

INGENIERÍA CIVIL

Núm.: 198/2021
ISSN: 0213-8468



GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
CUARTA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX

CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS



AGENDA
2030

ÁREAS TEMÁTICAS Y TECNOLÓGICAS DE ACTIVIDAD

Aguas

Estructuras y Materiales

Puertos y Costas

Transporte y Movilidad

Carreteras

Sostenibilidad

Transición Ecológica

Geotecnia

Interoperabilidad Ferroviaria

**Patrimonio Histórico de
Obras Públicas**

Economía Circular

**Transferencia de
Conocimiento**





COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente

Miguel González Portal

Vocales

Paula Pascual Bernáldez
José Manuel de la Peña Olivas
Pablo Mira McWilliams
Luis Pujol Terés
Laura Parra Ruiz
M^a Asunción Morales Hortelano
José Bueno Pérez
Dolores Romero Muñoz

Comisión Asesora

Luis Pujol Terés
José-Carlos Pacheco Díaz

Secretaría

Leticia Martínez Etayo
M^a José de la Fuente Arenas
José-Carlos Pacheco Díaz

Colaboradores

Javier Plasencia Jiménez (Fotografía)

REDACCIÓN

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
(CEDEX)

C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telfs.: (+34) 91 335 72 03/85 y 335 73 10
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

CloudBridge, S.L.
C/Miguel Yuste, 12, 28037 Madrid
Telf.: (+34) 606 30 26 91 | daniel.casajus@cloudbridge.es

PVP: 12,25 €

ISSN: 0213-8468 - NIPO papel: 797-20-005-3
ISSN: 2659-7039 - NIPO línea: 797-20-006-9
NIPO html: 797-20-007-4
Depósito legal: M-28150-1971

NUESTRA PORTADA: "A plastic bottle on a
dirty beach causing pollution during sunset",
de Alejandro Carnicero (Fuente: Shutterstock).



Sumario

¿De dónde proceden las basuras marinas que encontramos en las playas? Un nuevo método de evaluación

Where Does the Beach Litter Come From? A New Assessment Method

José L. Buceta Miller, Juan L. Gil Gamundi, Marta Martínez-Gil Pardo de Vera,
Pilar Zorzo Gallego

5

Máculas de fondo: origen, morfología e implicaciones geotécnicas

Pockmarks: Origin, Morphology and Geotechnical Implications

Diana De Ponte Fernandes, Marcos Arroyo Álvarez de Toledo, Joana Gafeira

15

Cartografía de la susceptibilidad a los movimientos de ladera en la cuenca media del río Beiro, Granada

Landslide-Susceptibility Mapping in the Beiro River Middle Basin, Granada, Spain

Isabel Bandera Viñolo, Jorge David Jiménez Perálvarez

31

La línea 2 del metro de Panamá. Segunda línea de metro de Centroamérica

The Panama Metro's Line 2. Central America's Second Metro Line

Manuel Gonzalo Mateos Pavón

45

Caracterización dinámica de estabilizados suelo-arena-bitumen

Dynamic Characterization of Stabilized Soil-Sand-Bitumen

Agustín Azanza, Fernando Martínez, Luis Zorzutti, Silvia Angelone

53

Metodología aproximada para el análisis de una viga en curva circular usando un elemento recto de parrilla en la cuerda de la curva

Approximated Methodology for a Circular Curved Beam Analysis Using a Straight Grid Element on the Curve Chord

José Christian Chanchí Golondrino, Evelyn Esperanza Burbano Argoty,
Juan Sebastián Delgado Trujillo, María Victoria Gómez Quintero

65

Noticias

79

Ediciones del CEDEX

80

Normas de redacción

También disponibles en la página web del CEDEX: <http://cedex.es>

82

La revista en formato digital está disponible en:

<http://ingenieriacivil.cedex.es/index.php/ingenieria-civil>

Puertos y Costas

Líneas de actividad

Planificación y gestión de la costa y del mar

Estudio de actuaciones de la costa y en el mar

Monitorización costera y marina

Medio ambiente

.....

Fields of Activity

Planning and Management for Coastal Zones and Sea Waters

Studies of Actions on Coastal Zones and Sea Waters

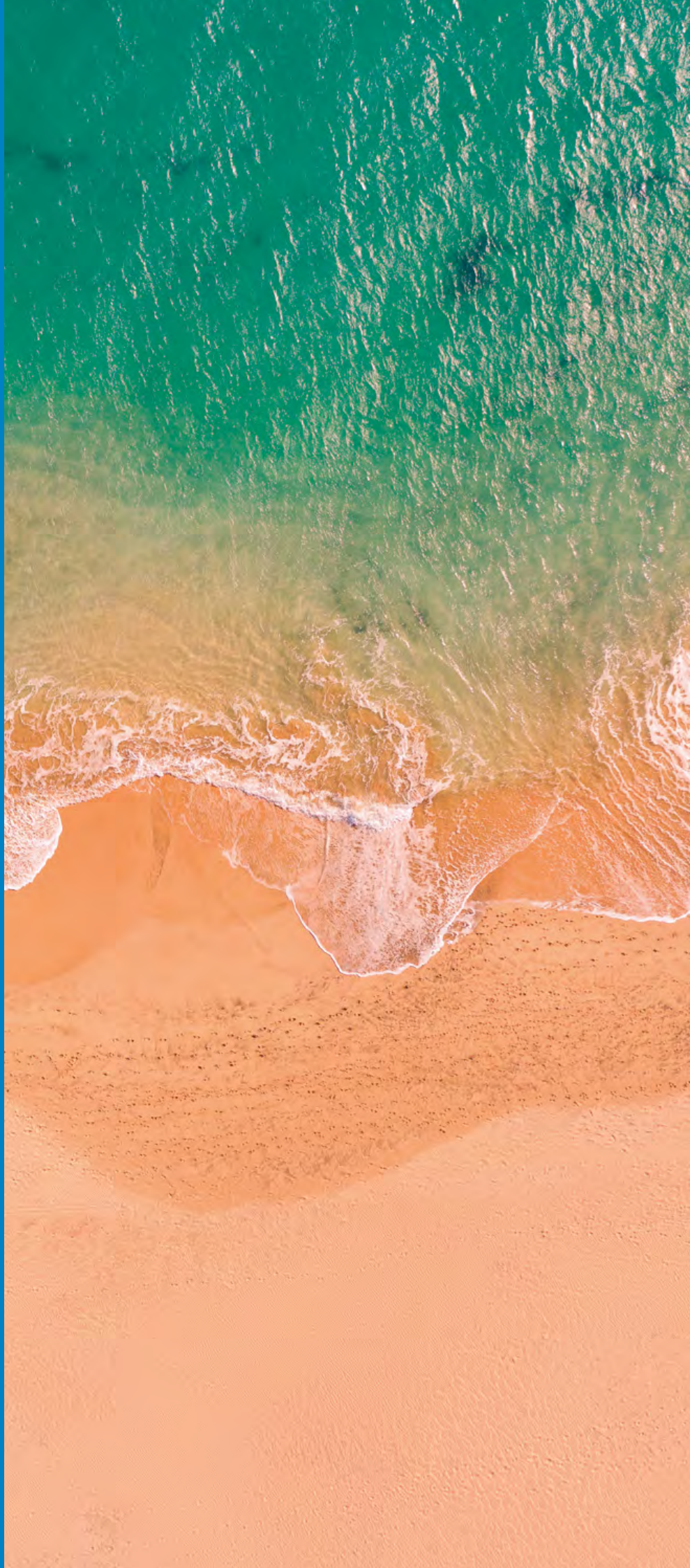
Coastal and Maritime Monitoring

Environment

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

"Vista aérea desde arriba de la hermosa costa atlántica con aguas turquesas cristalinas y playa de arena", de Airpixel (Fuente: Shutterstock)



¿De dónde proceden las basuras marinas que encontramos en las playas? Un nuevo método de evaluación

Where Does the Beach Litter Come From? A New Assessment Method

José L. Buceta Miller^{1*}, Juan L. Gil Gamundi², Marta Martínez-Gil Pardo de Vera³, Pilar Zorzo Gallego⁴

Resumen

Dentro del proceso de implementación de las estrategias marinas españolas, establecidas por la Ley 41/2010 de Protección del medio marino, desde 2013 se viene monitorizando la cantidad de basuras marinas que aparece en un conjunto seleccionado de playas en el marco del programa de seguimiento oficial BM-1 de basuras en playas. Fruto de este trabajo se ha conseguido un buen conocimiento de los diferentes objetos que suelen aparecer en las playas, ya sea por abandono en las mismas o por aportes desde tierra o desde el mar, por la acción del viento o lluvias en el primer caso, o por mareas y oleaje en el segundo. Así, se conoce que prácticamente el 70 % de los objetos que aparecen en las playas españolas son de plástico o que los fragmentos de objetos de plástico y las colillas son, en número de unidades, los objetos que aparecen con mayor frecuencia (Buceta *et al.*, 2017).

Hasta el momento se ha venido evaluando anualmente la procedencia de estas basuras marinas mediante un método elaborado por el Convenio OSPAR para la Protección del Atlántico Noreste que consideraba 4 posibles orígenes y asignaba a la categoría denominada “otro” todos aquellos objetos que podían tener más de una fuente o no estaba clara su procedencia. De esta manera, tal categoría aparece como mayoritaria en todas las anualidades analizadas desde el inicio del programa de seguimiento (MAGRAMA, 2014a, 2014b, 2016; MAPAMA, 2016, 2017; MITECO, 2018a, 2018b).

En el presente trabajo se aplica un nuevo método para evaluar las fuentes de las basuras marinas que aparecen en las playas españolas denominado *Matrix Scoring Technique* (Tudor y Williams, 2004) que consiste en una matriz de puntuación basada en la probabilidad de que un objeto determinado se asocie con una fuente concreta, considerando que un determinado tipo de objeto puede tener orígenes diferentes. Aunque existen algunos datos adicionales de basuras marinas en playas procedentes de diferentes entidades, se han utilizado los datos del programa BM-1 de basuras en playas del periodo 2013-2018 correspondientes al transecto de 100 m. Este conjunto de datos incluye los resultados de 604 campañas de muestreo, realizadas en 26 playas con una periodicidad de 4 campañas por año y en las que se han contabilizado un total de 204.350 objetos.

Palabras clave: basuras marinas, fuentes, playas, residuos, seguimiento.

Abstract

As part of the implementation process of the Spanish Marine Strategies, established by the Act 41/2010 for the Protection of the Marine Environment, since 2013 the amount of marine litter that appears in a selected set of beaches has been monitored within the framework of the official monitoring programme BM-1 on marine litter on beaches. As a result, a good deal of knowledge has been achieved on the different items that usually appear on the beaches, either by abandonment there or by transportation from land or from the sea, due to the action of the wind or rain in the first case, or by tides and waves in the second. Thus, it's known that practically 70 % of the items found on Spanish beaches are made of plastic, or that fragments of plastic items and cigarette butts are, in number of units, the items that appear most frequently (Buceta et al., 2017).

So far, the sources of these marine litter have been assessed on a yearly basis by means of a method developed by the OSPAR Convention for the Protection of the Northeast Atlantic, which considered 4 possible origins, applying the category “other” to all items with more than a source or whose origin was not clear. In this way, this category appears as the most frequent every year since the beginning of the monitoring programme (MAGRAMA, 2014a, 2014b, 2016; MAPAMA, 2016, 2017; MITECO, 2018a, 2018b).

In the present work, a new method, called Matrix Scoring Technique (Tudor & Williams, 2004), is used to evaluate the sources of marine litter found on Spanish beaches. Such method consists of a scoring matrix based on the probability that a given item is associated with a specific source, considering that a certain type of item may have different origins. Although there are some additional data on marine litter on beaches from different organisations, the results of the official BM-1 programme on litter on beaches for the period 2013-2018, corresponding to the 100 m transect, have been used. This data set includes the results of 604 surveys, carried out on 26 beaches with a periodicity of 4 surveys per year, having counted a total number of 204,350 objects.

Keywords: marine litter, sources, beaches, waste, monitoring.

* Autor de contacto: Jose.L.Buceta@cedex.es

¹ Licenciado en Ciencias Biológicas. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC), del CEDEX.

² Capitán de la Marina Mercante. Subdirección General para la Protección del Mar. Dirección General de la Costa y el Mar. Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

³ Licenciada en Ciencias Ambientales. Subdirección General para la Protección del Mar. Dirección General de la Costa y el Mar. Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

⁴ Licenciada en Ciencias Biológicas. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC), del CEDEX.

1. INTRODUCCIÓN

Las basuras marinas son un problema global que afecta a todos los océanos del mundo, con efectos ambientales, económicos, sobre la salud y estéticos debidos a malas prácticas en la gestión de residuos sólidos, infraestructuras, actividades y a comportamientos humanos indiscriminados y una insuficiente concienciación ciudadana sobre las consecuencias potenciales de sus acciones (UNEP, 2009).

Se definen como cualquier material sólido, de origen antropogénico, manufacturado o procesado, independientemente de su tamaño, descartado, desechado o abandonado en el medio marino, incluyendo todos los materiales descartados en el mar o la costa o llevados indirectamente al mar por medio de ríos, alcantarillado, aguas pluviales o vientos (UNEP - NOAA, 2012).

Los objetos más comunes que se encuentran en las playas están compuestos por papel, madera, material textil, metal, vidrio, cerámica, goma y plástico descartado por el ser humano (UNEP, 2005). Entre el 60 y el 90 % (a menudo hasta el 100 %) de las basuras marinas que se acumulan en la costa, en la superficie del mar o sobre el fondo marino están constituidas por una combinación de diferentes polímeros plásticos. En el caso de las playas españolas, los resultados obtenidos por el programa BM-1 entre 2013 y 2018 indican que el 71,5 % del total de objetos contabilizados eran de plástico o poliestireno (MITECO, 2018b). A nivel internacional, de la basura depositada en las playas, los objetos más comunes, que constituyen más del 80 % de los objetos contabilizados, están constituidos por colillas de cigarrillo, bolsas de plástico, restos de redes de pesca y envases de comida y bebida de plástico (Andrady, 2015). En el caso español, los objetos que se han contabilizado en el programa de seguimiento parecen ser mucho más diversos, ya que para alcanzar el 80 % de la basura existente habría que listar hasta 18 tipos de objetos, siendo los más frecuentes los fragmentos de plástico, cabos y cuerdas de plástico de pequeño tamaño, colillas de cigarrillo, tapas y tapones de plástico y bastoncillos de algodón. En conjunto, estos 6 tipos de objetos representan el 62,5 % de las basuras contabilizadas en las playas del litoral español en el periodo 2013-2018 (MITECO, 2018b).

El conocimiento de que las basuras marinas suponen uno de los principales problemas ambientales a los que se enfrenta la humanidad es relativamente reciente, ya que hasta las décadas de los 60 y 70 del pasado siglo no comienzan a aparecer algunos artículos científicos centrados sobre todo en los efectos físicos de las basuras marinas sobre la biota y en la ingestión de plásticos. A partir de los años 90, el crecimiento de artículos científicos sobre todos los aspectos relacionados con las basuras marinas ha sido prácticamente exponencial (Ryan, 2015) y sirvieron de base para que la legislación internacional comenzara a tenerlo en cuenta hasta llegar a ser resaltado por la Organización de las Naciones Unidas en la Conferencia sobre Océanos celebrada en Nueva York en 2017 en la que se alcanzaron 178 compromisos específicos para tratar de combatir este problema.

En el ámbito de los Convenios Internacionales para la Protección del Medio Marino, las primeras acciones

específicas, tendentes a conocer y valorar adecuadamente el problema se dieron en el Convenio OSPAR para la Protección del Atlántico Noreste con el Proyecto piloto de Seguimiento de Basuras Marinas en Playas, que se desarrolló entre 2000 y 2006 e incluyó el muestreo periódico de 51 playas en 8 países, entre ellos España (OSPAR Commission, 2007).

Los resultados de los trabajos de investigación y la toma de datos en la naturaleza iban poniendo de manifiesto la importancia real de este problema y su incremento casi en paralelo al aumento en la producción y consumo de plásticos a nivel mundial. Consciente de esta realidad, la Comisión Europea incluyó las basuras marinas en la Directiva Marco sobre la estrategia marina (2008/56/CE) como uno de los 11 descriptores del estado ambiental de los mares europeos. Se trata, concretamente del Descriptor 10: Las propiedades y las cantidades de desechos marinos no resultan nocivas para el medio litoral y el medio marino. Fruto del desarrollo de esta Directiva, en mayo de 2017 se aprueba la Decisión 2017/848/UE sobre los criterios y las normas metodológicas aplicables al buen estado medioambiental de las aguas marinas y se deroga la Decisión 2010/477/UE. En esta nueva Decisión se establece que, para el criterio D10C1 la composición, cantidad y distribución espacial de las basuras en la costa, en la capa superficial de la columna de agua y en el fondo marino se sitúan en niveles que no causan daño en el medio ambiente costero y marino y se recogerá información sobre las fuentes de las basuras, siempre que sea posible.

Las fuentes de las basuras marinas pueden localizarse en el mar (pesca, navegación comercial o recreativa, industria offshore, etc.), o en tierra firme, sin tener forzosamente que estar relacionada con actividades que se desarrollan en la costa sino a muchos kilómetros tierra adentro y ser transportados los objetos a través de escorrentía en época de lluvias, de los ríos o por el viento. El Grupo de Expertos sobre los aspectos científicos de la contaminación marina (GESAMP) estimó que las fuentes terrestres son responsables de hasta un 80 % de la basura marina mientras que el resto es debida a actividades en el mar (Sheavly, 2005). Estas fuentes en tierra están asociadas con actividades antropogénicas como el uso cada vez más frecuente de materiales sintéticos, la industrialización y urbanización de áreas costeras, en las que la gestión de residuos es inadecuada (Chen, 2015).

2. ORIGEN DE LAS BASURAS MARINAS EN LAS PLAYAS

La procedencia de la basura marina que llega a las playas es, en general, difícil de evaluar ya que si bien muchos de los objetos que se han contabilizado pueden asociarse de manera inequívoca con un determinado origen, por ejemplo, un sedal con la pesca o un bastoncillo de algodón con las aguas residuales urbanas, otros muchos pueden no tener un origen único o, incluso, ser imposible de identificar, como es el caso de los objetos fragmentados.

De acuerdo con UNEP (2005) las principales fuentes de basuras marinas, agrupadas en función de si su origen son fuentes terrestres o actividades en el mar, son las que se resumen en la tabla 1.

