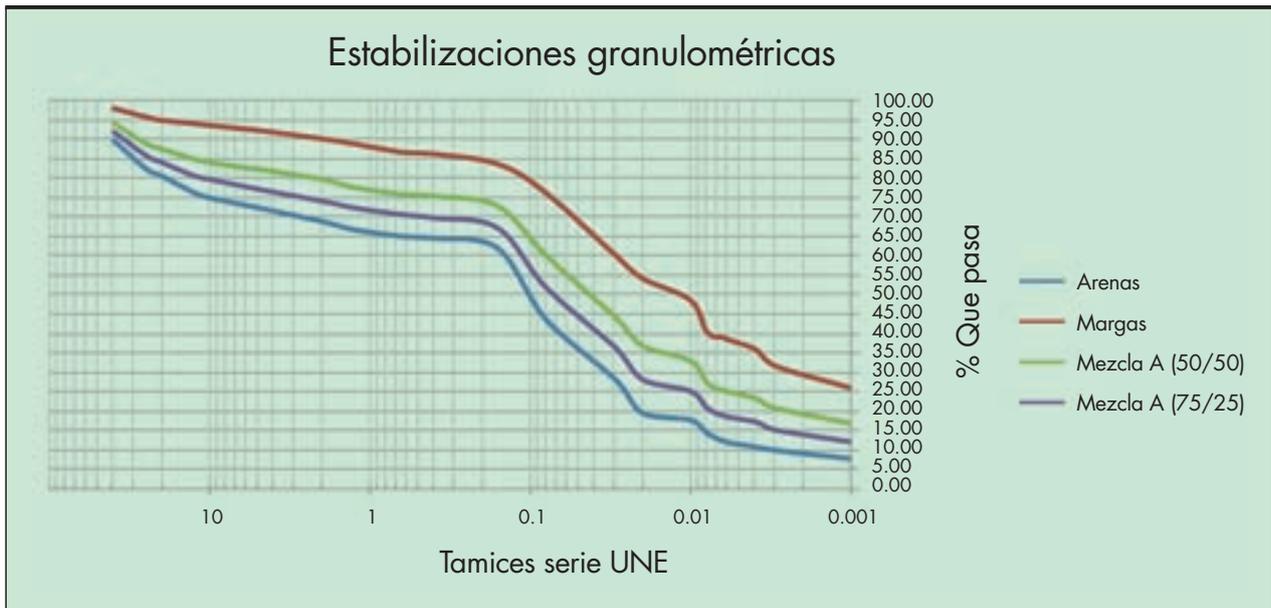


FIGURA 13. Granulometría de la mezcla.

combinados en una proporción a, b, c... el porcentaje (p) que pasará por una determinada malla será:

$$p = a \cdot A + b \cdot B + c \cdot C...$$

Para el caso de dos suelos:

$$p = a \cdot A + b \cdot B$$

Cumpléndose siempre que $a + b = 1$

Se adjuntan los resultados en la Tabla 1 y Figura 12 empleando el método descrito para ambas mezclas. Los datos han sido tomados de los análisis realizados.

8.2. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE LA MEZCLA

La determinación analítica del Índice de plasticidad se lleva a cabo mediante el Método de Trocchi aunque existen otros métodos al igual que el caso anterior.

Para la determinación del índice plástico los datos que se deben conocer son los siguientes, los cuales han sido obtenidos de los ensayos realizados.

1. Tanto por uno que pasa por el tamiz n°40 (0.40 mm) del material a conseguir.
2. Índice Plástico del material a conseguir.
3. Tanto por uno que pasa por el tamiz n°40 del material corrector (ligante).
4. Índice Plástico del material corrector ligante.
5. Tanto por uno del material a corregir en la mezcla.
6. Tanto por uno del material corrector de la mezcla.
7. El producto de 1) x 5).
8. El producto de 3) x 6).
9. El producto de 2) x 7).
10. El producto de 4) x 8).
11. Índice de Plasticidad final de la mezcla, obtenido por la relación $[(9+10)/(7+8)]$.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
MEZCLA A	0.642	0.000	0.858	17.800	0.500	0.500	0.321	0.429	0.000	7.636	10.182
MEZCLA B	0.642	0.000	0.858	17.800	0.750	0.250	0.482	0.215	0.000	3.818	5.486

TABLA 2. Resultados del método de Trocchi.

En la Tabla 2 se adjuntan los resultados obtenidos para las dos mezclas.

Se observa como la mezcla A presenta un IP alto para la funcionalidad que se necesita de la mezcla, de ahí que cuando se realizó la prueba 2 cuando perdió humedad provocó la fisuración de la capa.

9. CONCLUSIONES Y REFLEXIONES

En los apartados anteriores se describe la necesidad de evitar el punzonamiento así como una metodología de trabajo llevada a cabo en la realidad que suele ser análoga a la empleada en la construcción de este tipo de estructuras.