Tabla 1. Principales fuentes de basuras marinas según UNEP (2005)

Principales fuentes marinas	Principales fuentes terrestres
– Navegación comercial, ferris y líneas de cruceros	– Vertederos municipales en la costa
– Barcos pesqueros	– Transporte de residuos a través de los ríos
– Flota militar y barcos de investigación	– Descarga de aguas residuales urbanas no tratadas y aguas de tormenta
– Navegación de recreo	– Instalaciones industriales
– Plataformas <i>off-shore</i> de petróleo y gas	– Turismo
– Instalaciones de acuicultura	

Dentro del proceso de aplicación de las estrategias marinas españolas, el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITERD) viene desarrollando desde 2013 el Programa de vigilancia de basuras marinas en playas (Programa BM-1) que incluye muestreos periódicos estacionales en 26 playas de nuestra geografía (Buceta *et al.*, 2017), cuyos resultados son objeto de informes anuales. Hasta el momento, el método empleado por el MITERD en tales informes es el desarrollado por el Convenio OSPAR que se describe con detalle más adelante y que, básicamente, consiste en asignar a cada uno de los 115 tipos de objetos contabilizados una de las siguientes fuentes:

- Pesca (19 tipologías de objeto)
- Transporte marítimo (21 tipos de objeto)
- Turismo (31 tipologías de objeto)
- Instalaciones sanitarias (10 tipos de objeto)
- Otro (34 tipos de objeto)

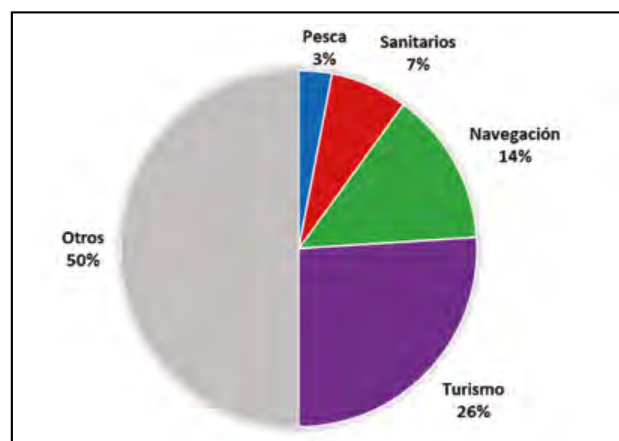
No obstante lo anterior, desde 2017 se incluyeron en el formulario de muestreo utilizado en España (no así en OSPAR) 4 nuevas tipologías de objeto relacionadas con las actividades agrícolas por lo que, desde entonces, en los informes anuales del Programa BM-1 se considera una nueva fuente adicional a las anteriores constituida por la “Agricultura”.

A modo de ejemplo, las nasas o las cajas de pescado se asignan a la pesca; los bastoncillos de algodón, compresas, tampones, etc. a instalaciones sanitarias; las colillas, botellas de plástico o latas de bebida al turismo; y palés, bidones de aceite o cintas de embalaje al transporte marítimo. Dentro de la categoría “Otro” se incluyen aquellos objetos cuyo origen no pueda ser asignado a alguna de las anteriores categorías o aquellos que puedan corresponderse con más de una fuente.

Aplicado este enfoque a los datos disponibles para el periodo 2013-2018, resulta que, tal y como se refleja en la figura 1, la basura de origen desconocido o que se corresponde con más de una fuente resulta ser mayoritaria (50 %). La mayor parte de las basuras de origen conocido que se encuentran en las playas españolas están relacionadas con las actividades turísticas (26 %) y, en bastante menor medida, con el transporte marítimo o la navegación (14 %), o procedente de instalaciones sanitarias (7 %), resultando mucho más escasa la presencia de los residuos procedentes de las actividades pesqueras (3 %) (MITECO, 2018b).

Si este mismo análisis de fuentes de las basuras se hace con los datos desagregados a nivel de demarcación marina, tal y como puede observarse en la tabla 2 existen

significativas variaciones regionales. Así, en las demarcaciones sudatlántica y canaria los residuos que con más frecuencia aparecen son los atribuibles al uso turístico de las playas, mientras que en las otras tres demarcaciones (noratlántica, Estrecho y Alborán y levantino-balear) lo son los objetos de la categoría “otros”. Resulta asimismo interesante destacar la significativa presencia de residuos relacionados con el transporte marítimo y la navegación en la Demarcación sudatlántica, lo que posiblemente esté relacionado con la gran intensidad de tráfico marítimo que soporta el golfo de Cádiz.

**Figura 1.** Fuentes de las basuras marinas. Total España para el periodo 2013-2018 (Fuente: MITECO, 2018b).**Tabla 2.** Procedencia de las basuras marinas de las playas por demarcación marina (%)

Demarcación marina	Turismo	Navegación	Pesca	Inst. Sanit.	Otros
Noratlántica	19	17	4	6	54
Sudatlántica	36	26	4	2	32
Estrecho y Alborán	26	18	1	7	48
Levantino-balear	29	10	3	9	49
Canaria	48	5	1	3	43

(Fuente: MITECO, 2018b)

3. METODOLOGÍA DEL CONVENIO OSPAR PARA LA EVALUACIÓN DE FUENTES DE BASURAS MARINAS EN LAS PLAYAS

El Programa Piloto del Convenio OSPAR para el Seguimiento de Basuras Marinas en Playas se inició en 1999 mientras que el protocolo de muestreo a utilizar fue probado y acordado durante el 2000 y, finalmente, los muestreos comenzaron en enero de 2001. España contribuyó desde su inicio a este programa piloto con muestreos en la playa de A Lanzada (Pontevedra) y a los pocos meses se incorporó la de Baldaio (A Coruña). Con el paso del tiempo se incorporaron al programa otras tres playas: Valdevaqueiros (Cádiz) en 2004, O Rostro (A Coruña) en 2007 y Laga (Bizkaia) en 2008. Dentro del desarrollo de este programa, en 2005 se elaboró una metodología para evaluación de las posibles fuentes de basuras marinas, basado en indicadores que representan cada una de las fuentes tenidas en consideración (OSPAR Commission, 2007). Este método, en lugar de asignar a un determinado origen cada uno de los objetos incluidos entonces en el listado, utiliza únicamente

un conjunto restringido de tales objetos que pueden considerarse indicadores de cada una de las fuentes definidas. Las características de los objetos seleccionados como indicadores serían:

- Típicos de la fuente que representan
- Comunes y frecuentes en el área de muestreo
- Fáciles de identificar
- Fáciles de localizar
- Fáciles de ser contabilizados

Se decidió contemplar únicamente 5 posibles orígenes de las basuras marinas, que se consideraban los más frecuentes en el Atlántico noreste, asignándose a cada uno de los mismos los indicadores incluidos en la tabla 3.

El uso de este método no proporciona información sobre la importancia relativa de las diferentes fuentes responsables de la contaminación por basura en una región dada, porque solo una pequeña selección de los objetos realmente registrados en la costa se utiliza como indicador. Tal como puede observarse en la tabla 3, el sistema utiliza un total de 37 objetos diferentes (13 para pesca, 6 para vertidos no operacionales, 4 para sanitarios, 7 para vertidos operacionales y 7 para turismo), mientras que el formulario utilizado para el muestreo del transecto de 100 metros incluía en aquel entonces 110 objetos diferentes. Es decir, en la evaluación de fuentes se utilizaban únicamente el 34 % de los tipos de objeto que se contabilizaban en las campañas y con un reparto proporcional muy desigual entre los diferentes posibles orígenes. Sin embargo, esta metodología puede dar una indicación de qué fuentes están involucradas, es decir, si se detecta un indicador asociado a una de las fuentes, entonces dicha fuente es responsable de una cierta cantidad de la basura que aparece en esa costa y se puede usar para calcular tendencias en los aportes de las fuentes consideradas (Veiga *et al.*, 2016).

Si bien el programa piloto tuvo una duración de 6 años (2001-2006), a la vista de los resultados obtenidos se decidió su continuación, en esta ocasión ya no como acción piloto sino como una acción voluntaria para las Partes Contratantes del Convenio OSPAR que se fue renovando en diferentes periodos (OSPAR Agreements 2007-07, 2010-06 y 2011-01). Finalmente, en 2014 mediante el OSPAR Agreement 2014-02, se incorporó al JAMP (*Joint Assessment and Monitoring Programme*), dejando entonces de

ser voluntario para pasar a ser obligatorio para los países que forman parte del Convenio.

Dentro del periodo en que fue un acuerdo voluntario, se introdujeron en el formulario de muestreo una serie de cambios y adaptaciones. Consistieron, fundamentalmente, en una modificación en el criterio para clasificar las cuerdas o cabos, pasando de la longitud a su grosor, la introducción de algunos nuevos tipos de objeto así como la eliminación de otros y algunas pequeñas matizaciones en la definición de alguno de ellos. Estas modificaciones originaron que el formulario de muestreo utilizado a partir de enero de 2010 (que es en el que se basa el programa español BM-1) contenga un total de 115 tipos de objeto diferentes.

Con los datos recogidos en el programa se han llevado a cabo diversas evaluaciones, una a la finalización del programa piloto, una segunda para su inclusión en el *Quality Status Report* de 2010 y una tercera para el *Intermediate Assessment* realizado en 2017 con todos los datos del Convenio OSPAR. En la preparación de esta última evaluación se consideraron dos metodologías para el tratamiento de los datos existentes, una propuesta por Alemania (Schulz *et al.*, 2013) y otra por los Países Bajos (Van Franeker, 2013). El método aplicado por el MITERD y cuyos resultados se han resumido anteriormente es el desarrollado por los Países Bajos. En ambos enfoques el análisis de fuentes asumía que los objetos contabilizados han sido utilizados en un sector particular (por ejemplo, pesca o navegación) o son liberados al medio marino a través de una fuente específica (por ejemplo, el vertido de aguas residuales). Así, cada tipo de objeto se atribuye a una fuente determinada. Sin embargo, la aplicación de este método planteaba tres problemas fundamentales:

- Algunas de las tipologías de objetos no resultan identificables, bien por no estar específicamente particularizados en el listado (categorías de “otros objetos” que existen para cada tipo de material) o bien por estar constituidos por fragmentos que hacen imposible reconocer de qué tipología de objeto concreto proceden.
- Hay varios tipos de objetos que pueden proceder de más de una de las fuentes consideradas. Por ejemplo, las colillas de cigarrillos que son tan frecuentes en las playas, provienen en su gran mayoría del uso

Tabla 3. Fuentes e indicadores asociados utilizados en el Programa Piloto de OSPAR de Seguimiento de Basuras Marinas en Playas (OSPAR Commission, 2007)

Fuente	Indicadores
Pesca, incluyendo acuicultura	Bidones de plástico con asa; Cajas de pescado; Sedales; Pesos de pesca; Guantes de goma; Cuerdas y redes menores de 50 cm; Cuerdas y redes mayores de 50 cm; Fragmentos de redes y cuerdas enmarañadas; Nasas (nécoras, langostas...); Nasas para pulpos; Redes o bolsas para el cultivo de ostras y mejillones; Cestas para el cultivo de ostras; Tahitianas (láminas plásticas usadas en el cultivo de mejillón).
Residuos no operacionales procedentes de la navegación comercial y pesquera y las actividades <i>off-shore</i> (residuos no operacionales)	Tetrapaks o envases de cartón; Envases de productos de limpieza; Envases de aerosoles; Latas de conservas; Guantes de plástico; Cajas de plástico.
Sanitario y relacionado con las aguas residuales	Preservativos; Bastoncillos de algodón; Compresas, toallitas higiénicas, etc.; Tampones (incluidos los aplicadores).
Navegación, incluyendo actividades <i>off-shore</i> (residuos operacionales)	Cintas de embalaje; Embalajes industriales; Cascos protectores; Palés de madera; Bidones de aceite; Bombillas y Fluorescentes; Tubos de silicona y selladores.
Turismo y actividades recreativas	Cintas portatalas; Bolsas de plástico; Botellas y garrafas de plástico; Latas de bebida; Envases de alimentos de plástico; Botellas de vidrio; Bolsas, envoltorios, palos de chucherías.

turístico de las mismas pero también, en menor proporción, podrían haber sido aportados a la playa por el propio mar donde llegaron por vertido desde una embarcación, puertos, aguas de escorrentía, etc.

- El método aplicado únicamente permite la asociación de cada tipo de objeto del listado con una fuente concreta, asignándose a la fuente “otros” aquellos objetos irreconocibles, no catalogados o que pueden tener más de un origen.

En 2014 se procedió a unificar ambas aproximaciones y adoptar una única metodología consensuada para la evaluación de los datos, que se aprobó en la reunión del Comité de Actividades Humanas (EIHA) del Convenio OSPAR correspondiente a 2015. Fue entonces cuando se reconoció la necesidad de mejorar el método para aumentar la fiabilidad de los resultados, así como analizar la atribución de fuente(s) para cada objeto del listado a nivel subregional dado que, por las características geográficas, culturales o socioeconómicas, para un mismo tipo de objeto, la fuente (o vía de entrada) puede variar de unos países a otros. Se establece que la evaluación de fuentes debe hacerse por país, por subregión y a nivel de toda el área OSPAR con los datos recogidos en la totalidad de las playas durante un ciclo de 6 años.

La metodología adoptada propone distinguir entre las siguientes fuentes principales:

- Navegación
- Pesca
- Turismo
- Aportes desde tierra (incluidos ríos)
- Dudosa

La fiabilidad para asignar un tipo de objeto a una fuente determinada debe ser de media a alta. Se propone utilizar la clasificación “dudosa” para aquellos objetos en que no se pueda estar seguro de su procedencia, contándose con grupos de expertos y resultados de estudios previos sobre asignación de fuentes (Tudor *et al.*, 2002; Tudor y Williams, 2004; Van Franeker, 2013; Williams *et al.*, 2003).

Una vez elaborada a nivel nacional o subregional la lista de asignación de fuentes, la evaluación de las mismas se puede realizar utilizando la técnica conocida como *Matrix Scoring Technique* (Tudor y Williams, 2004) desarrollada posteriormente en el marco de la implementación de la Directiva Marco sobre la estrategia marina (ARCADIS, 2012 y ARCADIS, 2013).

4. NUEVA METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE FUENTES DE BASURAS MARINAS DE LAS PLAYAS

Tudor y Williams (2004) desarrollaron la metodología conocida como *Matrix Scoring Technique* (MST) basándose en los métodos propuestos por Whiting (1998) y Earll *et al.* (2000) para determinar las fuentes de basuras marinas en una playa del Canal de Bristol. La técnica utiliza una clasificación por probabilidades que incluye las 6 categorías que se recogen en la tabla 5 en lugar de las cinco propuestas por Earll *et al.* (tabla 4). En ambos casos, cada categoría se asocia a una probabilidad de que el objeto proceda de una determinada fuente.

A cada una de las probabilidades se le asigna una puntuación que permite el cálculo de la proporción sobre el total de las basuras marinas contabilizadas que procede de las diferentes fuentes consideradas. Tudor y Williams (2004) analizaron 5 sistemas de puntuación diferentes de acuerdo con lo reflejado en la tabla 5, consistentes en una mayor diferencia numérica entre las diferentes categorías. Además, el sistema E incorpora la posibilidad de que una determinada fuente sea imposible que origine la aparición de un objeto determinado, en cuyo caso, la puntuación otorgada a la misma será cero.

Tabla 4. Probabilidad según Earll *et al.* (2000)

Probabilidad	Puntuación según probabilidad	Distribución porcentual
Muy Improbable (UU)	0,001%	0
Improbable (U)	0,001 – 10%	0 al 10%
Posible (P)	10 – 50%	10 al 90%
Probable (L)	> 90%	Más del 90%
Muy Probable (LL)	100%	100%

Esta última circunstancia junto con los resultados obtenidos de la aplicación de los diferentes sistemas de puntuación llevó a los autores a considerar el sistema E como el más recomendable.

Al aplicar este método sobre la base de datos (ya sea la española o la del Convenio OSPAR) organizada como número de observaciones de cada tipo de objeto, a cada tipología se le asigna una de las 6 puntuaciones. Se resuelve de esta manera el problema anteriormente descrito de poder asignar únicamente un origen a cada tipo de objeto. Se trata, pues, de un enfoque de probabilidad que, con el juicio experto, debe responder a la pregunta ¿Cómo de probable es que un tipo de objeto proceda de una fuente determinada?

Tabla 5. Sistemas de puntuación (A-E) para la probabilidad de que un objeto proceda de una fuente particular (Tudor y Williams, 2004)

Probabilidad	A	B	C	D	E
Muy Probable	4	9	16	16	16
Probable	3	7	8	4	4
Posible	2	5	4	2	2
Improbable	1	3	2	1	1
Muy improbable	0	1	1	0,25	0,25
No considerado como fuente					0

Un elemento fundamental de la metodología son las fuentes que deben tenerse en consideración para la evaluación según se discute más adelante. Partiendo de las fuentes que se han venido evaluando por el MITERD (Turismo, Pesca, Navegación y Vertido de aguas residuales) para cada uno de los tipos de objetos incluidos en el formulario de muestreo (excepto fragmentos no reconocibles y aquellos no singularizados, para los que es imposible atribuir un origen) se debe analizar la probabilidad de que proceda de una de tales fuentes y asignarle la puntuación correspondiente.

A modo de ejemplo, de acuerdo con el informe de resultados para el periodo 2013-2018 uno de los objetos reconocibles que ha resultado más frecuente fueron las colillas de cigarrillo, con 19.413 unidades registradas,

que representan un 9,5 % sobre el total de objetos contabilizados. Debido a su utilización, este tipo de objeto es “muy probable” que proceda de los usuarios de las playas (Turismo) por lo que se asigna la puntuación 16 a esta fuente, pero también es “probable” que pudieran proceder de las aguas residuales, chiringuitos y terrazas (Comercio y Hostelería) o cualquier otra actividad en tierra donde concurren personas fumadoras por lo que se asignará la puntuación 4 a cada una de estas tres fuentes. Se le asigna la puntuación 2, considerando que es posible que procedan de personas que trabajan en la pesca, la acuicultura, la navegación o la construcción y demolición. Sería “improbable” que tales colillas procedieran de otras actividades en el mar por lo que se asignaría la puntuación 1 a tal fuente y, por último, sería “muy improbable” que su origen fuesen las personas que trabajan en tareas agrícolas por lo que se le asignaría la puntuación 0,25 a esta fuente. La puntuación total asignada para las colillas (cada objeto del listado tendrá una que puede ser diferente) resulta ser $2+2+4+16+2+0,25+2+4+4+1= 37,25$.

Así se llegará a concluir que la proporción de objetos procedentes de la fuente “X” debidos exclusivamente a esta tipología de objeto (colillas de cigarrillo) será:

$$\frac{\text{Puntos fuente X}}{\text{Puntos total de fuentes}} * \text{Frecuencia aparición del objeto (\%)} = 9,5 \%$$

Es decir, que para el caso del Turismo en playa:

$$\frac{16}{37,25} * 9,5 = 4,1 \%$$

O, para las fuentes Aguas residuales, Comercio y hostelería u Otras actividades en tierra:

$$\frac{4}{37,25} * 9,5 = 1,0 \%$$

Idéntico procedimiento debe repetirse para cada uno de los objetos incluidos en el formulario de muestreo exceptuando aquellos no reconocibles (fragmentos y tipos “otros”). La proporción total de objetos procedente de cada fuente vendrá dada por la suma de los porcentajes obtenidos para cada objeto individual.

Un aspecto que no aparece explicado en la metodología original ni en la bibliografía consultada es el número

máximo de veces que se puede repetir una misma probabilidad para un objeto determinado, es decir, que si a una determinada fuente se le asigna el valor 16 por ser muy probable que esa tipología de objeto proceda de la misma ¿Es posible asignar tal valor a otra de las fuentes?; optándose en el presente trabajo porque si una fuente determinada resultaba “muy probable” (puntuación 16) ninguna otra fuente podría ser también “muy probable”. La puntuación 4, correspondiente a “probable” podría repetirse cuatro veces, la 2 seis veces, la puntuación 1 ocho veces y la 0,25 no tendría límite de veces de poderse repetir para el mismo objeto.

5. FUENTES DE BASURAS MARINAS A CONSIDERAR

Un tema clave en la aplicación del método MST es el número y tipo de posibles fuentes de basuras marinas que se consideran. En principio, la lista de fuentes podría estar abierta para considerar, dependiendo de su importancia en el área geográfica de aplicación, cualquier tipo de origen, pudiéndose ser tan específico como se desee. No obstante, la dificultad proviene de la posibilidad de diferenciar tales orígenes entre sí. Por ejemplo, en el estudio de ARCADIS (2012) se distingue entre navegación comercial y navegación recreativa o entre pesca y pesca recreativa. En tales casos resulta de gran dificultad asignar unas determinadas probabilidades diferentes para estas fuentes que son, en realidad, muy similares en cuanto a la generación de un tipo específico de residuo.

En el extremo opuesto, planteamientos demasiado conservadores en cuanto al número de fuentes a considerar, entre los que se encuentran los del Convenio OSPAR que considera únicamente unas fuentes de carácter muy general, presenta la gran desventaja de que un significativo número de objetos no puedan ser asignados a fuente alguna, razón que contribuye al alto porcentaje con el que aparece la categoría “otros” en todas las evaluaciones realizadas.

La tabla 6 incluye las fuentes consideradas en los estudios más relevantes realizados hasta la fecha, utilicen o no el método MST.

Teniendo en consideración la tipología de los objetos que aparecen habitualmente en las playas españolas, el enfoque que parece más adecuado es una selección de

Tabla 6. Fuentes de basuras marinas consideradas en los estudios recientes más relevantes

Estudio	Nº de fuentes consideradas	Fuentes
OSPAR Commission, 2009	5	Pesca y acuicultura; Residuos no operacionales procedentes de actividades marítimas; Sanitario; Residuos operacionales de navegación y Turismo y actividades recreativas.
Van Franeker, 2013	5	Pesca; Navegación; Sanitario; Turismo y Otros.
ARCADIS, 2012	15	Agricultura, Acuicultura, Turismo en playa, Construcción y demolición, Vertidos y vertederos, Pesca, Residuos domésticos, Otras industrias en tierra, Otras industrias marinas, Actividades portuarias, Navegación recreativa, Pesca recreativa, Navegación Aguas residuales, Recogida y transporte de residuos.
Vlachogianni <i>et al.</i> , 2018	8	Actividades en la costa, Pesca y acuicultura, Navegación, Vertidos incontrolados, Aguas residuales, Residuos médicos, Agricultura y Sin fuente conocida.
Pieper <i>et al.</i> , 2019	8	Turismo; Escorrentía; Aguas residuales; Construcción; Vertidos accidentales; Comportamiento inadecuado; Pesca y Navegación; Transportado desde larga distancia.
Schäfer <i>et al.</i> , 2019	10	Pesca; Turismo y actividades recreativas; Navegación comercial; Instalaciones y operaciones portuarias; Comercio e Industria terrestre; Navegación recreativa; Otras industrias marítimas (campos eólicos, plataformas de gas y petróleo); Acuicultura; Recogida y vertido de residuos domésticos; Vertidos de aguas residuales y escorrentía.

las fuentes de mayor relevancia, sin entrar a segregar en fuentes secundarias que pudieran estar encuadradas en las anteriores. Así, diferenciar residuos procedentes de la navegación comercial o la navegación recreativa, además de resultar bastante complejo, no aportaría información relevante.

Así, las fuentes que se han seleccionado para la aplicación del método MST en el presente trabajo han sido las siguientes:

- Pesca
- Acuicultura
- Aguas residuales
- Turismo en playa
- Navegación
- Agricultura
- Construcción y demolición
- Comercio y Hostelería
- Otras actividades en tierra
- Otras actividades en el mar

Los sectores incluidos en cada una de las anteriores fuentes son los que, de manera resumida, se incluyen en la tabla 7.

6. ASIGNACIÓN DE PROBABILIDADES

Una vez decididas las fuentes que se iban a considerar, la totalidad de objetos incluidos en el formulario de muestreo fueron objeto de análisis de manera individual por cada uno de los autores del presente artículo. Posteriormente se elaboró, de manera consensuada, una valoración completa y la asignación de los valores correspondientes a la probabilidad establecida de acuerdo con el sistema E de la tabla 5.

En una segunda fase, el MITERD convocó dos talleres de especialistas en materia de basuras marinas a los que fue sometida la propuesta llegándose a una tabla final de probabilidades. En los mencionados talleres participaron especialistas procedentes del sector académico (Universidad Autónoma de Madrid), Centros de investigación

(Instituto Español de Oceanografía), Administración periférica (Demarcación de Costas de Murcia), organizaciones de ámbito internacional (Centro de Acción Regional para la Producción y Consumo Sostenibles de UNEP/MAP), Organizaciones no gubernamentales (Asociación Ambiente Europeo, Surfrider Foundation, SUBMON, Paisaje Limpio, Asociación Vertidos Cero) y otras instituciones (Cruz Roja Española).

En la discusión tenida en estos talleres, además de la propia asignación de probabilidades para todos los objetos que se incluyen en el Top X y representan más del 80 % de la basura encontrada en nuestras playas, se llegó a dos importantes conclusiones que presentan repercusión para la aplicación de esta metodología. Por una parte, se detectó que, sobre todo para determinados tipos de objeto, la probabilidad podía resultar diferente dependiendo de la zona o demarcación marina en la que se aplicase. Así, determinados objetos que en el Atlántico pueden ser más probables que procedan de una fuente, en el Mediterráneo, sin embargo, pueden proceder con mayor probabilidad de otra fuente diferente debido, por ejemplo, al régimen pluvial torrencial en épocas de gota fría o a costumbres y usos diferentes. Teniendo en cuenta que los resultados del presente trabajo se van a utilizar en el ámbito del Convenio OSPAR se decidió asignar las probabilidades asumiendo su aplicación práctica inmediata a las demarcaciones noratlántica y sudatlántica y que cuando se aplique específicamente al Mediterráneo o a Canarias posiblemente haya que proceder a su revisión para algunos objetos. Por otra parte, se coincidió en que esta metodología no podría ser utilizada para todas las tipologías de objeto incluidas en el listado, sino que se deberían eliminar en la evaluación los objetos no identificados (fragmentos y otros objetos correspondientes a las categorías de material) aunque se podrían mantener en la misma los otros objetos correspondientes a usos (otros objetos higiénico-sanitarios u otros residuos médicos) por cuanto su origen más probable sí puede ser conocido. Así, se procedió a eliminar de la evaluación los objetos con identificación OSPAR 117, 46, 47, 48, 53, 59, 67, 74, 75, 89, 90, 93 y 96.

Tabla 7. Fuentes de basuras marinas en las playas seleccionadas y detalle de las actividades que incluyen

Fuente seleccionada	Actividades que incluye
Pesca	Todas las actividades pesqueras, comerciales o recreativas y la generación de basuras en puertos pesqueros. Incluye las actividades de marisqueo en la naturaleza con o sin embarcación y también la pesca con caña u otros artes desde la costa.
Acuicultura	Todas las actividades de cultivo de vertebrados e invertebrados de origen marino (tanto peces como crustáceos o moluscos) así como cultivo de algas para alimentación o industria. Se incluyen todas las instalaciones de cría y engorde tanto en el mar como en la zona costera (por ejemplo cetáreas), así como las infraestructuras que pudieran utilizar (por ejemplo depuradoras).
Aguas residuales	Basura procedente de emisiones desde estaciones depuradoras de aguas residuales o redes de alcantarillado incluyendo los reboses.
Turismo en playa	Turismo y actividades recreativas cerca de la costa, deportes acuáticos en la playa (por ejemplo surf o esquí náutico).
Navegación	Tráfico de buques de transporte de viajeros o mercancías, así como la navegación recreativa. Se incluyen también las instalaciones portuarias.
Agricultura	Todas las operaciones relacionadas con el cultivo en la zona terrestre de cualquier tipo de vegetal a cielo abierto o en invernaderos.
Construcción y demolición	Todos los residuos generados en las obras de edificación, urbanización, demolición, reforma y mantenimiento de edificaciones o infraestructuras, así como obras públicas.
Comercio y Hostelería	Mercadillos, venta ambulante, comercios del paseo marítimo y terrazas y chiringuitos en la playa y sus proximidades.
Otras actividades en tierra	Residuos generados por cualquier otra actividad humana que se desarrolle en la zona terrestre diferente a las anteriormente consideradas, por ejemplo, industria o gestión de basuras urbanas. Incluye toda la basura generada en tierra que pueda ser transportada al mar por los ríos.
Otras actividades en el mar	Residuos generados por cualquier otra actividad humana que se desarrolle en la zona marina diferente a las anteriormente consideradas (por ejemplo generación de energía, extracción de recursos minerales, arrecifes artificiales, etc.).

Tabla 8. Probabilidades por fuente para los objetos más frecuentes

OBJETO	Pesca	Acuicultura	Aguas residuales	Turismo en playa	Navegación	Agricultura	Construcción y demolición	Comercio y Hostelería	Otras actividades en tierra	Otras actividades en el mar
Cabitos/Cuerdas/ Cordeles de plástico (diámetro menor de 1 cm)	16	4	0,25	1	4	1	0	0,25	2	2
Colillas	2	2	4	16	2	0,25	2	4	4	1
Tapas, Tapones y corchos de plástico	2	2	4	4	2	0,25	0,25	4	4	0,25
Bastoncillos de algodón	0	0	16	0,25	2	0	0	0,25	4	0,25
Botellas y garrafas de bebida de plástico	2	2	4	4	2	0,25	0,25	4	16	0,25
Bolsas patatas fritas, envoltorios, palos de chucherías y helados	1	0	4	4	2	0	0	4	4	0,25
Espumas sintéticas (p. ej. trozos de poliuretano)	4	4	0	0	4	0	16	0	4	2
Bolsas de la compra (o trozos reconocibles)	2	1	4	4	2	0,25	0	4	4	0,25
Cabos y Cuerdas de plástico (diámetro mayor de 1 cm)	4	4	0	1	4	0,25	0,25	0,25	1	4
Pajitas, Cubiertos y platos de plástico	2	0	1	4	2	0	0	4	4	0,25
Envases de comida (yogures, mantequilla, comida rápida, etc.)	2	0	1	16	2	0	0	4	4	0,25
Latas de bebida	2	1	2	16	2	0,25	1	4	4	0,25

Resulta necesario resaltar que entre los tipos de objeto descartados se encuentran 5 de los 18 tipos que integran el Top X por lo que su eliminación supone no tener en cuenta un total de 73.661 objetos o, lo que es lo mismo, un 36 % del total de la basura contabilizada.

La tabla 8 incluye, a título de ejemplo, las probabilidades asignadas a cada fuente para el caso de algunos de los objetos más frecuentes.

7. RESULTADOS

El procedimiento metodológico ha sido aplicado a los datos correspondientes al Programa BM-1 recopilados para el primer ciclo de aplicación de las estrategias marinas, es decir, 2013-2018. Tales datos se encuentran recopilados en un informe de síntesis elaborado por la Dirección General de la Costa y el Mar y disponible a través de la página web del Ministerio (MITECO, 2018b).

Teniendo en consideración exclusivamente los objetos identificables y aplicando el método MST con el sistema E de valoración de probabilidades resulta que, para el conjunto de datos correspondiente a la totalidad de playas incluidas en el Programa BM-1, las cuatro principales fuentes de basuras marinas son, por este orden, el turismo en playa, la pesca, otras actividades en tierra y las aguas residuales (figura 2).

Si el método se aplica por separado tomando los datos correspondientes a cada demarcación marina, los resultados son los que se incluyen en la tabla 9 que, a juicio de los autores, resultan de una gran coherencia y vienen a indicar la bondad de este método. Así, por ejemplo, es en las playas de Canarias en las que el uso turístico de las mismas es el mayor responsable de la aparición de basura marina y, sin embargo, en las de la Demarcación noratlántica dicho uso es el que origina una menor aparición de basura en las playas. Los residuos derivados de la pesca aparecen como la

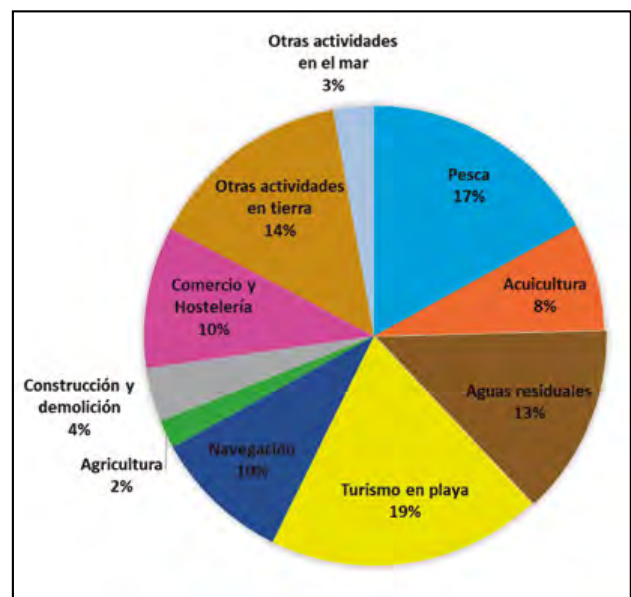


Figura 2. Resultado de la aplicación del *Matrix Score Technique* para el total de España del periodo 2013-2018.

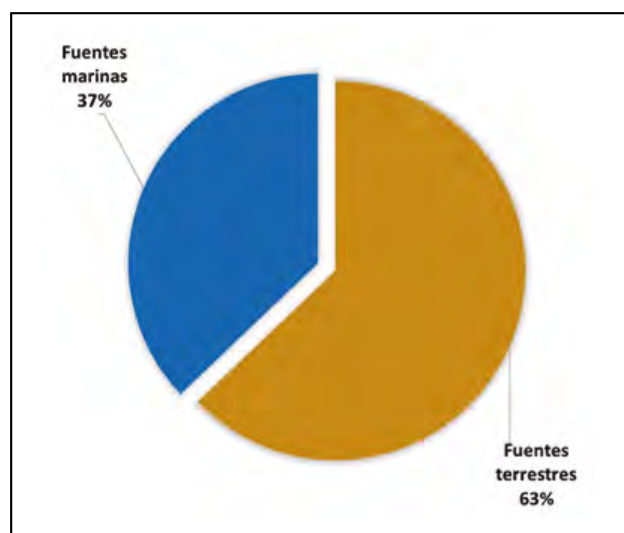
principal fuente de basuras en playas del Atlántico, pero no así en el Mediterráneo ni en Canarias. La acuicultura supone una fuente significativamente mayor en la Demarcación noratlántica respecto a las demás. El comercio y la hostelería aparecen como responsables de un mayor aporte de basuras en las demarcaciones sudatlántica, levantino-balear y canaria respecto de la noratlántica o, en menor medida, Estrecho y Alborán lo que pudiera estar relacionado con la desigual distribución de chiringuitos playeros. En lo que a la agricultura se refiere, existe una muy significativa diferencia entre la Demarcación del Estrecho y Alborán y el resto. Por último, cabe destacar también interesantes diferencias en la basura procedente de las aguas residuales si bien, como anteriormente se ha apuntado, esta es una

Tabla 9. Porcentaje de basura marina que procede de cada fuente por demarcación marina

	Pesca	Acuicultura	Aguas residuales	Turismo en playa	Navegación	Agricultura	Construcción y demolición	Comercio y Hostelería	Otras actividades en tierra	Otras actividades en el mar
Demarcación marina										
Noratlántica	18,8	10,1	12,6	15,3	10,3	1,8	4,2	8,8	14,9	3,2
Sudatlántica	21,9	7,2	7,4	18,0	10,0	1,9	3,3	12,1	15,0	3,1
Estr. y Alborán	16,8	6,5	12,6	17,8	9,0	8,9	2,5	9,0	14,0	2,8
Levantino-balear	14,6	5,7	15,4	21,4	9,1	2,8	3,7	10,5	14,3	2,4
Canaria	10,6	5,5	10,6	32,1	7,6	1,3	4,6	11,4	13,9	2,4

fuentes en la que se debería tener en cuenta el régimen de pluviosidad a la hora de asignar probabilidades por lo que resulta necesario un análisis más detenido.

Tal y como se apuntó en la introducción del presente artículo, comúnmente se hace referencia al “hecho” de que el 80 % de la basura en los océanos del mundo proviene de tierra, y, por lo tanto, el 20 % proviene del mar. Esta estadística frecuentemente citada no parece estar soportada por datos, artículos científicos o informes técnicos (GESAMP, 2020). Los resultados alcanzados en el presente trabajo, aun cuando resultan representativos exclusivamente de la realidad existente en las playas españolas, podrían contribuir a validar esta estimación.

**Figura 3.** Procedencia de la basura marina de acuerdo con los resultados de este trabajo.

Considerando que de las fuentes seleccionadas, pesca, acuicultura, navegación y otras actividades en el mar se corresponderían con fuentes marinas y el resto con fuentes terrestres, para el conjunto de España se verificaría, tal y como se refleja en la figura 3, que las actividades en tierra representan el origen del 63 % de la basura mientras que las fuentes marinas resultan responsables del 37 % de la basura contabilizada en las playas, resultados que resultan significativamente diferentes de las estimaciones a nivel mundial reseñadas anteriormente.

8. AGRADECIMIENTOS

Se agradece a todo el personal técnico de las unidades periféricas de la Dirección General de la Costa y el Mar, y al resto de personal encargado de la realización de las campañas, su esfuerzo en la recopilación de los datos utilizados en el presente artículo. Asimismo, resulta necesario agradecer a todas las instituciones y personas que participaron en los talleres de expertos para validar la asignación de probabilidades, con cuyo esfuerzo se mejoró de manera notable el resultado obtenido.