La capa de apoyo, además de la función mecánica o de disminución del punzonamiento como consecuencia de tener una granulometría fina, realiza otra función de carácter hidráulico y con vistas a la seguridad, al actuar como barrera "cuasi-impermeable", realizando una labor de dispersión del flujo (reduciendo la percolación y capacidad erosiva) así como favoreciendo un camino preferente hacia el pie del talud entre la barrera impermeable y la capa de apoyo. No obstante, la instalación de la capa de apoyo no exime de la instalación del dren chimenea.

A la hora de proyectar y ejecutar esta capa se debe tener en cuenta la estabilidad de la misma al deslizamiento así como a las acciones de fricción como consecuencia del movimiento de la lámina y del oleaje. Por lo tanto aunque se tenga un material fino granular no cohesivo que sea estable al deslizamiento, no lo será por sí solo a los movimientos debidos a la fricción, siendo necesario que el material tenga cohesión.

Finalmente destacar que, el éxito de la capa de apoyo depende en gran medida de la ejecución y puesta en obra, ya que un buen diseño y proyecto no sirve de nada si no se ejecuta correctamente.

10. REFERENCIAS

Adalid J.L., Ferrer C. Torregrosa J.B. Zapata F., (2005), "Algunas Patologías de especial interés en balsas de tierra, I simposio nacional sobre proyecto construcción e impermeabilización de balsas de tierra".
 Amigó, E. y Aguiar, E. (1994). Manual para el diseño, construcción y explotación de embalses impermeabilizados con geomembranas. *Consejería de Agricultura y Alimentación. Gobierno de Canarias.*

Blanco, M.; Aguiar, E. y Zaragoza, G. (2002). "Patología de geomembranas sintéticas instaladas como pantallas impermeabilizantes en embalses". In Llanos and col. (Eds.), *Dam Maintenance & Rehabilitation*, Editorial Balkema, 957-964. Rotterdam (Holanda).

Bravo Santamaría E, Zapata Raboso F., et ál (2008) "Experiencias en la construcción de drenes 'Chimenea' En balsas de materiales sueltos" 2º Congreso internacional de proyecto construcción e impermeabilización de balsas (Palma de Mallorca).

Brown, J.A.H. (1988). *The potential for Reducing Open Water Evaporation Losses: A Review*. Hydrology and Water Resources Symposium. Anu, Camberra (Australia).

Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge. Dirección General del Agua.-(2007). "Guía para el proyecto y construcción de balsas de tierra". Valencia.

Craig, I., Green, A., Scobie, M., Schmidt, C. (2005). *Controlling Evaporation Loss from Water Storages*. NCEA Publication Nº:1000580/1, Quesland (Australia).

Crespo, M. A. (2011). Comportamiento de barreras geosintéticas poliméricas (GBR-P) a base de poli(cloruro de vinilo) plastificado de distinta formulación, instaladas en embalses. *Tesis Doctoral*. Universidad Complutense de Madrid.

Krauskopf, L. G.- (1993). "Plasticizer structure/performance relationships". *Journal of Vinyl Technology* 15, Nº 3, 140-147.

Pérez, M., Soriano, B., Zapata, F., (2010) : "Impermeabilización con Geomembranas de un Embalse Mixto (Hormigón-Materiales sueltos) en Orihuela (Alicante)" 3er Congreso Nacional de Impermeabilización: Edificación, Obra Civil y Balsas.

Sanchez Romero F.J. (2011) *Criterios de seguridad para balsas tierra*. Tesis Doctoral (en redacción) Universidad Politécnica de Valencia.

Rico, G.- (2002). "Preparación de láminas impermeabilizantes por adición de cauchos termoplásticos de estireno-butadieno-estireno a betunes de destilación ordinaria". *Tesis Doctoral*. Universidad Complutense de Madrid.

Rodríguez de Sancho, I. (1990). "Modificación de betunes asfálticos por adición de polipropileno para su uso en impermeabilización". *Tesis Doctoral*. Universidad Autónoma de Madrid.

Zapata Raboso F.A. (2003) "Análisis del comportamiento histórico de balsas de tierra en la provincia de Alicante. Criterios de diseño" *Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Valencia.