9. REFERENCIAS

- Andrady, A.L. (2015). Persistence of plastic litter in the oceans. En Bergmann, M., Gutow, L., y Klages, M. (eds.), *Marine Anthropogenic Litter* (pp. 57-72). Heidelberg: Springer.
- ARCADIS, EUCC, MILIEU (2012). Pilot project ‘4 Seas’ – plastic recycling cycle and marine environmental impact: Case studies on the plastic cycle and its loopholes in the four European regional seas areas. European Commission Project number BE011102328.
- ARCADIS, EUCC (2014). Marine litter study to support the establishment of an initial quantitative headline reduction target, SFRA0025, European Commission-DG for Environment, Project number BE0113.000668. Luxembourg: Publications Office of the European Union.
- Buceta, J.L., Gil Gamundi, J.L., y Martínez-Gil, M. (2017). Seguimiento de basuras marinas en playas españolas. *Ingeniería Civil*, nº 188, pp. 81-93.
- Chen, C.L. (2015). Regulation and Management of Marine Litter. En Bergmann, M., Gutow, L., y Klages, M. (eds.), *Marine Anthropogenic Litter* (pp. 395-428). Heidelberg: Springer.
- Earll, R.C., Williams, A.T., Simmons, S.L., y Tudor, D.T. (2000). Aquatic litter, management and prevention. The role of measurement. *Journal of Coastal Conservation*, 6(1): pp. 67-78. <https://doi.org/10.1007/BF02730470>
- European Commission (2013). *Guidance on Monitoring of Marine Litter in European Seas. A guidance document within the Common Implementation Strategy for the Marine Strategy Framework Directive*. Ispra (VA/Italy): Joint Research Centre/Institute for Environment and Sustainability.
- GESAMP (Joint Group of Experts on the Scientific Aspects of Marine Environmental Protection) (1991). *The State of Marine Environment*. London (UK): Blackwell Scientific Publications.

GESAMP (Joint Group of Experts on the Scientific Aspects of Marine Environmental Protection) (2020). *Second Interim Report of GESAMP Working Group 43 on sea-based sources of marine litter. A review of current knowledge and assessment of data gaps*. London (UK): International Maritime Organization (IMO).

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) (2014a). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados 2013*. Madrid: MAGRAMA.

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) (2014b). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados 2014*. Madrid: MAGRAMA.

Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) (2016). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados 2015*. Madrid: MAGRAMA.

Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA) (2016). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados 2016*. Madrid: MAPAMA.

Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA) (2017). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados 2017*. Madrid: MAPAMA.

Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA) (2017). *Programa de vigilancia de basuras marinas en playas. Protocolo de muestreo*. Madrid: MAPAMA.

Ministerio para la Transición Ecológica (MITECO) (2018a). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados 2018*. Madrid: MITECO.

Ministerio para la Transición Ecológica (MITECO) (2018b). *Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados Periodo 2013-2018*. Madrid: MITECO.

OSPAR Commission (2007). *OSPAR Pilot Project on Monitoring Marine Beach Litter. Monitoring of marine litter in the OSPAR region*. London (UK): OSPAR.

OSPAR Commission (2009). *Marine litter in the North-East Atlantic Region. Assessment and priorities for response*. London (UK): OSPAR.

OSPAR Commission (2010). *Guideline for Monitoring Marine Litter on the Beaches in the OSPAR Maritime Area*. Publication number 526/2010. London (UK): OSPAR.

Pieper, C., Amaral-Zettler, L., Law, K.L., Loureiro, C.M., y Martins, A. (2019). Application of Matrix Scoring Techniques to evaluate marine debris sources in the remote islands of the Azores Archipelago. *Environ Pollut*, June 2019, pp. 666-675. <https://doi.org/10.1016/j.envpol.2019.03.084>

Ryan, P.G. (2015). A Brief History of Marine Litter Research. En Bergmann, M., Gutow, L., y Klages, M. (eds.), *Marine Anthropogenic Litter* (pp. 1-25). Heidelberg: Springer.

Schäfer, E., Scheele, U., y Papenjohann, M. (2019). Identifying sources of marine litter: Application of the Matrix Scoring Technique to the German North Sea region. Report commissioned by Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Kü-

sten- und Naturschutz (NLWKN) and Landesbetrieb für Küstenschutz. Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN. SH) (2019), p. 65.

Schulz, M., Neumann, D., Fleet, D.M., y Matthies M. (2013). A multi-criteria evaluation system for marine litter pollution based on statistical analyses of OSPAR beach litter monitoring time series. *Marine Environmental Research*. <https://doi.org/10.1016/j.marenvres.2013.08.013>

Sheavly, S.B. (2005). Marine debris. An overview of a critical issue for our oceans. *Sixth Meeting of the UN Open-ended Informal Consultative Process on Oceans & the Law of the Sea*. New York, June 6-10, 2005.

Tudor, D.T., Williams, A., Randerson, P., y Ergin, A. (2002). The use of multivariate statistical techniques to establish beach debris pollution sources. *Journal of Coastal Research*, 36, pp. 716-725. <https://www.researchgate.net/deref/http%3A%2F%2Fdx.doi.org%2F10.2112%2F1551-5036-36.sp1.716>

Tudor D., y Williams A.T. (2004). Development of a 'Matrix Scoring Technique' to determine litter sources at a Bristol Channel beach. *Journal of Coastal Conservation*, 10, pp.119-127. [https://doi.org/10.1652/1400-0350\(2004\)010\[0119:DOAMST\]2.0.CO;2](https://doi.org/10.1652/1400-0350(2004)010[0119:DOAMST]2.0.CO;2)

United Nations Environment Programme (UNEP) (2005). *Marine Litter. An Analytical Overview*. Nairobi (Kenia): UNEP.

United Nations Environment Programme (UNEP) (2009). *Marine Litter. A Global Challenge*. Nairobi (Kenia): UNEP.

United Nations Environment Programme (UNEP)-National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) (2011). *The Honolulu Strategy. A Global Framework for Prevention and Management of Marine Debris*. Honolulu (HI/EE UU): UNEP-NOAA.

Van Franeker, J.A. (2013). Survey of methods and data analyses in the Netherlands OSPAR Beach Litter Monitoring program. <https://www.researchgate.net/deref/http%3A%2F%2Fdx.doi.org%2F10.13140%2FRG.2.2.16144.02567>

Veiga, J.M., Fleet, D., Kinsey, S., Nilsson, P., Vlachogianni, T., Werner, S., Galgani, F., Thompson, R.C., Dagevos, J., Gago, J., Sobral, P., y Croning, R. (2016). *Identifying Sources of Marine Litter*. MSFD GES TG Marine Litter Thematic Report; JRC Technical Report; EUR 28309. <http://dx.doi.org/10.2788/018068>

Vlachogianni, Th., Fortibuoni, T., Ronchi, F., Zeri, Ch., Mazzotti, C., Tutman, P., Varezić, D.B., Palatinus, A., Trdan, S., Peterlin, M., Mandić, M., Markovic, O., Prvan, M., Kaberi, H., Prevenios, M., Kolitari, J., Kroqi, G., Fusco, M., Kalampokis, E., y Scoullou, M. (2008). Marine litter on the beaches of the Adriatic and Ionian Seas: An assessment of their abundance, composition and sources. *Marine Pollution Bulletin*, 131(A): pp. 745-756. <https://doi.org/10.1016/j.marpolbul.2018.05.006>

Whiting, S.D. (1998). Types and sources of marine debris in Fog Bay, Northern Australia. *Marine Pollution Bulletin*, 36(11): pp. 904-910. [https://doi.org/10.1016/S0025-326X\(98\)00066-6](https://doi.org/10.1016/S0025-326X(98)00066-6)

Williams, A.T., Tudor, D.T., y Randerson, P. (2003). Beach litter sourcing in the Bristol Channel and Wales, U.K. *Water, Air, and Soil Pollution*, 143: pp. 387-408. <https://doi.org/10.1023/A:1022808908500>

Máculas de fondo: origen, morfología e implicaciones geotécnicas

Pockmarks: Origin, Morphology and Geotechnical Implications

Diana De Ponte Fernandes^{1*}, Marcos Arroyo Álvarez de Toledo², Joana Gafeira³

Resumen

En la exploración costa afuera con fines geotécnicos, la caracterización morfológica del fondo marino juega un papel importante en la definición de proyectos de implantación de estructuras mar adentro.

Dentro de las geoformas que pueden estar presente, en ambientes marinos, se encuentran unas depresiones o máculas (*pockmarks* en inglés), que resultan de la migración y escape de fluidos a la superficie en presencia de materiales finos en el estrato superficial. Estas concavidades han despertado el interés de los investigadores, dado que se encuentran distribuidas por todos los océanos y se presentan en diferentes ambientes marinos.

Dada la abundancia con que se suelen presentar, la descripción cuantitativa y caracterización morfológica de un campo de máculas de fondo resulta muy laboriosa sin herramientas apropiadas. Con este fin se están desarrollando herramientas de análisis de imagen para automatizar la identificación y caracterización de las máculas.

Una de estas herramientas, desarrollada por Gafeira *et al.* (2012; 2018) en ambiente ArcGis, se emplea aquí para analizar una zona del mar Caribe, dónde no se habían realizado estudios de este tipo hasta la fecha. El estudio tiene el propósito de identificar las máculas encontradas costa afuera y caracterizarlas en función de su morfología, pendiente de laderas y posibles orígenes de formación.

Palabras clave: máculas, riesgo, semiautomatizado, mar Caribe.

Abstract

In offshore exploration for geotechnical purposes, the morphological characterization of the seabed plays an important role in the definition of projects for the implantation of offshore structures.

Among the seabed features that may be present at a study site there is a type of seabed depressions that are called pockmarks (máculas in Spanish). These depressions result from migration and seabed seepage surface in areas where the near-surface sediments are comprised of fine materials. Pockmarks have stimulated the interest of researchers since they are distributed throughout the world and occur in different aquatic environments.

For the description and morphological characterization of the pockmarks, tools are being developed to automate the identification and characterization of the concavities; minimizing the time required for the evaluation of areas of great spatial extension.

*One of these tools, developed by Gafeira *et al.* (2012; 2018) within the ArcGIS environment, is used in this work for an area of the Caribbean Sea, where no studies of this type have been carried out to date. The purpose of the study is to identify the pockmarks found offshore and characterize them according to their morphology, slopes and possible origins.*

Keywords: pockmarks, geohazards, semi-automated, Caribbean Sea.

1. INTRODUCCIÓN

En la geotecnia costa afuera, diferentes proyectos, y gracias a los métodos geofísicos, se identifican con frecuencia ciertas depresiones en el lecho marino, producto de emanaciones y escape de fluidos (gas y líquidos) desde el subsuelo y hasta la superficie del fondo. Para describir estas geoformas emplearemos en lo sucesivo el término máculas de fondo (*pockmarks* en inglés).

Las máculas de fondo suelen tener paredes muy pendientes y fondos planos. La existencia de máculas es sintomática de la presencia y evolución de gas en los sedimentos, y puede ser informativa sobre las características tectónicas

y estratigráficas del emplazamiento. Dada la importancia del gas metano submarino en el efecto invernadero el análisis y estudio de las máculas recibe cada vez más atención, pues son la evidencia de posibles vías de migración de fluidos a través del subsuelo. Adicionalmente, el estudio de estas concavidades se considera de vital importancia en la evaluación de riesgos geológicos para estructuras costa afuera como cables, tuberías, plataformas auto elevables, plataformas fijas entre otras.

El estudio de las máculas presenta, no obstante, dificultades notables. Aunque hay varias hipótesis sobre su mecanismo de formación estas aún no han podido corroborarse en detalle, pues es difícil observarlo *in situ*. Así pues, el énfasis de la investigación actual se centra en la adquisición sistemática de datos.

En la práctica geotécnica costa afuera, tanto las máculas como cualquier otro rasgo de fondo marino se observan sobre todo gracias a la adquisición y procesamiento de datos geofísicos obtenidos del sonar de barrido lateral,

* Autora de contacto: dianadeponte@gmail.com

¹ Máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Tesina CEDEX 2019.

² PhD en Ingeniería Geotécnica. Universitat Politècnica de Catalunya.

³ PhD en Geología Marina. British Geological Survey.

y de las ecosondas monohaz y multihaz. Usando las ecosondas es posible generar Modelos de Elevación Digital (MED) del fondo marino que reflejan la geomorfología submarina; el sonar de barrido lateral permite interpretar lo observado.

Hasta la fecha, la práctica habitual en los estudios geotécnicos costa afuera se limita a constatar la presencia de máculas, dando descripciones cualitativas de su abundancia y características. Aunque una descripción cuantitativa de estos accidentes sea más interesante, el procesamiento y análisis manual de los MED que se requiere implica gran cantidad de horas de trabajo, puede ser subjetivo y está sujeto a errores de interpretación.

En los últimos años se han desarrollado herramientas de análisis especializadas con el fin de paliar esta situación. En el presente trabajo se plantea el uso de una de estas herramientas, desarrollada por la Dra. Joana Gafeira, del Servicio Geológico Británico -British Geological Survey (BGS)- y colaboradores. La herramienta es una aplicación para el *software* ArcGIS que analiza MED mediante rutinas específicas en lenguaje Python. Esta caja de herramienta permite identificar las máculas presentes en una zona, extraer sus elementos geomorfométricos principales y obtener estadísticas de parámetros morfológicos (por ejemplo, dimensiones, punto más bajo de las estructuras, perímetro y profundidad).

En este trabajo se aplica la herramienta del BGS a un sitio ubicado en el mar Caribe, zona donde no hay hasta ahora constancia de estudios semejantes. Previamente se resume brevemente el estado del arte con particular énfasis en las implicaciones geotécnicas de la presencia de máculas para proyectos costa afuera. A partir de los resultados obtenidos se propone además un método novedoso, basado en el back-análisis, para aprovechar los datos morfológicos de las máculas como herramienta de caracterización geotécnica, comparando los resultados así obtenidos con los derivados de otros métodos más tradicionales.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Máculas, origen y morfología

Las máculas de fondo fueron identificadas por primera vez en la plataforma de Nueva Escocia a finales de la década de los sesenta del siglo pasado (King y MacLean, 1970). Las máculas son depresiones cóncavas del lecho marino que se pueden presentar en varios tamaños (generalmente comprendidas entre 5 y 500 m), profundidades y formas, causadas por la erupción de fluidos que migran a través de los sedimentos, generalmente de grano fino, hasta la superficie marina (figura 1).

Estas depresiones son indicadoras del flujo de gases o líquidos en cualquier entorno marino o lacustre, siempre que los sedimentos sean adecuados para su formación. En general, son evidencia de un flujo focalizado (Hovland *et al.*, 2002). Para entender el origen de las máculas, es importante diferenciar entre el origen de los fluidos y el proceso en que estos fluidos forman y mantienen la depresión.

Para Whiticar (2002), el gas natural termogénico y biogénico, los depósitos sedimentarios ricos en materia orgánica y los hidratos de metano son las fuentes más probables de fluidos con la flotabilidad necesaria para dar paso a la formación de las máculas. Sin embargo, Hovland *et al.* (2002)

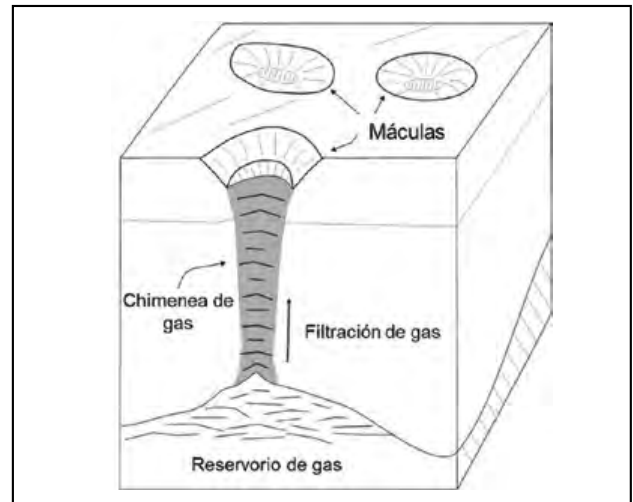


Figura 1. Esquema de depresiones tipo Mácula. S/E (sin escala) (Cathles *et al.*, 2010).

no creen posible atribuir el fenómeno a un tipo de fluido único (gas o líquido), siendo también varios los posibles orígenes de la sobrepresión (microbiano, termogénico, hidrotermico, volcánico o subterráneo); el flujo puede originarse desde cualquier profundidad bajo el lecho marino.

Las máculas aparecen en zonas del fondo marino donde se encuentra una capa o estrato superficial de materiales finos (arcillosos) en superficie. Esta capa puede ir desde el lecho marino hasta pocas decenas de metros. Las máculas no aparecen en fondos con materiales granulares, pues en ellos los fluidos (y en particular los gases) pueden fluir a través de los poros sin causar aumentos significativos de presión.

2.1.1. Morfología y dimensiones de las máculas

Las máculas pueden alcanzar diámetros de centenas de metros y profundidades de hasta decenas de metros (Hovland y Judd, 1988). La forma de las máculas se define habitualmente mediante la delimitación de tres dimensiones (figura 2) (Andrews *et al.*, 2010):

- Profundidad del punto más bajo de la depresión.
- Profundidad media del aro que define la mácula.
- Perímetro definido por la mácula en el fondo marino.

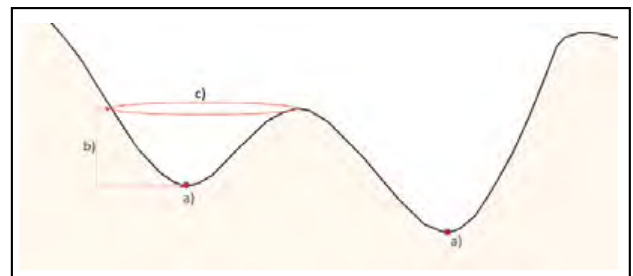


Figura 2. Esquema de delimitación de las máculas S/E.

La forma y dimensión de las máculas pueden variar considerablemente, sin embargo. Hovland *et al.* (2002) proponen subdividir en seis clases morfológicas las depresiones más comunes reportadas en la literatura.

- Máculas unitarias:** son depresiones pequeñas, típicamente tienen hasta 0,5 metros de profundidad y entre

1 y 10 metros de diámetro mayor. Se cree que representa un único evento de expulsión de fluidos. Son comunes dentro de las maculas normales (figura 3).

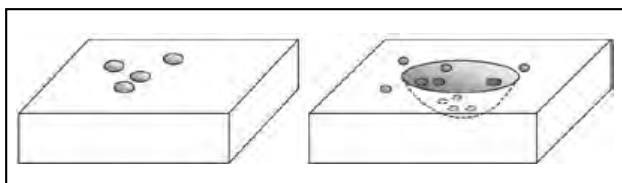


Figura 3. Máculas unitarias S/E (Hovland *et al.*, 2002).