VISITA AL CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX) DEL PRESIDENTE DE SRO (SAUDÍ RAILWAYS ORGANIZATION)

El pasado 23 de Septiembre han visitado las instalaciones del CEDEX el Presidente de SRO (Ferrocarriles Saudíes) y el Project Manager del Proyecto "Haramain". Este proyecto, adjudicado a un consorcio español, es el proyecto ferroviario internacional más importante de la industria española y consistirá en la construcción, explotación y mantenimiento de una línea de alta velocidad entre las ciudades santas de Medina y La Meca. El objeto de la visita era conocer in situ los laboratorios del CEDEX que, contratados por el consorcio español, van a realizar ensayos de vital importancia para dicho proyecto. En concreto, el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria en el que se llevarán a cabo pruebas de integración de tren y vía con antelación a su instalación en campo y el Cajón



Ferrovionario en el que se ensayará el comportamiento del balasto y su posible degradación al ser contaminado por arena del desierto. La delegación saudí, acompañada por el CEO del consorcio español y por los representantes de Ineco, Adif y Renfe en el mismo, fue recibida por el Director del CEDEX y por los Directores del LIF y del Laboratorio de Geotecnia. En la reunión celebrada se les informó con detalle de los ensayos que se realizarán y se les acompañó en una visita guiada al cajón ferroviario. Los representantes saudíes quedaron muy positivamente impresionados por la capacidad técnica de los laboratorios ferroviarios del Cedex, líderes mundiales en sus ámbitos respectivos, y urgieron a los responsables del Consorcio a ejecutar los ensayos lo antes posible.

LECTURA DE LA TESIS DOCTORAL "ESTUDIO DE HORMIGONES RECICLADOS NO ESTRUCTURALES FABRICADOS CON ÁRIDO RECICLADO MIXTO: PROPIEDADES MECÁNICAS Y EXPANSIÓN DEBIDA AL CONTENIDO DE SULFATOS"

D Victor Luis Geraldés defendió su Tesis doctoral realizada en el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales el pasado 18 de Junio de 2013, en la ETSI Caminos, Canales y Puertos de Madrid. La Directora de Tesis es Marta Sánchez de Juan.

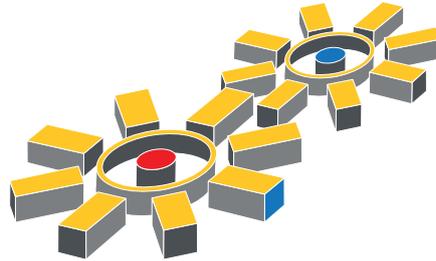
La tesis consta de tres partes:

- Estado del Arte (Propiedades del árido reciclado mixto. Propiedades del hormigón reciclado fabricado con árido reciclado mixto. Normativa internacional. Estudio del ataque por sulfatos en el hormigón)
- Estudio experimental (Primera fase: Árido reciclado mixto. Segunda fase: Hormigón reciclado)
- Conclusiones finales (Requisitos y límites orientativos sobre las propiedades del árido reciclado mixto. Criterios de dosificación. Guía del hormigón reciclado no estructural)

AGENDA

- **III Jornadas de Ingeniería del Agua.**
Valencia, España. 23-24 de octubre de 2013.
www.jia2013.webs.upv.es
- **Congreso Geosintec Iberia 1**
Sevilla, España. 5-6 de noviembre de 2013.
www.geosinteciberia.com

Puertos del Estado



Logistics Made Perfect

El Engranaje Logístico Perfecto



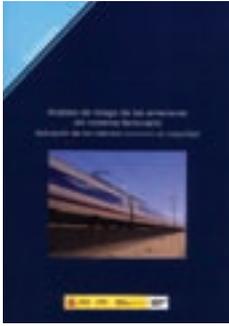
Puertos del Estado



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE FOMENTO

EDICIONES DEL CEDEX



Nº de páginas: 516
Año de edición: 2012
P.V.P.: 25€

Este libro que se presenta, es el compendio del trabajo realizado por un grupo de expertos bajo la dirección del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria del CEDEX en el área de la seguridad del sistema ferroviario, para la identificación de aquellas amenazas significativas y su riesgo asociado que, en determinadas circunstancias, pueden interferir en el correcto funcionamiento del sistema ferroviario y que, por tanto, deben ser examinadas con especial atención en los procesos de evaluación de los diferentes subsistemas constitutivos del ferrocarril así como en las fases previas de obtención del Certificado de Seguridad para la puesta en servicio de los mismos. Estas amenazas determinan requisitos esenciales de seguridad a tener en cuenta en los Safety Cases de las diferentes instalaciones o equipos para la concesión de la autorización de circulación de un nuevo vehículo o apertura de una línea o sección de línea. La metodología empleada en el proceso sigue las recomendaciones dadas por la ERA relativas a los Métodos Comunes de Seguridad (MCS) para el análisis del riesgo de amenazas y los criterios y los criterios expuestos en la EN 50126. La estructura que da cuerpo a todo el trabajo, es la Base de Datos General de Amenazas Significativas, Hazard Log, obtenida de la identificación y análisis de las amenazas realizado por un grupo de expertos en base a su experiencia, sobre cada uno de los subsistemas establecidos en las ETIs. De las amenazas consideradas se presentan unos Informes en los cuales, además de realizar una breve exposición de la amenaza y porqué se ha considerado, se incluyen las causas, que a juicio del experto, determinan la amenaza y las recomendaciones a seguir para reducir o mitigar su riesgo, es decir, los requisitos esenciales que a la hora de realizar el proyecto se deben tener en cuenta para mitigar o reducir el riesgo de la amenaza. En definitiva, este libro constituye una herramienta importante de ayuda en el seguimiento de la seguridad del sistema ferroviario y tiene también como objetivo la transmisión de experiencia sobre el funcionamiento real de los subsistemas ferroviarios y de sus puntos más críticos.



Nº de páginas: 285
Año de edición: 2011
P.V.P.: 25€

Las cimentaciones especiales hormigonadas in situ, objeto de la presente publicación, están constituidas por pilotes de desplazamiento y extracción, muros pantalla y pantallas de pilotes. La designación de estas cimentaciones proviene de sus condiciones especiales de puesta en obra de hormigón, generalmente con perforaciones profundas, bajo agua o fluido estabilizado, y con cuantías de armadura importantes; que obligan a exigir al hormigón una serie de características específicas. Si bien estos elementos están incluidos en la normativa española de aplicación a las estructuras de hormigón (EHE, Código Técnico y PG-3), al tratarse éstos de tratados generales, no se cubren muchos de los aspectos particulares en cuanto a las características que debería tener el hormigón y las precauciones que deberían tomarse durante la ejecución de este tipo de estructuras. Por ello y de forma complementaria, se ha desarrollado normativa europea de aplicación a los hormigones de cimentaciones especiales: la UNE-EN 1536 (Ejecución de trabajos especiales de geotecnia. Pilotes perforados) y la UNE-EN 1538 (Ejecución de trabajos especiales de geotecnia. Muros pantalla), ambas publicadas por AENOR en el año 2000. En este trabajo se recoge el Estado del Arte sobre el hormigonado de cimentaciones especiales, incluyendo su puesta en obra. En el texto redactado se detallan los requisitos incluidos en la normativa de aplicación (tanto la española y europea antes mencionadas como otras normativas internacionales específicas consultadas), justificando y explicando su importancia y necesidad. También se incluyen otros aspectos que pueden contribuir a mejorar la calidad del hormigón de estas obras que, aunque no incluidos en la normativa, aparecen descritos en la bibliografía especializada o bien han sido extraídos de la experiencia práctica. El documento está dividido en diez capítulos, que cubren los materiales componentes del hormigón y su dosificación, puesta en obra, propiedades del hormigón fresco y endurecido, durabilidad, control de calidad y un último capítulo referente al hormigón autocompactante. El Estado del Arte redactado contiene un gran volumen de información, por lo que a efectos prácticos se ha puesto especial énfasis en el capítulo 10 resumen y conclusiones que de forma sintética recopila los aspectos fundamentales que deben tenerse en cuenta. Cualquier información incluida en este apartado puede ser ampliada y justificada en el capítulo correspondiente del Estado del Arte. Por último, el Anejo recoge los datos de mayor interés en relación con el hormigón utilizado en obras singulares de pantallas y pilotes "in situ" realizadas en España.



Nº de páginas: 265
Año de edición: 2009
P.V.P.: 20€

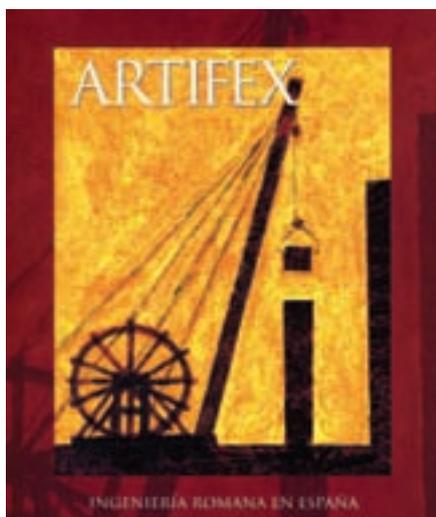
Este Manual pretende constituir una ayuda para todos aquellos que tienen que proyectar o construir firmes con capas tratadas con cemento, en especial para los técnicos que se enfrentan por primera vez a un firme de este tipo desde cualquier posición: empresas consultoras, constructoras, laboratorios a administraciones. El texto detalla los conceptos básicos a los materiales tratados con cemento, las propiedades de los distintos tipos de mezclas, su dosificación y caracterización, y describe las prácticas más adecuadas para el proyecto, construcción y control de calidad de los firmes con capas tratadas con cemento. El Manual es el resultado de la colaboración entre el Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA), y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), del Ministerio de Fomento.