2. **Máculas “normales”:** depresiones circulares, su diámetro puede variar desde 10 hasta 700 metros, alcanzando profundidades de entre 1 y 45 metros. Su sección transversal varía de asimétrica a regular (figura 4).

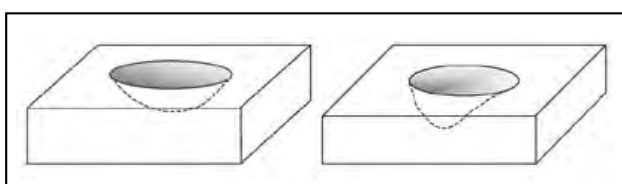


Figura 4. Máculas normales (regulares y asimétricas) S/E (Hovland *et al.*, 2002).

3. **Máculas elongadas:** cráter donde uno de los ejes es mucho mayor que el otro. Se forman en laderas y áreas en que las corrientes de fondo son fuertes (figura 5).

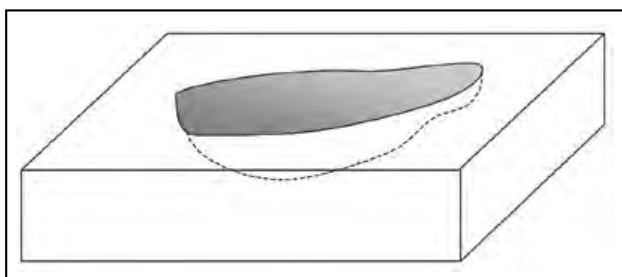


Figura 5. Máculas elongadas S/E (Hovland *et al.*, 2002).

4. **Máculas “ojos”:** en el centro aparece un objeto o región acústicamente reflectante. La inspección visual sugiere que esta región puede ser resultado por el material grueso producto de procesos erosivos o por la actividad biológica (restos de esqueletos, conchas, etc.) (figura 6).

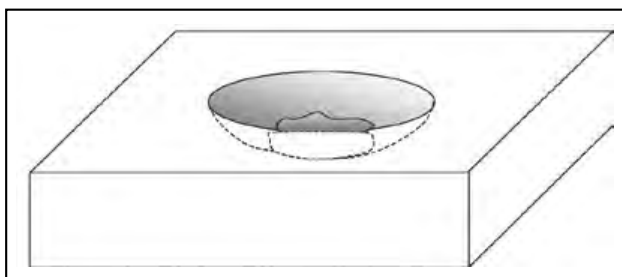


Figura 6. Máculas “ojos” S/E (Hovland *et al.*, 2002).

5. **Máculas “encadenadas”:** consisten en maculas unitarias o pequeñas maculas normales organizadas en

forma de cadenas curvilíneas o lineales. Llegan a abarcar kilómetros de longitud. Se sospecha que esta forma es producto de flujos a lo largo de fallas casi verticales, zonas de flexiones o áreas de debilidad en la capa sedimentaria superior.

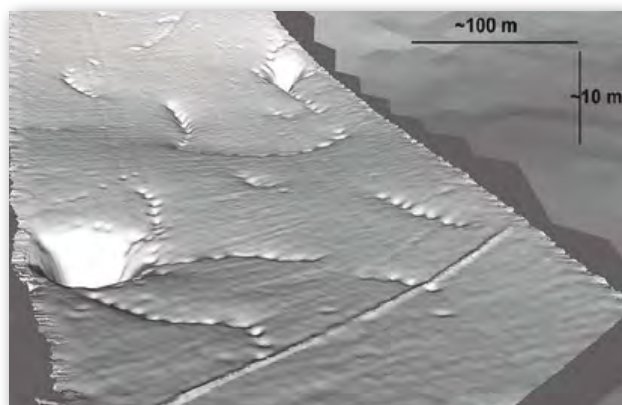


Figura 7. Máculas elongadas (Judd y Hovland, 2007).

6. **Máculas “complejas”:** aparecen como agrupaciones de maculas normales o amalgamaciones de marcas de maculas de gran tamaño (figura 8).

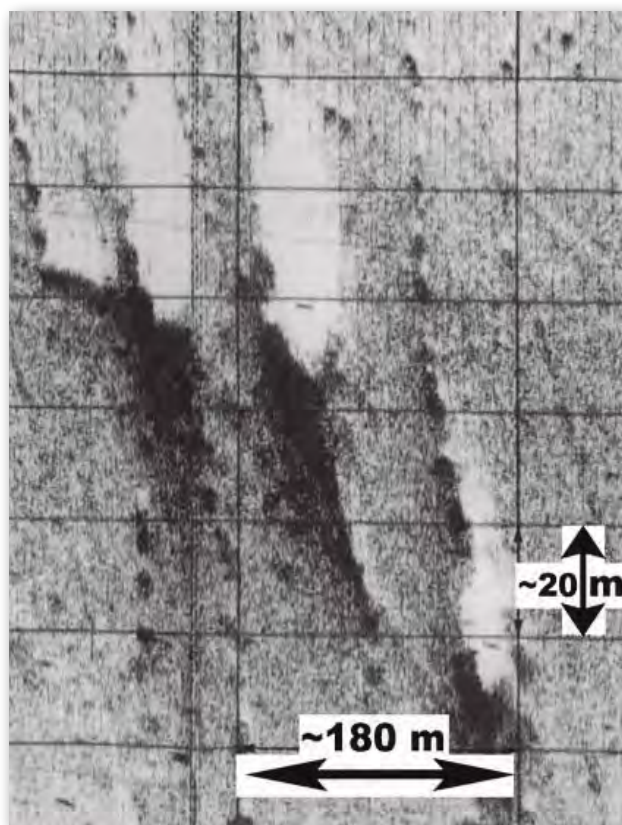


Figura 8. Máculas complejas (Judd y Hovland, 2007).

Cabe destacar que la morfología de las maculas puede variar a lo largo del tiempo debido a las corrientes de fondo, especialmente si la tasa de sedimentación es alta y las corrientes en el sitio son fuertes.

2.1.2. Distribución y actividad de las maculas

Se han observado maculas en áreas de producción de hidrocarburos, en deltas de ríos y en zonas tectónicamente

activas. Las máculas pueden encontrarse en el talud de las plataformas continentales, estuarios, zonas costeras, lagos con o sin actividad hidrotermal, en diversas configuraciones de márgenes continentales alrededor del mundo (Rogers *et al.*, 2006), junto a montes submarinos y en las cuencas costa afuera.

La densidad de las máculas puede variar de acuerdo al perfil de suelo, la geología subyacente, flujo de los fluidos y naturaleza de los sedimentos del fondo marino (Hovland *et al.*, 2002).

Hovland *et al.* (2002) resalta que los campos de máculas no han sido observados aún durante mucho tiempo; por ello es difícil determinar su actividad típica o normal. Sin embargo, existen numerosas observaciones que sugieren una actividad periódica y continua de formación de máculas; por ejemplo, la primera evidencia de emanación de fluidos continua, con observación de burbujeo, se encuentra en el mar del Norte y se sospecha que en el golfo Árabe ocurre un fenómeno semejante. Judd y Hovland (2007) reportan que es conocido que en Grecia y California se ha detectado actividad en las máculas antes y después de eventos sísmicos.

Las máculas pueden formarse con mucha rapidez, ejemplo de ello está documentado en el golfo Árabe, donde en un levantamiento geofísico previo a la instalación de instalaciones costa afuera no mostró evidencia de depresiones y, sin embargo, tras la etapa constructiva, un nuevo levantamiento geofísico reveló la aparición de 7 máculas de los cuales 5 presentaban actividad constante (Hovland y Judd, 1988). Otro ejemplo corresponde al caso de la plataforma auto elevable *J Storm II* instalada en el golfo de México. En diciembre de 1972 la plataforma fue evacuada y luego de 20 minutos se hundió, el reporte del

accidente indica que se formó un cráter de 500 metros de ancho, 12 metros de profundidad y de fondo plano; aparentemente, los estudios previos a la instalación de la estructura no mostraban evidencia alguna de emanaciones de fluidos o de una paleomorfología tipo depresión en el lugar (Cathles *et al.*, 2010), se concluyó que la concavidad apareció repentinamente y, luego del colapso se apreciaron emanaciones de gas que no habían sido reportadas con anterioridad (Judd y Hovland, 2007).

A pesar de que las máculas puedan parecer dormidas o extintas, se sospecha que muchas de ellas se activan con cierta periodicidad, mostrando en ocasiones migración de fluidos medible durante eventos externos especiales como: presiones extremadamente bajas, mareas muy bajas, tormentas, entre otros (Hovland *et al.*, 2002). Sin embargo, solo un monitoreo a largo plazo de las máculas y de las presiones en el subsuelo podrán proveer los datos necesarios para poder realizar predicciones de los riesgos y condiciones reales de formación de las depresiones.

2.1.3. Mecanismos de formación

El modelo conceptual aceptado actualmente que describe la formación de las máculas corresponde al planteado por Hovland y Judd (1988), y está asociado al gas termogénico; los autores indican que el gas formado en profundidad migra en dirección a la superficie a través de depósitos menores que se encuentra en el camino. Para Cox (2012), las variaciones de permeabilidad en la vertical tienen a detener el flujo del gas, que puede quedar acumulado debajo de las capas menos permeables. Esto puede propiciar la aparición de una serie de niveles freáticos colgados entre zonas de gas atrapado.

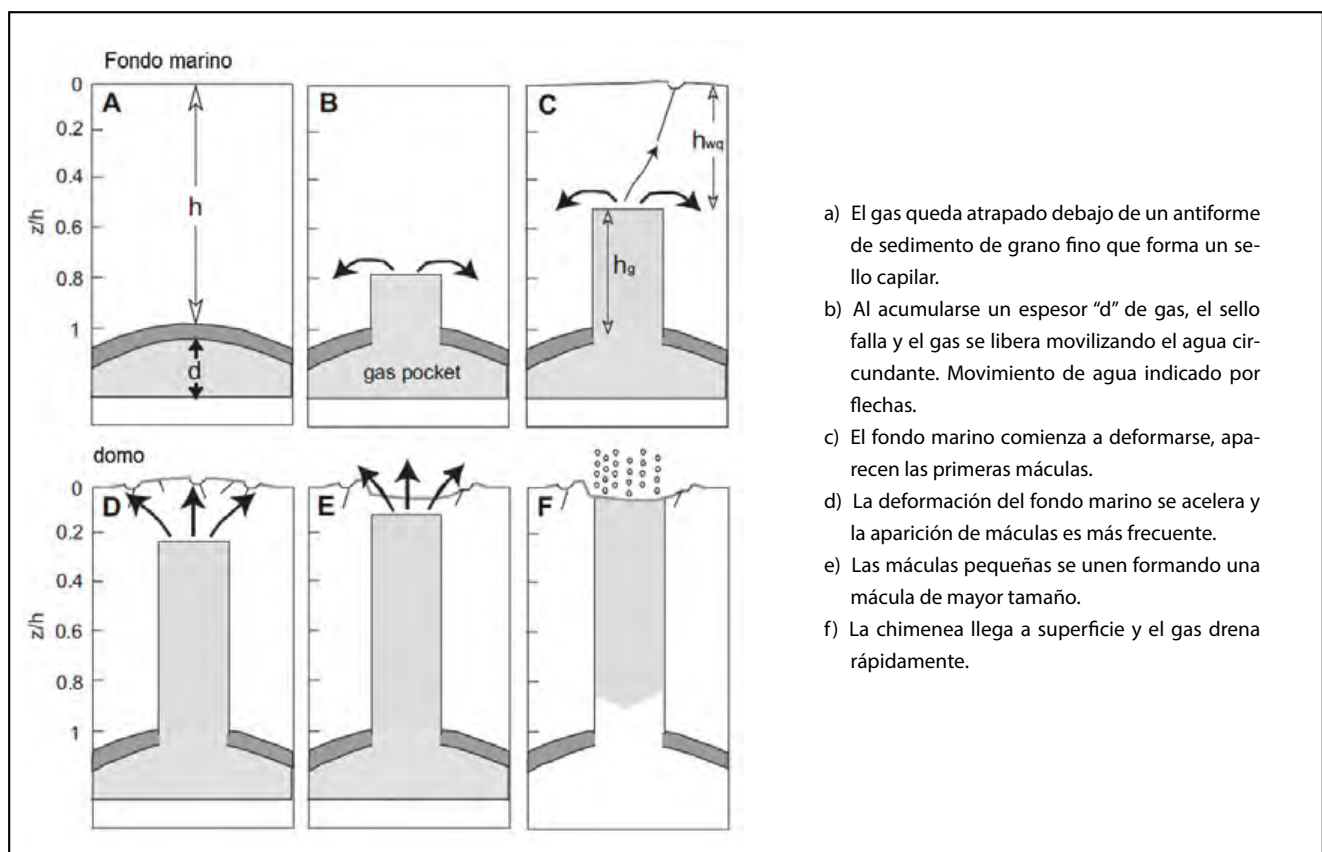


Figura 9. Modelo esquemático de migración de fluidos y formación de máculas. (Cathles *et al.*, 2010).

Las fuerzas de tensión superficial inhabilitan el flujo ascendente; esto tiende a concentrar la migración ascendente en áreas locales de debilidad. La acumulación del gas da lugar a domos o cúpulas en la superficie del fondo y, las pequeñas fracturas que aparecen por tensión en ellas, permiten el escape de gas al medio (figura 9).

A medida que la ventilación de los fluidos se incrementa, la velocidad de flujo aumente y el proceso erosivo se acelera, hasta producirse una explosión violenta que da paso a la aparición de una concavidad o mácula. Una vez definidas las vías de escape de los fluidos, la ventilación se vuelve más lenta y se estima que el flujo sería constante durante al menos un año y, luego de este lapso, la mácula entra en inactividad (Hovland y Judd, 1988) (figura 9).

Judd y Hovland (2007) sugieren que el proceso de ventilación de fluidos se puede reactivar por pulsos posteriores de gas, aunque se desconoce cuánto podría tardar este proceso de reactivación. Se cree que la formación de nuevas máculas en áreas donde se tenga evidencia de depresiones preexistentes es poco probable ya que los fluidos buscarían los canales existentes para llegar a superficie lo que activaría las máculas existentes (Cathles *et al.*, 2010).

Cathles *et al.* (2010), presentan una propuesta de modelo cuantitativo que explica la formación de las máculas; los autores indican que sería posible aprender mucho más sobre la formación de las depresiones si se lograra cuantificar el modelo conceptual formulado por Hovland y Judd (1988) (figura 9). En su planteamiento se idealiza la chimenea de gas como una barrera capilar móvil, en la que el gas ascendente desplaza al agua de los sedimentos como un pistón y se identifica la formación de la mácula mediante una condición de licuación local sobre el techo de la chimenea. Estas consideraciones explicarían la etapa inicial de la formación de las máculas, dado que la etapa final de formación ocurre de manera catastrófica.

Los gradientes de presión, que pueden ser indicativos del riesgo de actividad macular pueden ser monitoreadas, en principio, con la instalación de piezómetros alrededor y debajo de las estructuras. Sin embargo, y aparte del coste y dificultad asociados a la instrumentación submarina, muchos de los sistemas habituales no son apropiados para medir en presencia de gases (por ejemplo, las piedras porosas de los sensores de presión de poro en los CPTU no responden en condiciones desaturadas).

Se pueden emplear métodos de mejoramiento del subsuelo para ventilar o permitir la expulsión del gas del subsuelo (Cox, 2012) y es recomendable tener estas consideraciones en la etapa de diseño.

2.2. Implicaciones de las máculas de fondo para la geotecnica costa afuera

Los riesgos geológicos costa afuera se definen como condiciones del terreno que presentan un potencial para el desarrollo de problemas ingenieriles que resulten en fallos estructurales, conducentes a daños medioambientales, daños económicos y/o pérdida de vidas humanas.

Las máculas pueden representar riesgo costa afuera para las estructuras existentes o proyectadas tanto en instalación como en su vida útil. El riesgo se deriva de su posible aparición súbita bajo una estructura previamente instalada, de su posible reactivación y de la morfología del fondo

marino a ellas asociada, como el caso reportado por Cathles *et al.* (2010) para la plataforma *J Storm II* del golfo de México o el caso del Paso Sur frente al delta del Misisipi, donde se produjo una explosión cuando se encontró gas a los 210 metros de profundidad, el gas se encendió y la plataforma se derrumbó y se hundió, luego de lo sucedido se observó un cráter de 600 metros de ancho y 30 metros de profundidad con emanación constante de gas a superficie.

2.2.1. Migración de fluidos y tensión efectiva

Tanto durante la formación de una mácula como durante su posible reactivación se producen flujos subverticales de gas y/o agua. Estos flujos tienen implicaciones geotécnicas directas.

Las variaciones en la capacidad de carga de los suelos dependen principalmente de la tensión efectiva, que no es más que la diferencia entre la tensión total y la presión de poros ejercida por los fluidos (gas, líquido o mezcla de ambas). Si por alguna razón, se experimentan cambios en la presión de poro y esta llega a superar la tensión total, las tensiones efectivas se vuelven cero y el suelo entra en un proceso de licuación conducente a fallos por capacidad de carga (Cox, 2012).

En el caso de filtración vertical de líquidos (Sagaseta *et al.*, 2012), cuando el flujo es descendente, la presión del líquido aumenta en menor proporción que cuando se encuentra en reposo sin embargo, cuando la filtración vertical es ascendente, la presión del líquido aumente en mayor medida que cuando se encuentra en reposo y, si el gradiente hidráulico es suficientemente grande y llega a igualar al peso total saturado del suelo, los granos pierden su capacidad de transmitir tensiones y en suelos incoherentes, pueden llegar a transformarse en un material en suspensión dentro del líquido dando paso al fenómeno de sifonamiento.

La presencia de un fluido compuesto por gas y líquido hace más compleja la cuantificación del cambio en la presión de poros; mientras que la columna de agua es continua (sin burbujas de gas) a lo largo del perfil del suelo, el efecto hidrostático debido al peso propio no presenta variaciones, sin embargo, una vez que el contenido del gas es tal que el fluido presente en los poros contiene burbujas de agua la relación cambia.

Las fuerzas de flotación y la presión de poros dependen de la columna del líquido y no se ven afectadas por las burbujas de gas presentes en el sistema. El comportamiento más complejo se debe a la compresión o expansión del gas originando cambios de presión de poro en la fase líquida circundante y causando modificaciones en el flujo del mismo. A medida que el gas migra, la presión de poro de la fase líquida debe caer hidrostáticamente, sin embargo, cuando el gas se acumula en una zona, la presión puede elevarse; esto puede reducir la tensión efectiva y llevar a la aceleración de un flujo ascendente con un eventual efecto de licuación.

2.2.2. Afectación a cimentaciones

El efecto de la migración de los fluidos a superficie es difícil de modelar y de cuantificar, pero sí se conoce que este proceso reduce la capacidad de carga tanto para cimentaciones superficiales como para cimentaciones profundas. Para las estructuras con cimentación directa

(*Gravity Based Structures–GBS*), la migración de fluidos y subsecuente disminución de capacidad de carga puede causar problemas de flotación y posterior deslizamiento en la base (Cox, 2012).

Para el diseño de cimentaciones directas en proyectos costa afuera se han empleado métodos más o menos sofisticados dependiendo de la aplicación a considerar (Randolph *et al.*, 2005). En proyecto la capacidad de carga se evalúa utilizando métodos de análisis plástico; la tendencia actual es el empleo de elementos finitos 2D y 3D. Sin embargo, para cimentaciones de menor escala como placas de apoyo (tipo *mudmats*) cimientos submarinos, generalmente se ha adoptado las recomendaciones descritas en la normativa internacional como la ISO (2003), API (2000) o DNV (1992). En este contexto, la presencia de un flujo de gas ascendente o de bolsas con presiones elevadas puede cambiar significativamente el perfil de tensión efectiva y disminuir la capacidad portante del terreno o causar asentamientos.

2.2.3. Impacto en el trazado de tuberías

La selección de la ruta de una tubería costa afuera responde a la necesidad de evitar o mitigar los efectos asociados a los riesgos geológicos encontrados (Randolph y Gourvenec, 2011) y estos pueden incluir, entre otros, los efectos asociados a las máculas:

- Irregularidades del fondo marino por efecto de las depresiones tipo máculas, que podrían dejar una altura libre entre la tubería y el fondo marino que sería inaceptable (Judd y Hovland, 2007).
- Inestabilidad de las laderas o pendientes asociadas a la morfología general del sitio o asociada a las máculas, que pueden resultar inestables bajo acciones de sismo o tormentas que pueden llegar a comprometer la integridad de la tubería.
- Fuga o migración de fluidos a superficie que pueden llegar a desestabilizar la línea del ducto.

Es por ello que la presencia de máculas puede llegar a afectar considerablemente la ruta de una tubería en proyectos costa afuera, donde se encuentren pendientes de laderas susceptibles a deslizamientos de fondo, y donde la densidad y clasificación de las mismas condicionen el trazado del ducto. Si no se puede evitar el campo de máculas es necesaria la intervención en el fondo marino mediante apertura de zanjas o instalación de estructuras de soporte, colocación de bloques en las depresiones y, en algunos casos puede conllevar a abandono del proyecto original (Andersen *et al.*, 2008).

2.2.4. Morfología macular y propiedades del fondo marino

Como se ve, la consideración habitual de la morfología macular preexistente en los estudios geotécnicos referidos ha sido la de elemento de riesgo, particularmente respecto a la estabilidad estructural de las estructuras lineales que las atraviesan, como los gasoductos (Cox, 2012). Sin embargo, creemos que se ha pasado por alto el hecho que una determinación y análisis cuidadoso de tal morfología puede ofrecer beneficios desde el punto de vista de la caracterización geotécnica submarina.

Como formas anómalas, derivadas de un proceso geológico eruptivo, las máculas presentan paredes con pendientes mucho más altas a cualquier profundidad de agua que las habituales en el medio marino en el que aparecen. Si se asume que los taludes de estas paredes están en un estado estricto de estabilidad su pendiente puede utilizarse para evaluar una cota inferior de la resistencia a corte de la arcilla a través de la que emergen. Esta idea se desarrolla y pone a prueba más adelante.

Por otra parte, si un campo macular está activo y hay flujo ascendente la estabilidad general del talud de fondo puede verse comprometida, incluso para pendientes medias muy bajas (por ejemplo, de 5 grados). Este hecho se ha correlacionado directamente a regiones con hidratos de gas y deslizamientos importantes de fondo (Judd y Hovland, 2007).

3. ANÁLISIS MORFOLÓGICO DE UN CAMPO DE MÁCULAS

Se ha utilizado la información batimétrica de un sitio ("sitio A") ubicado en el mar Caribe donde la presencia de máculas ha sido reportada en el fondo marino. La columna de agua varía entre 125 y 137 metros y el área levantada tiene un área de 10 km².

La batimetría fue adquirida con un ecosonda multihaz, obteniendo datos a lo largo de una cuadrícula regular de 50 cm por 50 cm. Este equipo, opera por ondas de sonido y se emplea para estimar la distancia que existe entre el espejo o superficie de agua y el fondo marino, así como para detectar objetos u obstáculos en el fondo.

La batimetría indica la presencia de depresiones tipo máculas, sin embargo, no da información de los perfiles que pasan por el centro de las concavidades que puede diferir significativamente con perfiles que pasen por el borde de la depresión.

El procesamiento manual de la información conllevaría mucho tiempo, por lo que se emplea la herramienta desarrollada por Gafeira *et al.* (2012) para la delimitación de las máculas.

Los datos batimétricos fueron convertidos inicialmente a formato *shapefile* (.shp) y transformados a un archivo tipo ráster en el programa ArcGIS mediante el método de interpolación IDW, con lo que se obtuvo el Modelo Digital del Terreno (MDT) y Índice de Posición Batimétrica (BPI) que en la extensión ArcGIS BTM (*Benthic Terrain Modeler*) es la pendiente de cada celda relativa a las celdas vecinas.

El MDT y BPI generados se utilizaron como datos de entrada para ejecutar la herramienta generada Gafeira *et al.* (2012) para la delimitación de las morfologías tipo máculas.

3.1. Perfil de suelo característico del área levantada

En el campo A, se ejecutaron 16 sondeos geotécnicos que incluyen toma de muestras y ensayos *in situ* tipo CPTU (Geohidra Consultores C.A., 2010), las mismas se realizaron fuera de las depresiones por lo que no se cuenta con información en el interior de las máculas; sobre las muestras recuperadas se realizaron ensayos básicos y ensayos especiales estáticos que, junto al resultado del procesamiento del CPTU permitieron la caracterización en profundidad del perfil de suelo (tabla 1).

Tabla 1. Perfil litológico campo A

Estrato	Profundidad (m)	Descripción	Humedad relativa (%)	Peso unitario sumergido (kN/m ³)	Resistencia al corte sin drenar inalterada (kPa)	Resistencia al corte sin drenar remoldeada (kPa)
I	0,00 – 8,00 a 13,00	Arcilla de alta plasticidad, muy blanda a blanda	80% a 110%	2,8 – 6,6	0,00 a 12,00	0,00 a 8,00
II	8,00 – 13,00 a 26,00	Arena fina a media, con limo, suelta a media densa	23% a 42%	5,5 – 7,2	-	-

De manera general, el área levantada se caracteriza por presentar un primer estrato de material fino, principalmente arcilla muy blanda a blanda, de espesor variable que va desde el fondo marino hasta unos 13 metros de profundidad. Bajo este se aprecian estratos de arena fina a media, que puede estar desde un estado suelto a medianamente densa que alcanza hasta los 26 metros de profundidad.

La presencia del estrato superficial de arcilla, que alcanza hasta unos 13 metros de profundidad bajo el lecho marino, propicia la formación de las depresiones denominadas máculas debido a que la migración de fluidos se ve afectada por el aumento de las presiones de profundidad.

Los valores del peso unitario varían con la profundidad, aumentando paulatinamente a medida que se profundiza en el terreno. El valor resulta de la mediana de los resultados obtenidos de los ensayos en el estrado.

El parámetro de la resistencia al corte sin drenar (Su de proyecto) fue obtenidos por Geohidra Consultores C.A, (2010) mediante la realización de ensayos triaxiales no consolidados no drenados, triaxiales consolidados isotrópicamente y no drenados y al procesar ensayos ejecutados *in situ* CPTU.

3.2. Datos empleados en la identificación de las máculas

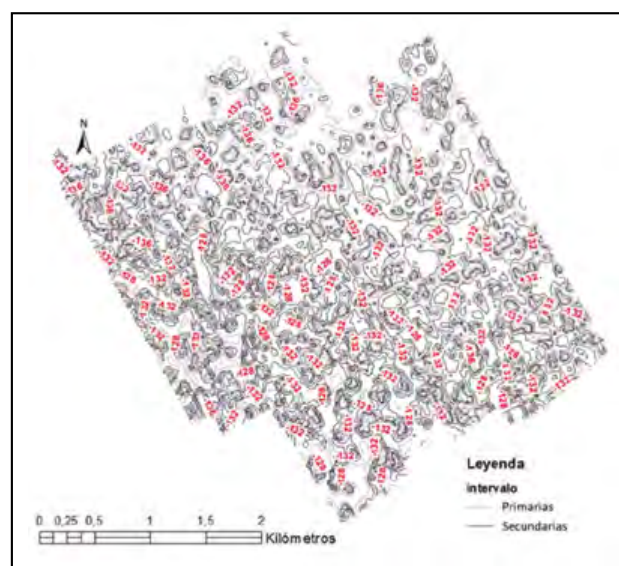
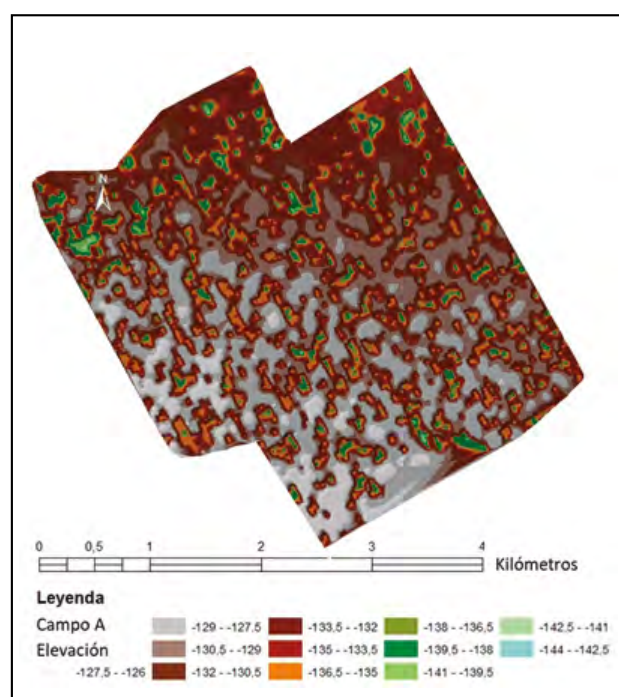
Los datos batimétricos empleados en la identificación de las máculas fueron adquiridos al noroeste del mar Caribe en un área de 10 km², donde la columna de agua varía entre 125 y 137 metros (Geohidra Consultores C.A., 2010). En la batimetría del campo A se aprecia una morfología de fondo irregular, donde se distinguen geoformas cerradas tipo depresiones. En la zona no se observan otro tipo de morfologías de origen natural o instalaciones y evidencia de actividad humana. Para este estudio se ha trabajado con un subsector que parece contener entre 100 y 300 morfologías tipo mácula (figura 10).

A simple vista, las depresiones cubren al menos un 40 % del área levantada con la batimetría y presentan tipos morfológicos variados que se describirán en detalle en los siguientes apartados.

En la figura 11 se presenta la morfología del campo A en formato tipo superficie TIN, que servirán de insumo en el programa ArcGIS para generar los archivos tipo superficie *raster*, necesarios en el uso de las herramientas generadas por Gafeira *et al.* (2012) en la identificación y caracterización semiautomatizada de máculas.

3.3. Metodología de identificación de las máculas

Para la identificación de las máculas visualizadas en el campo A, se empleó una herramienta semiautomatizada desarrollada por Gafeira *et al.* (2012) que se utiliza en el software ArcGIS.

**Figura 10.** Batimetría campo A.**Figura 11.** Morfología del campo A. Formato TIN de ArcGIS.

Esta herramienta procura reconocer, delimitar y caracterizar morfométricamente las máculas encontradas en el fondo marino.

Los datos de entrada requerida pueden ser un Modelo Digital del Terreno o un archivo Índice de Posición Batimétrica (BPI), en formato tipo superficie *raster*; los datos de salida corresponden a tres archivos en formato *shapefile* (.shp):

- Archivos *shapefile* con los polígonos que delimitan las máculas.
- Archivo de puntos que indican el centroide de las depresiones.
- Archivo de puntos ubicados en el punto más bajo de la concavidad delimitada. Estos puntos más bajo, parecieran ser la vía principal de escape de los fluidos que dan origen a las máculas.

Adicionalmente, se generan dos archivos tipo texto, que contienen al resumen de los datos y valores de entrada utilizados en la ejecución de la herramienta.

La herramienta desarrollada por Gafeira *et al.* (2012) para ArGIS contempla cuatro módulos que se ejecutan de manera independientemente:

Módulos de mapeo y delineación de las máculas:

1. Módulo 1: *Feature Delineation [Bathy]* (Delineación de las depresiones en función de la batimetría).
2. Módulo 2: *BPI-based Delineation Tool* (Delineación de las depresiones en función de un mapa índice de posicionamiento batimétrico).

Módulo de caracterización de las máculas:

3. Módulo 3: *Feature Short Description Tool* (Descripción simplificada de la geoforma).
4. Módulo 4: *Feature Full Description Tool* (Descripción completa de la forma).

Los módulos de mapeo y delineación de las máculas, corresponden a la identificación y ubicación en planta de las depresiones observadas en el área seleccionada. Estos módulos requieren la definición por parte del usuario de cinco valores de entrada.

1. Perímetro establecido para evaluación de profundidad de las máculas (*Cutoff Vertical Relief o Cutoff BPI value*): define una línea de contorno confinada que se usará para delinear las características, valor de entrada en metros (figura 12).
2. Profundidad mínima de evaluación para las máculas (*Minimum Vertical Relief o Minimum BPI value*): únicamente las morfologías con una profundidad

mayor a la establecida como profundidad mínima serán mapeadas (figura 12).

3. Ancho mínimo a mapear: *Minimum Width*: mapearán concavidades donde el ancho sea mayor al ancho mínimo establecido en el panel de entrada (figura 13).
4. *Minimum Size Ratio*: relación entre el ancho y largo de las geometrías a evaluar.
5. *Buffer Distance*: distancia de evaluación medida desde el punto 1 (figura 12).

Los resultados del primer módulo, arrojan dos archivos, el primero es a un archivo tipo *shapefile*, que contiene un conjunto de polígonos que muestran el mapeo de las máculas identificadas, el segundo es un archivo tipo texto que contiene la información relativa a los parámetros introducidos por el usuario al ejecutar la herramienta y la identificación del DMT empleado.

En la tabla de atributos del archivo *shapefile* incluye los siguientes campos característicos para cada mácula: Número de identificación de la mácula, área de la mácula, relieve vertical (VRelief) o valor de BPI, ancho límite mínimo de la geometría (MBG_Width), longitud límite mínimo de la geometría (MBG_Length), MBG_Orient, relación punto 4 y punto 5 (MBG_W_L).

Los campos 1 y 2 describen la geometría de cada depresión delineada, mientras que el campo 3 aporta su relieve vertical. Los valores de 4, 5, y 6 corresponden a los valores mínimos de las geometrías, en función de los parámetros de entrada en términos de su ancho, longitud, orientación y la relación del mínimo ancho y la mínima longitud.

El *shapefile* obtenido en el módulo 1 y el DMT de origen o archivo BPI, serán utilizados como elemento de entrada en los módulos 3 y 4 (*Feature Short Description* y *Feature Full Description Tool*).

Con estos módulos, es posible recalculer el atributo de relieve vertical (profundidad) e incluir nuevos parámetros de caracterización de cada estructura, como el punto más bajo detectado en cada depresión.

En este caso se obtendrán 3 archivos tipo *shapefile* de puntos, el primero que contiene la información de las ubicaciones más profundas de cada depresión, el segundo, incluye el centroide de cada mácula y el tercer, un nuevo archivo de polígonos con el mapeo de las depresiones. También se tendrá como salida un archivo tipo texto con los datos de entrada empleados.

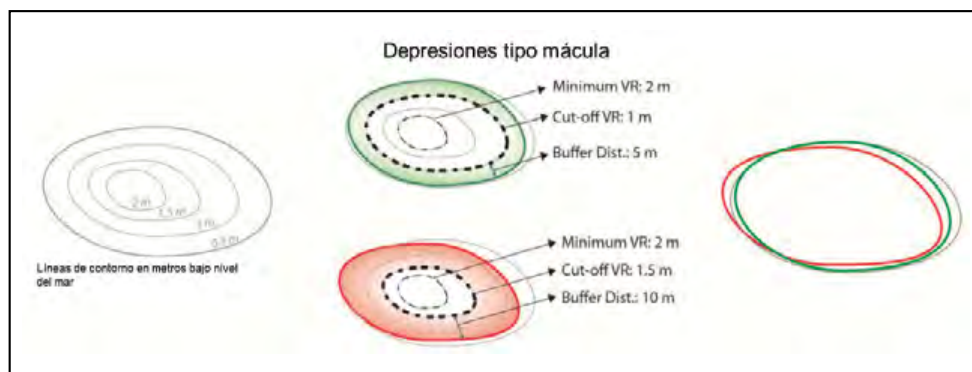


Figura 12. Ejemplo de la definición de valor de 1, 2 y 5 (Gafeira *et al.*, 2018).

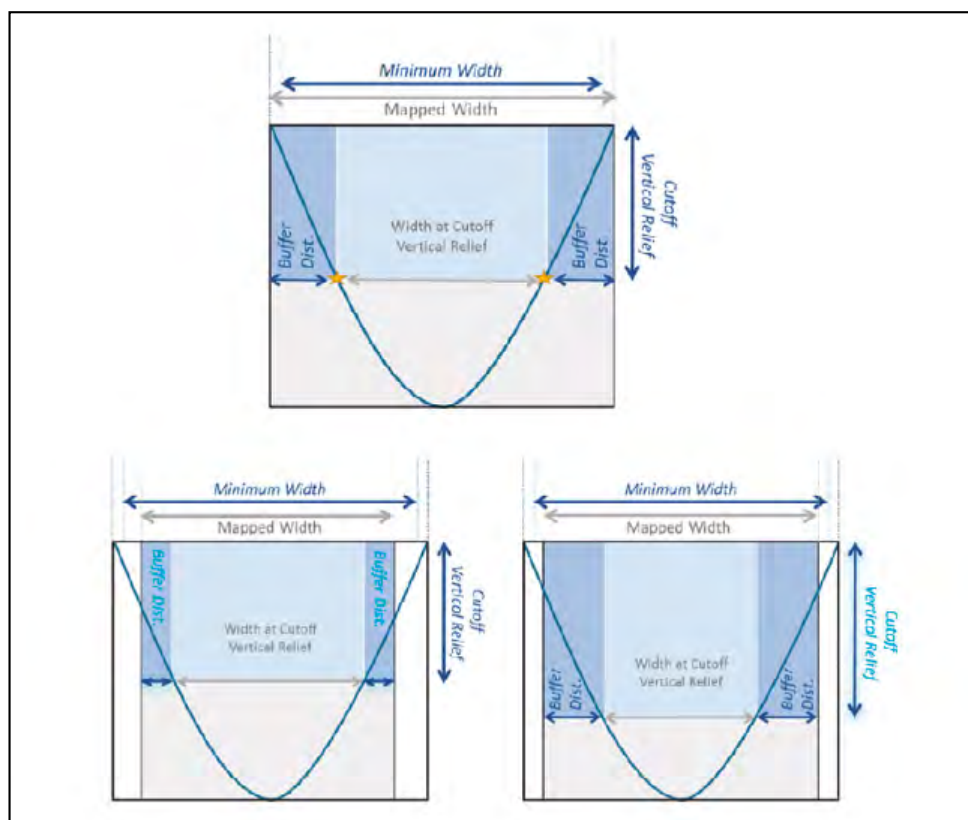


Figura 13. Definición de valor de 1, 2, 4 y 5 (Gafeira, 2017).