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

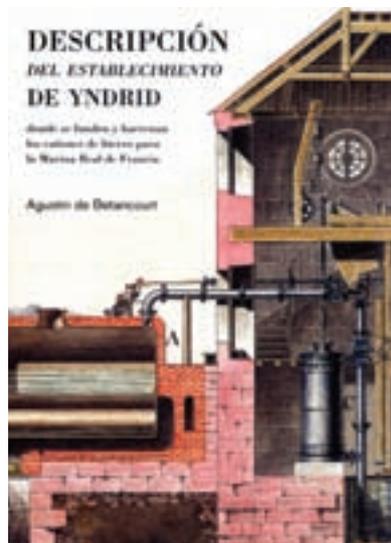
EDICIONES DEL CEDEX



Nº de páginas: 448
Año de edición: 2005
P.V.P.: 30€

La exposición Artífex. Ingeniería romana en España pretende dar a conocer el inmenso legado técnico del mundo romano; muestra los saberes en diversos campos de la tecnología y, de manera particular, sus aplicaciones a la ingeniería civil en Hispania, con el acento puesto en los procedimientos y técnicas emplea-

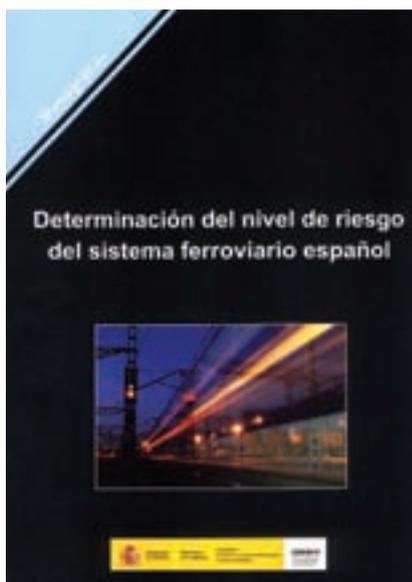
dos por el artífex o artífice. Los materiales y maquinaria utilizados en la construcción de obras públicas, los sistemas de abastecimiento de agua a las ciudades, y la ejecución de infraestructuras para el transporte terrestre y marítimo son algunos de los temas que componen el recorrido expositivo. Se trata de una versión adaptada para la itinerancia en la muestra homónima presentada en el Museo Arqueológico Nacional de Madrid en 2002, cuyo catálogo ha sido reeditado.



Nº de páginas: 86
Año de edición: 2008
P.V.P.: 45€

Este libro, obra de Agustín de Betancourt y Molina, describe con minuciosidad una fábrica de cañones ubicada en la pequeña isla de Yndrid (Francia), en el río Loira, junto a Nantes, cuyo original se guarda en la actualidad en la biblioteca del Palacio Real de Madrid bajo la custodia de Patrimonio Nacional. Esta edición, con la que se finaliza la conmemoración del 250 aniversario del nacimiento de su autor, respeta con la máxima exacti-

tud el contenido del manuscrito original, pero no así su formato (demasiado grande para ser consultado) ni su encuadernación (en piel con guardas en seda). El libro original incluye un texto preliminar manuscrito, seguido de 49 láminas de factura impecable. Fernando Sáenz Ridruejo, reconocido especialista en la trayectoria vital y profesional de Betancourt, ha realizado para esta ocasión un análisis completo de su figura, su tiempo y su obra a modo de complemento.



Nº de páginas: 103
Año de edición: 2012
P.V.P.: 20€

El presente manual es resultado del proyecto de investigación (PT-2007-035-18IAPM) "Determinación del nivel de riesgo aceptado en el funcionamiento del ferrocarril en España para los diferentes subsistemas existentes" (DETRA) subvencionado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) dentro del Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte del Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2004-2007, con el objetivo de proporcionar a la autoridad ferroviaria española información del nivel de riesgo en el ferrocarril español en base al estudio y análisis del histórico de los accidentes e incidentes ocurridos en los últimos años, siendo un referente en la gestión de riesgos desde el enfoque sistémico, tanto a nivel nacional como internacional. El manual se ha estructurado en cuatro grandes bloques. El primer bloque (capítulo 1) ofrece al lector una visión del marco normativo nacional y europeo en la gestión de la seguridad ferroviaria y describe el alcance del proyecto DETRA dentro de este marco. El segundo bloque (capítulo 2) expone la metodología más adecuada para la obtención del nivel de riesgo de un sistema ferroviario, ilustrándola con la experiencia obtenida de la aplicación de dicha metodología a través del proyecto DETRA en el ferrocarril español. En el tercer bloque (capítulo 3) se exponen los resultados de la aplicación de la metodología DETRA al sistema ferroviario español para el período temporal 2000-2008, obteniendo fundamentalmente el nivel de riesgo del sistema ferroviario español mediante los Indicadores de Valor de Referencia (IVR). Finalmente, el último bloque (capítulos 4 y 5) recoge las conclusiones y recomendaciones obtenidas en relación a: i) las tasas de nivel de riesgo; ii) el sistema ferroviario de fallos; iii) los principales colectivos de riesgo; iv) la asignación de los niveles de riesgo a los actores ferroviarios y las personas ajenas al ferrocarril y, v) indicadores de la Directiva de Seguridad Ferroviaria 2004/49/CE.

Pedidos

Para realizar un pedido de publicaciones puede hacerlo por teléfono, fax o correo a:
CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
c/ Alfonso XII, 3 - 28014 Madrid

Teléfono: (+34) 91 335 72 95 • Fax: (+34) 91 335 72 49 • E-mail: publicaciones@cedex.es

Ingeniería Civil

Normas de redacción y publicación de artículos

Información general

La revista Ingeniería Civil, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas es una publicación científica destinada a un público especializado en los campos de ingeniería civil y medioambiental. Es una revista arbitrada que utiliza el sistema de revisión por pares y en la que son objeto de evaluación externa todos los trabajos recibidos. Acepta para su publicación trabajos de investigación especializados cuya cobertura temática cubre los campos de ingeniería civil y medioambiental, hidrología, transporte, geotecnia, materiales de construcción, puertos y costas e historia de las obras públicas, con el objetivo de dar a conocer la tecnología más avanzada y su contribución al desarrollo de las obras públicas.

Las personas interesadas en publicar sus artículos en la revista Ingeniería Civil, deben dirigir sus trabajos al Secretario de la revista de Ingeniería Civil. C/ Alfonso XII, 3 y 5, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (Edificio CETA), 28014 Madrid, España, o bien, a las siguientes direcciones de correo electrónico:

ana.garcia@cedex.es, alejandro.d.martos@cedex.es, olga.sanchez@cedex.es, o ingcivil@cedex.es.

En cualquier caso, será indispensable entregar el artículo en soporte digital.

Los originales deberán seguir, siempre que sea posible la siguiente estructura: resumen, palabras clave, texto (introducción, material y métodos, resultados y discusión), agradecimientos y bibliografía.

Presentación de los trabajos

Con carácter general, la extensión máxima del texto será de 40 páginas tamaño DIN-A4, (en formato Word), escritas a doble espacio, cuerpo de letra 12. En casos excepcionales podrán publicarse artículos de mayor extensión, que quedarán igualmente al criterio y aprobación del Comité de Redacción.

El artículo se acompañará de una **carta de presentación** en la que se solicite la consideración del artículo y en la que, además, el autor explicará en 4-5 líneas, cual es la aportación original del trabajo que presenta y sus novedades, la declaración de no envío simultáneo a otras revistas y la confirmación de las autorías firmantes. Asimismo, en esta carta figurará la cesión de todos los derechos al editor.

Los Artículos se presentarán de acuerdo al siguiente orden y estructura:

Título del artículo: Conciso pero informativo, en castellano e inglés.

Nombre y dos apellidos de cada uno de los autores. En el caso del primer autor, se añadirá la dirección del correo electrónico. Se incluirán las referencias profesionales y académicas de los autores.

Información sobre becas, ayudas o soporte financiero con el que se ha contado (Proyectos de Investigación) para la subvención del trabajo y otras especificaciones, cuando sea el caso. Debe aportarse también el título traducido al inglés.

Resumen del trabajo: Será de una extensión entre 200-250 palabras y tendrá dos versiones, una en castellano y otra en inglés.

Palabras clave: Tendrá dos versiones, una en castellano y otra en inglés. Se especificarán entre 5-10 palabras clave que identifiquen el contenido del trabajo, y para facilitar su inclusión los repertorios y bases de datos nacionales e internacionales. Se recomienda utilizar términos controlados de referencia extraídos del *Thesaurus of Engineering and Scientific Terms*, publicado por *The American Association of Engineering Societies*, Washington, D.C. y disponible en la web:

<http://www.amazon.com/Thesaurus-Engineering-Scientific-EngineersCouncil/dp/0685092895>

Texto del Artículo: Los trabajos deben ir, si la estructura y contenidos así lo permiten, divididos en los siguientes apartados: Introducción, Material y Métodos, Resultados y Discusión.

Introducción: Debe incluir los fundamentos y el propósito del estudio, utilizar las citas bibliográficas estrictamente necesarias. No incluirá datos o conclusiones del trabajo que se presenta ni realizará una revisión bibliográfica detallada.

Material y métodos: Las fuentes y métodos previamente publicados deben describirse sólo brevemente y aportar las correspondientes citas, excepto que se hayan realizado modificaciones en los mismos. Se describirá el cálculo utilizado y la forma de muestreo, en su caso. Se hará referencia al tipo de análisis crítico, estadístico, etc., empleado (indíquese el que proceda según área de conocimiento). Si se trata de una metodología original, es necesario exponer las razones que han conducido a su empleo y escribir sus posibles limitaciones. Cuando se haga referencia a sustancias o productos químicos o materiales debe indicarse el nombre genérico.

Resultados: Aparecerán en una secuencia lógica en el texto, tablas o figuras. No se repetirán en todas ellas los mismos datos ya recogidos en el texto. Se procurará resaltar las observaciones importantes. Se describirán, sin interpretar ni hacer juicios de valor, las observaciones efectuadas con el material y métodos empleados.