3.4. Morfología de fondo y caracterización geotécnica

Los elementos de entrada para este análisis corresponden al perfil de suelo representativo del sector de evaluar y, la sección o corte vertical sobre la batimetría. Esta sección vertical se obtiene considerando el caso más desfavorable de evaluación, en este caso de mayor pendiente.

En el caso de las máculas, la evaluación de la estabilidad del talud se puede realizar por el método de talud infinito, dado que los deslizamientos esperados son de poca profundidad y la superficie de falla se presume paralela a la cara del talud.

El término de “talud infinito” se refiere al talud que tiene una inclinación constante (α) respecto a la horizontal, para una extensión ilimitada (infinita), donde el mecanismo de colapso es gobernado por una superficie de falla paralela a la superficie del talud (figura 14), en condiciones

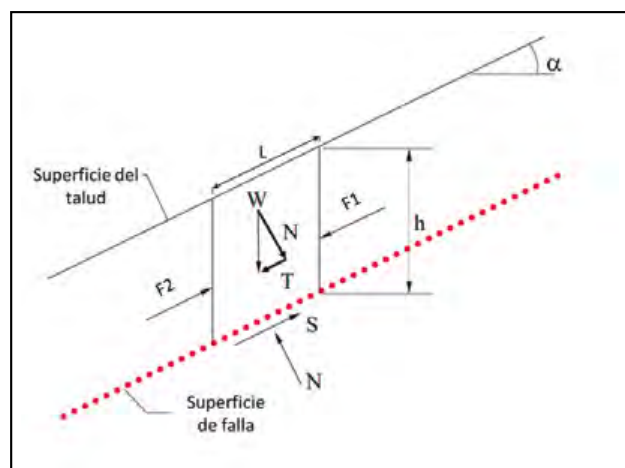


Figura 14. Esquema de talud infinito. (Randolph y Gourvenec, 2011).

de terreno constante a cualquier profundidad desde la superficie del talud y hasta la superficie de falla. Este método se emplea cuando la longitud del deslizamiento es mucho mayor que el espesor del bloque a movilizar y es común su empleo en taludes submarinos extensos.

En la figura 14, se presenta el esquema del “talud infinito” en donde N es la fuerza normal (la cual depende de W , peso del elemento del suelo) y es equivalente al esfuerzo efectivo en el suelo; S es la fuerza de resistencia equivalente a la resistencia al corte del suelo (que es función del esfuerzo efectivo en el suelo); T es la fuerza tangencial talud abajo (fuerza desestabilizadora); para una pendiente infinitamente extensa, las fuerzas son las mismas que en cualquier otro bloque, de modo que las fuerzas entre bloques F_1 y F_2 son iguales y opuestas y se cancelan, exceptuando la magnitud de la presión de poro neta que actúa horizontalmente de derecha a izquierda (Randolph y Gourvenec, 2011).

En casos donde exista un régimen de presión hidrostática, el talud estará en equilibrio mientras el ángulo α sea menor que el ángulo de fricción interna del suelo. Sin embargo, una presión de poros excesiva producirá una reducción del esfuerzo efectivo, haciendo así que disminuya la resistencia al corte del suelo, lo que produce una falla en el talud.

El factor de seguridad a la falla no drenada para el caso de materiales finos, condiciones no drenadas y en término de esfuerzos totales viene dada por Randolph y Gourvenec (2011):

$$F.S. = \frac{2 * Su}{\gamma' * z * \cos(\alpha) * \sin(\alpha)}$$

Su : resistencia al corte no drenada.

γ' : es el peso unitario sumergido del suelo.

α : inclinación del talud

Cuando el factor de seguridad se iguala a 1, se puede determinar el ángulo crítico del talud como función de la resistencia al corte no drenada y al esfuerzo efectivo (Randolph y Gourvenec, 2011) o, se puede determinar la resistencia al corte no drenada mínima para que el talud se mantenga estable.

3.5. Resultados

El origen de las estructuras identificadas en el campo A se considera hasta el momento incierto, se desconoce si el fluido desencadenante de las depresiones es de origen biogénico o termogénico y, si se tiene emanación constante de fluidos a superficie o si el flujo ocurre únicamente durante eventos determinados como sismos de magnitud importante.

Luego de conocer la existencia de las depresiones tipo máculas, se procedió a ejecutar la herramienta elaborada por Gafeira *et al.* (2012) para el programa ArcGIS obtenido los resultados presentados a continuación.

En el campo A, y empleando los módulos de mapeo y delineación de las máculas, se han identificado 200 máculas en un área seleccionada de 5,4 km², numeradas de 0 a 191 y se presentan en la figura 15.

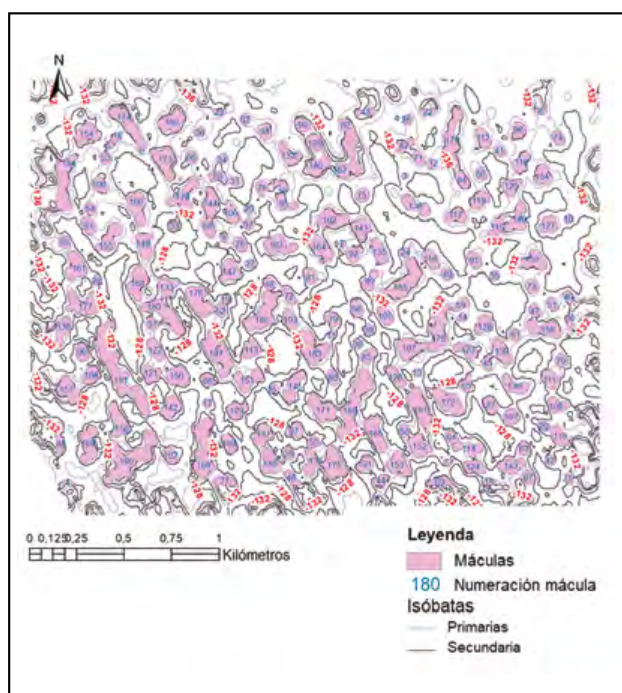


Figura 15. Delineación de máculas en el campo A.

Para cada una de las máculas así delineadas, se obtuvieron los valores de área, perímetro y relieve vertical. Adicionalmente, el centroide de cada mácula y el punto de la geoforma de mayor profundidad, ambas ubicaciones no son necesariamente coincidentes, el centroide lo condiciona la forma en planta y el centro de mayor profundidad de dependerá del mayor espesor desarrollado bajo la geoforma. En la figura 16 se representan los centroides en círculo verde y, cuando no son coincidentes, el punto de mayor profundidad se presenta en amarillo.

En la figura 17 se presenta un mapa general de las pendientes, donde se aprecia que el mayor desnivel se encuentra en las caras de las máculas, sitio donde se debe prestar

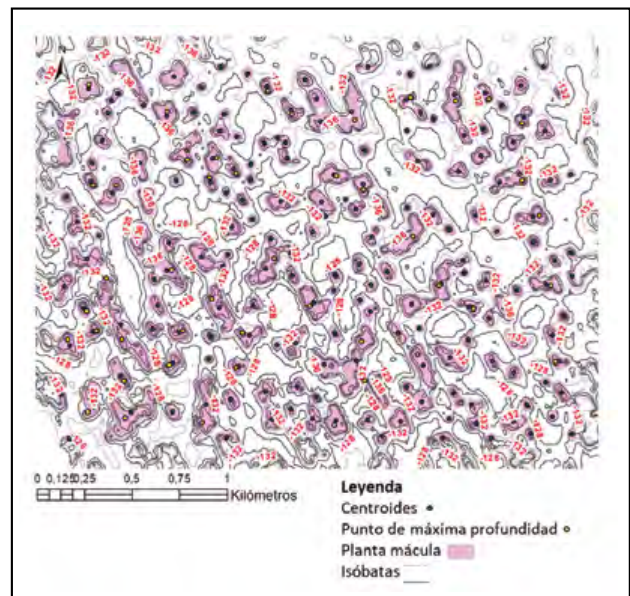


Figura 16. Centroides y puntos de mayor profundidad de las máculas del campo A.

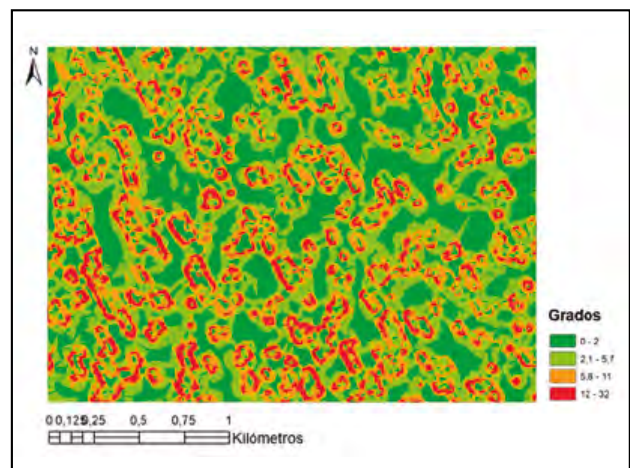


Figura 17. Pendiente general para área analizada del campo A.

mayor atención a la estabilidad local al momento de instalar alguna estructura costa afuera.

Con el plano de variaciones de pendiente, se trazan dos perfiles generales el primero N-S (figura 18) y el segundo E-W (figura 19).

Con los perfiles generados y bajo la hipótesis de que el espesor de material a deslizar será pequeño en relación con el área potencial de deslizamiento, se realiza el análisis de estabilidad del fondo marino empleando el método de talud infinito (Randolph y Gourvenec, 2011).

El análisis de estabilidad se enfoca en los taludes de las máculas de una zona reducida de interés. Para el análisis se utiliza el perfil generalizado generado para el campo A.

La sección a evaluar del perfil N-S corresponde a la figura 20, y se analizaron el talud norte y sur de la mácula 183 identificada en la figura 18.

La sección a evaluar del perfil W-E corresponde a la figura 21, y se analizaron el talud oeste y este de la mácula 180 identificada en la figura 19.

Para las máculas seleccionadas del campo A, se obtuvo la resistencia al corte no drenada crítico empleando el método de talud infinito y considerando un factor de seguridad de 1; se evaluaron ambas caras de cada mácula

tomando en cuenta los perfiles N-S y W-E; los valores del Su resultado del análisis retrospectivo (Su A.R.) y el Su

obtenido de resultados de laboratorio y ensayos CPTU se muestran en las figuras 22 y 23.

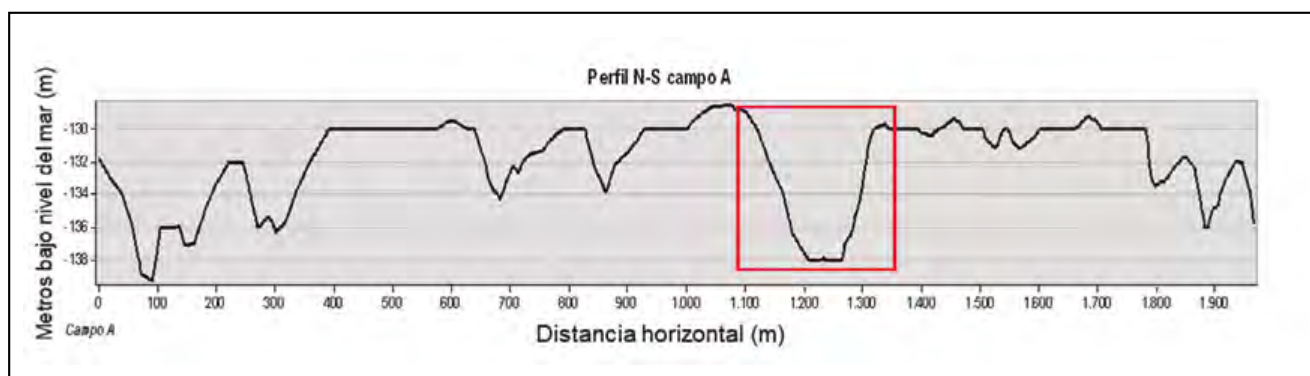


Figura 18. Perfil general N-S campo A. *Rectángulo rojo, sección a evaluar estabilidad.

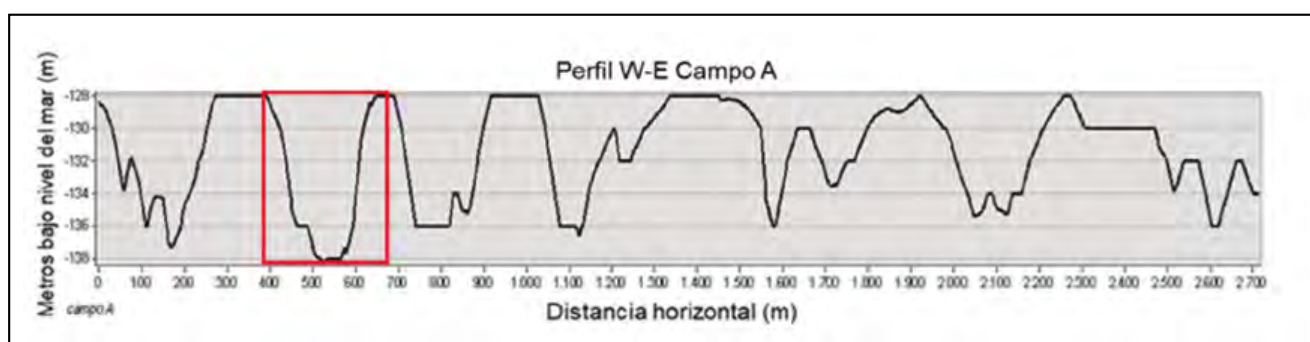


Figura 19. Perfil general W-E campo A. *Rectángulo rojo, sección a evaluar estabilidad.

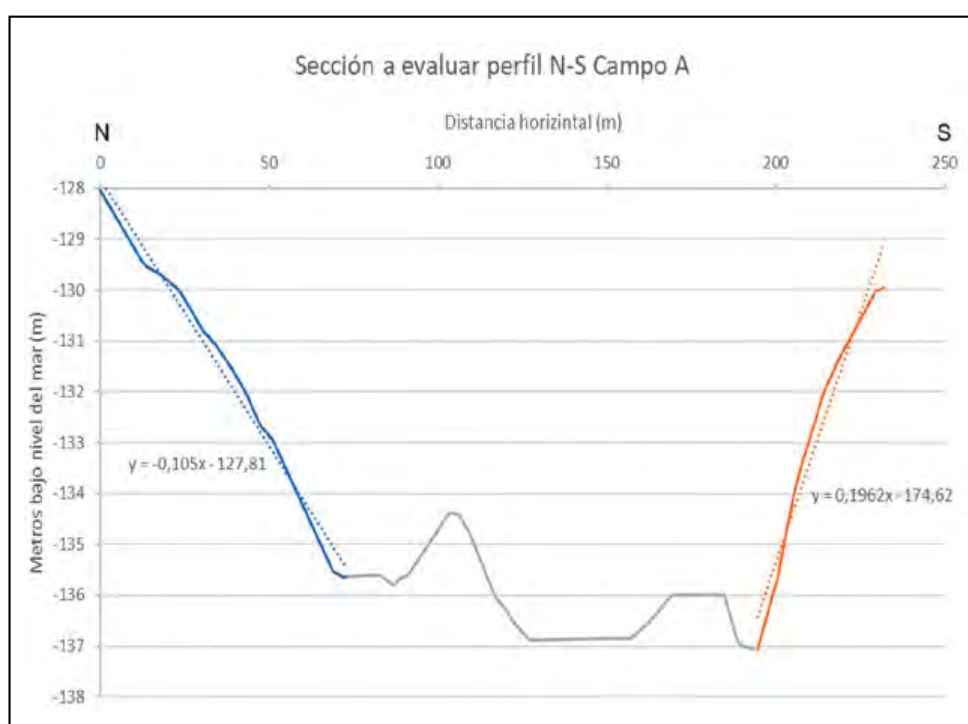


Figura 20. Sección evaluada N-S campo A.

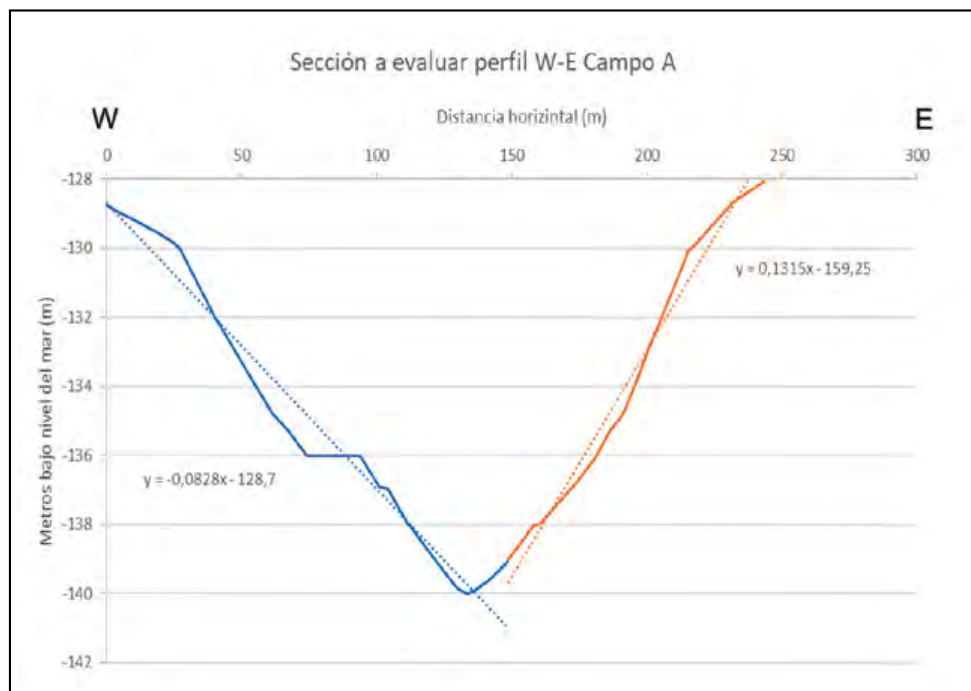


Figura 21. Sección evaluada W-E campo A.