Discusión: Resumirá los hallazgos, relacionando las propias observaciones con otros estudios de interés, y señalará las aportaciones y limitaciones de unos y otros. No se deben repetir con detalle los datos u otro material ya comentado en otros apartados. Mencionar las inferencias de los hallazgos y sus limitaciones, incluyendo las deducciones para una investigación futura.

Es adecuado enlazar las conclusiones con los objetivos del estudio, evitar las afirmaciones gratuitas y las conclusiones no apoyadas completamente por los datos del trabajo.

Agradecimientos: Únicamente se agradecerá su colaboración a personas que hayan hecho contribuciones sustanciales al estudio.

Citas en el texto: Autor y año entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación sólo el año entre paréntesis. Cuando se cita varias veces a un mismo autor pero a distinta obra del mismo año, se le añade a, b, c.

...procedimiento de cimentación suficientemente acreditado (Redwood and Jain 1992)]. Asimismo, Van der Sanden and Hoekman (2005) propusieron.....En otras situaciones (Redwood and Jain 1992a) la cimentación.....

Para la elaboración de las referencias se recomienda el seguimiento de la norma ISO 690 o los criterios de los ejemplos descritos a continuación:

Artículo de una revista:

APELLIDO(S), Nombre. Título del artículo. Responsabilidad secundaria. Título de la publicación seriada. Edición. Localización en el documento fuente: año, número, páginas.

Ejemplo:

REDWOOD, R.G., JAIN, A.K. *Code provisions for seismic design for concentrically braced steel frames* Canadian Journal of Civil Engineering, 1992. Vol 19, Nº 6. 1025–1031.

Libro:

APELLIDO(S), Nombre. *Título del libro*. Mención de responsabilidad secundaria (traductor; prologuista; ilustrador; coordinador; etc.)*. Nº de edición. Lugar de edición: editorial, año de edición. Nº de páginas*. Serie*. Notas*. ISBN

Ejemplo:

BOBBIO, Norberto. *Autobiografía*. Papuzzi, Alberto (ed. lit.); Peces-Barba, Gregorio (prol.); Benitez, Esther (trad.). Madrid: Taurus, 1988. 299 p. ISBN: 84-306-0267-4

Parte de un libro:

APELLIDO(S), Nombre. Título de la parte. En: Título de la obra. Edición. Lugar de edición: editorial, año de edición. Situación de la parte en la obra.

Ejemplo:

HEALEY, M.C. The ecology of juvenile salmon in Georgia Strait, British Columbia. En: Salmonid ecosystems of the North Pacific. Editado por W.J. McNeil, D.C. Himsworth. Corvallis, Oregon. State University Press. 1980. pp. 203–229.

Ponencias de congresos: Referencia similar a una parte de un libro

APELLIDO(S), Nombre. "Título de la parte". En: APELLIDO(S), Nombre. Título de la obra completa. Responsabilidades secundarias*. N° de edición. Lugar: editorial, año de publicación. Serie*. ISBN

Informe:

APELLIDO(S), Nombre. *Título del informe*. Lugar de publicación: editorial, año. Serie, n° de la serie. (Disponibilidad)

SANDERS, W.W., Jr., ELLEBY, H.A. Distribution of wheel loads in highway bridges. National Cooperative Highway Research Program Report 83, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. 1970.

Documentos Electrónicos:

Responsable principal. *Título* [tipo de soporte]. Responsables secundarios*. Edición. Lugar de publicación: editor, fecha de publicación, fecha de actualización o revisión, [fecha de consulta]**. Descripción física*. (Colección)*. Notas*. Disponibilidad y acceso**. Número normalizado*

Ejemplo:

U.S. ISBN Agency. *The Digital World and the Ongoing Development of ISBN* [en línea]. New Providence, N.J.: RR Bowker, s.d. [ref. de 16 de agosto 2002]. Disponible en Web: <http://www.isbn.org/standards/home/isbn/digitalworld.asp>.

El listado bibliográfico debe ser corregido por el autor, comparándolo con la copia en su poder. Se evitará utilizar como citas bibliográficas frases imprecisas. No pueden emplearse como tales las que precisen de aclaraciones como "observaciones no publicadas", ni "comunicación personal", aunque sí podrán citarse dentro del texto entre paréntesis. Los trabajos aceptados, pero aún no publicados, se incluirán en las citas bibliográficas especificando el nombre de la revista, seguido por la expresión "en prensa".

Figuras (Tablas): Serán consideradas figuras todo tipo de imágenes fotografías, gráficas o dibujos. Se ordenarán según orden de aparición en el texto, y serán identificadas por el término abreviado fig. n° o, en su caso, tabla n°. Los títulos o pies que las acompañen deben explicar perfectamente el contenido de las mismas. Se exige que tengan una resolución mínima de 300 ppp.

Proceso editorial

Los trabajos se remitirán acompañados de una carta de presentación, en la que se solicitará la evaluación para su publicación en alguna de las secciones de la Revista, con indicación expresa de que se trata de un trabajo que no ha sido difundido ni publicado anteriormente, que se envía únicamente a la revista Ingeniería Civil para su evaluación y publicación, si procede, así como las aportaciones en cuanto a originalidad y novedad que, a juicio de los autores, plantea el trabajo.

La redacción de la Revista acusará recibo a los autores de los trabajos que le lleguen y posteriormente informará de su aceptación o rechazo.

La redacción pasará a considerar el trabajo para su publicación por el Comité Editorial, para lo que comprobará si se adecua la cobertura de la revista y cumple las normas de publicación. En tal caso se procederá a su revisión externa.

Los artículos serán revisados de forma anónima por dos expertos en el objeto de estudio y/o metodología empleada. La redacción de la Revista, a la vista de los informes externos, se reserva el derecho de aceptar/rechazar los artículos para su publicación, así como el de introducir modificaciones de estilo y/o acortar los textos que sobrepasen la extensión permitida, con el compromiso, en tal supuesto, de respetar el contenido del original.

Los autores/as de artículos aceptados recibirán las pruebas de imprenta para su corrección por correo electrónico. Deberán devolverlas corregidas a la redacción de la Revista dentro de la semana siguiente a su recepción.

DIRECCIÓNDirector: **Mariano Navas Gutiérrez**Calle de Alfonso XII, 3
28014 MADRID

- Telf.: 913 357 500
- Télex: 45022 CEDEX E
- Fax: 915 280 354

SECRETARÍASecretario: **Manuel Echeverría Martínez****RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES**Jefe: **Miguel González Portal**

Telf.: 913 357 490 • Fax: 913 357 538

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTASDirector: **José María Grassa Garrido**Calle Antonio López, 81 • 28026 MADRID
Telf.: 913 357 700 • Fax: 913 357 622**CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS**Director: **Federico Estrada Lorenzo**Paseo Bajo de la Virgen del Puerto, 3 • 28005 MADRID
Telf.: 913 357 900 • Fax: 913 357 922**CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE**Director: **Antonio Sánchez Trujillano**Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2
28049 El Goloso (MADRID)
Telf.: 913 357 800 • Fax: 913 357 822**CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS**Director: **Alberto Compte Anguela**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 200 • Fax: 913 357 249**LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS
Y MATERIALES**Director: **José Manuel Gállego Estévez**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 400 • Fax: 913 357 422**LABORATORIO DE GEOTECNIA**Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**Calle de Alfonso XII, 3 • 28014 MADRID
Telf.: 913 357 300 • Fax: 913 357 322**LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD
FERROVIARIA**Director: **Jaime Tamarit Rodríguez**Calle Julián Camarillo, 30 • 28037 MADRID
Telf.: 913 357 150 • Fax: 913 357 197**CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE
OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)**Calle de Zurbano, 7 • 28010 MADRID
Telf.: 913 489 800 • Fax: 913 489 816



Ingeniería Civil

Boletín de suscripción

Email: ingcivil@cedex.es

Teléfono: 91 335 72 69

España un año: **49 €**

Extranjero un año: **81,12 €**

Empresa N.I.F. Particular N.I.F.

Nombre Cargo

Dirección Código Postal

Población Provincia

Teléfono Fax E-mail

Formas de Pago

(Elijase solamente una opción)

Domiciliación bancaria (Solamente para cuentas bancarias en España)

Muy Sres. míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la REVISTA INGENIERIA, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX.

Les saluda atentamente

Entidad bancaria

Domicilio entidad

C.P. Localidad Provincia

Entidad	Oficina	D.C.	Núm. de cuenta

Transferencia a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Cuenta del CEDEX (desde España):

0182 - 2370 - 45 - 0200200574

Cuenta del CEDEX (desde el extranjero):

IBAN: ES6501822370450200200574

SWIFT: BBVAESMM

Cheque nominativo a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX

Fecha

Firma

El Titular, Fdo.

Enviar a:

Revista **Ingeniería Civil** (PUBLICACIONES)

Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas del  • c/ Alfonso XII, 3 • 28014 Madrid

desde nuestra página web

www.cedex.es

Crecimiento basado en la Innovación

Ferrovial Agromán apuesta por la innovación y el desarrollo, así como por la aplicación de nuevas tecnologías en todos los ámbitos de su actividad de diseño, construcción y mantenimiento de infraestructuras.

Con más de 80 años de experiencia y más de 50 años de actividad en 50 países de 5 continentes distintos y más de 650 proyectos realizados con éxito, Ferrovial Agromán es pionera en el proceso de internacionalización de su actividad y referente en la aplicación de las técnicas más avanzadas en la ejecución de sus obras.