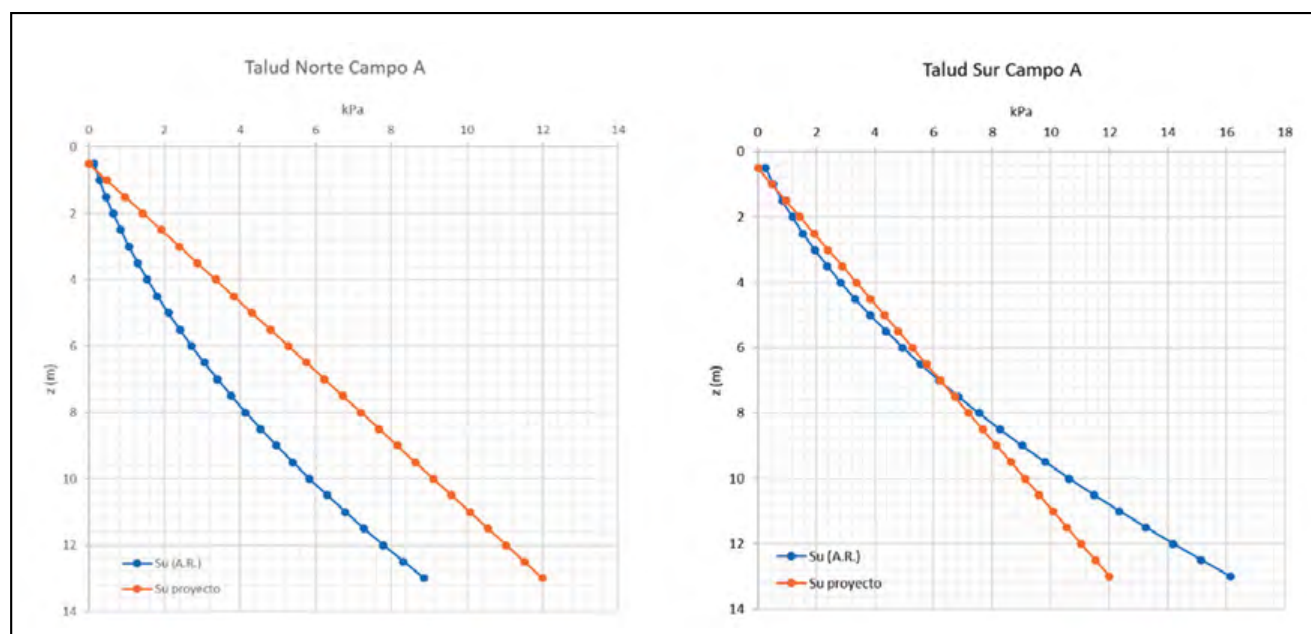


Figura 22. Valores de resistencia al corte en función de la profundidad. Mácula 183, N-S, campo A.

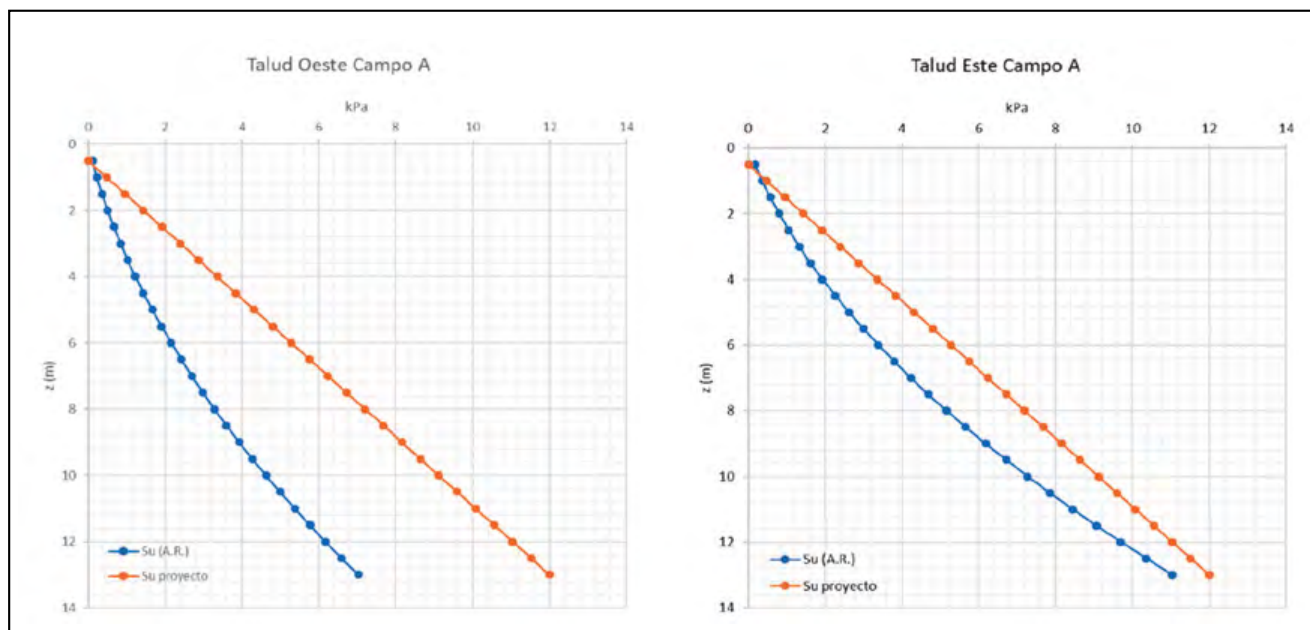


Figura 23. Valores de resistencia al corte en función de la profundidad. Mácúla 180, W-E, campo A.

4. DISCUSIÓN

La información obtenida es fundamental en la evaluación de zona de implantación de las estructuras costa afuera, pudiendo identificar las áreas de mayor riesgo respecto a la cercanía a las máculas, pendientes de las depresiones, extensión de las geoformas y posible actividad en la emanación de fluidos a superficie.

La sección evaluada para el campo A tiene un área $12,5 \text{ km}^2$ en donde $6,29 \text{ km}^2$, que representa el 52,25 % está cubierto por morfologías tipo mácúla.

Las máculas se encuentran distribuidas uniformemente en este campo, y se han originado en materiales finos descritos en la sección 3.1.

Morfológicamente se distinguen máculas normales, encadenadas y elongadas, y han sido mapeadas gracias a la herramienta empleada un total de 200 depresiones.

Respecto al área de las máculas identificadas en este campo, se aprecia que puede alcanzar hasta $414.194,1 \text{ m}^2$, estando los valores predominantes entre 0 m^2 y 40.000 m^2 (figura 24). Las áreas mayores del rango predominante están asociadas a morfologías elongadas y encadenadas.

La profundidad de las concavidades resulta variable, siendo la mínima de -1 metro y el valor máximo de -12 metros. En la figura 25 se observa que la profundidad predominante de las máculas se encuentra entre -5 y -6 metros bajo el nivel del mar, profundidades entre -3 y -4 también son representativas de la zona; valores de profundidad de -7 metros y hasta -12 metros, son menos representativas del sitio.

La variación de las depresiones y la densidad de las mismas en el área condicionan los valores de la pendiente general el sitio, por lo que al seleccionar un punto de instalación de alguna facilidad costa afuera, se debe revisar las pendientes en la coordenada seleccionada y realizar el análisis local de los datos.



Figura 24. Variación de las áreas de las máculas de campo A.

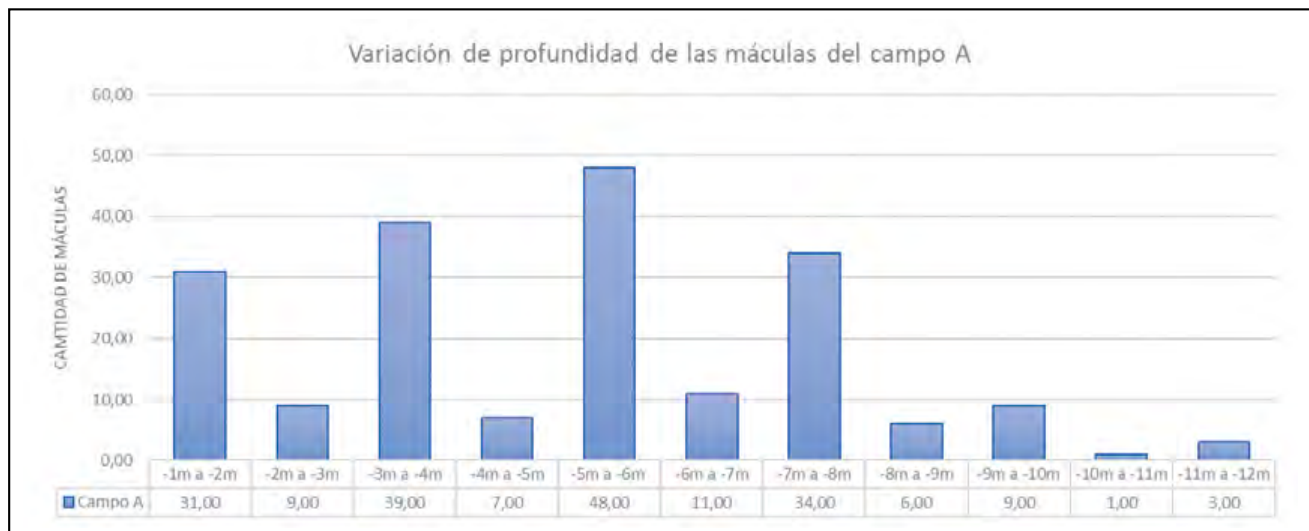


Figura 25. Variación de profundidades de las máculas del campo A.

Las pendientes del campo A varían entre 0° y 32° como se muestra en la figura 17, las mayores inclinaciones se alcanzan en los taludes internos de las máculas, en donde la pendiente varía entre 6° y 32° .

Al realizar el análisis de estabilidad por el método de talud infinito en las caras norte y sur de la mácula 183 y, caras oeste y este de la depresión 180, se observa que para un factor de seguridad 1, el S_u crítico es ligeramente inferior al S_u obtenido de ensayos de laboratorio y de los ensayos CPTU (figuras 22 y 23), esto indicaría que a cualquier cambio en la presión de poros, los taludes podrían volverse inestables; este es un punto de atención importante en la ejecución de un proyecto de perforación, dado que esta actividad modificaría la presión de poros en los estratos atravesados por la sarta de perforación cambiando las condiciones de estabilidad del fondo marino.

Cabe destacar que en la evaluación de estabilidad de la mácula 183, a partir de los 7 metros, la resistencia al corte sin drenar obtenida del cálculo retrospectivo, es ligeramente superior al S_u del perfil generalizado (figura 22), esto ocurre porque el perfil generalizado ha sido generado a partir de pocos sitios de exploración, que no necesariamente satisface las condiciones particulares de la mácula evaluada.

Al comparar las máculas descritas en este trabajo con las depresiones observadas a nivel mundial, se tiene que el material donde se han formado las concavidades es semejante en términos de granulometría, los diámetros reportados varían desde 30 metros hasta 300 metros, formando parte de las dimensiones más comunes de este tipo de depresiones.

Las profundidades de las máculas descritas se concentran entre 1 y 8 metros de profundidad, presentando escasos sitios que logran alcanzar 12 metros; estos resultados son semejantes a los encontrados a nivel mundial, lo que indica que estas concavidades no logran superar los 15 metros de profundidad reportados en África, destacando de esta manera que estas morfometrías serán de tipo somero.

Con los perfiles generalizados y, al focalizar una mácula de interés por cada sección, se realizó en cálculo de estabilidad de los taludes de las máculas empleando el método de talud infinito, para caso no drenado; con esta evaluación se obtuvo el S_u crítico para cada caso. De los resultados se

destaca que los valores de S_u crítico son ligeramente inferiores al S_u obtenido de ensayos.

5. CONCLUSIONES

Las máculas son depresiones que deben su origen a la migración de fluidos a superficie y pueden representar un riesgo geológico importante para estructuras costa afuera. La presencia de máculas en emplazamientos de estructuras puede condicionar rutas de tubería, afectar la estabilidad del fondo marino, particularmente en laderas, reducir la capacidad de carga, producir asentamientos de placas de apoyo y otras cimentaciones superficiales y modificar la permeabilidad vertical del suelo. Las máculas también tienen interés desde una perspectiva de riesgo sísmico; casos como los de Grecia hacen pensar que la emanación repentina de fluidos, podría ser el anticipo de sismos o terremotos. Por estas razones es conveniente caracterizar y delimitar correctamente su presencia en el fondo marino.

La batimetría multihaz, el sonar de barrido lateral, las muestras de suelo y los videos adquiridos por vehículos de operación remota son elementos habituales para la identificación de las máculas en el fondo marino. Tener resultados de buena resolución y calidad facilita la identificación de geoformas u obstáculos que puedan encontrarse en lugares de interés.

El empleo de métodos semiautomatizados para la delimitación de las geoformas tipo mácula, reduce de manera significativa el tiempo de caracterización de las mismas, sin embargo, el criterio ingenieril debe prevalecer para realizar los ajustes que se consideren necesarios tomando en cuenta perfil de suelo donde se encuentran, corrientes del lugar, columna de agua, estructuras antropogénicas entre otras. Para poder utilizar los métodos semiautomatizados de identificación de las máculas, se debe seleccionar áreas pequeñas y luego proceder a la integración de la información. De este modo se podrán ajustar los parámetros de entrada en función de la profundidad y extensión de las depresiones, para así abarcar el conjunto de geoformas objeto de estudio.

En el ejemplo de aplicación en el mar Caribe, se logran distinguir máculas normales, unitarias y elongadas en los tres campos seleccionados. Se estima que las máculas

unitarias, por la experiencia de Noruega, son producto de emanaciones cíclicas de fluidos, y las máculas normales de emanaciones explosivas intercaladas con flujos cíclicos a superficie.

Las máculas descritas en el mar Caribe se asemejan a la media de las máculas encontradas en diferentes puntos a nivel mundial, presentando estas áreas, diámetros y profundidades comunes para este tipo de estructuras. De lo observado en el mar Caribe y la experiencia mundial, las máculas no llegan a superar los 15 metros de profundidad, siendo lo más común encontrar máculas de hasta 5 metros; estas estructuras se consideran entonces de tipo somero que se forman principalmente en sedimentos fino-blandos.

La pendiente de las máculas descritas en este trabajo varía de 10° a 28° aproximadamente, y en el caso que no estén activas, están pendientes disminuirán con el tiempo por la acción de modelación de las corrientes y ajustes de los materiales de las pendientes, sin embargo, en el caso de estar activas (que sólo se puede conocer tras un monitoreo constante), estas pendientes se podrían mantener e incluso aumentar como en caso de la bahía de Belfast.

Aprovechando los resultados del análisis morfológico de las máculas pueden obtenerse parámetros de interés para el proyecto geotécnico. Bajo la hipótesis de talud infinito, se ha realizado el análisis retrospectivo de la estabilidad de las laderas de las máculas, donde los valores de resistencia al corte sin drenaje resultantes han resultado inferiores, pero cercanos, a los valores de S_u obtenidos de los resultados de laboratorio y ensayos CPTU. Dado el escaso coste relativo de la adquisición de datos morfológicos y su ejecución durante las primeras etapas de investigación este tipo de análisis puede ser atractivo en futuros desarrollos costa afuera.

6. AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer a Geohidra Consultores C.A., haber puesto a nuestra disposición los datos necesarios para la elaboración del presente artículo.

7. REFERENCIAS

Andersen, K.H., Lunne, T., Kvalstad, T.J., y Forsberg, C.F. (2008). Deep Water Geotechnical Engineering. *Proceedings of the XXIV National Conference of the Mexican Society of Soil Mechanics, Aguascalientes, Mexico City, Mexico, 26-29 November, 2008*.

Andrews, B., Brothers, L.L., y Barnhardt, W.A. (2010). Automated feature extraction and spatial organization of seafloor pockmarks, Belfast Bay, Maine, USA. *Geomorphology*, 124(1-2): pp. 55-64.

American Petroleum Institute (2000). *Recommended Practice API-RP2A for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design*. Washington, DC: API.

Cathles, L.M., Su, Z., y Chen, D. (2010). The physics of gas chimney and pockmark formation, with implications for assessment of seafloor hazards and gas sequestration. *Marine and Petroleum Geology*, 27(1): pp. 82-91.

Cox, D.W. (2012). The Effect of Rising Gas on Submerged Foundations and Structures. *Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies-Present and Future*, London, UK, 12-14 September 2012, pp. 119-126.

Dando, P.R., Hughes, J.A., Leahy, Y., y Zivanovic, S. (1995). Earthquakes increase hydrothermal venting and nutrient inputs into the Aegean. *Continental Shelf Research*, 15(2): pp. 655-662.

Det Norske Veritas (DNV) (1992). *Offshore Standard DNV-CN-30.4, Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore Structures*, Appendix F-Foundations. Oslo (Norway): DNV.

Fonseca, L.R., y Álvarez, M. (2013). Sistemas de información geográfica y el análisis de los pockmarks en el suelo marino, al norte del estado Sucre; Venezuela. *Geominas*, 41(60): pp. 61-65.

Gafeira, J. (2017). *BGS Seabed Mapping Toolbox-User Guide*, s.l.: British Geological Survey Internal Report R/17/040.

Gafeira, J., Dolan, M.F.J., y Monteys, X. (2018). Geomorphic Characterization of Pockmarks by Using a GIS Based Semi-Automated Toolbox. *Geosciences*, 8, 5, 154.

Gafeira, J., Long, D., y Díaz-Doce, D. (2012). Semi-automated characterisation of seabed pockmarks in the Central North Sea. *Near Surface Geophysics*, 10(4): pp. 303-314.

Geohidra Consultores C.A. (2010). *Servicio de recolección y procesamiento de datos geotécnicos para la plataforma, cabezales submarinos y tubería*. Proyecto Mariscal Sucre (PMS). Vicepresidencia de Geociencias. Caracas (Venezuela): Geohidra.

Hance, J.J. (2003). *Development of a Database and Assessment of Seafloor Slope Stability Based on Published Literature*. M.S. Thesis. Austin (TX/USA): The University of Texas.

Hovland, M., Gardner, J.V., y Judd, A. (2002). The significance of pockmarks to understanding fluid flow processes and geohazards. *Geofluids*, Vol. 2, pp. 127-136.

Hovland, M., Heggland, R., De Vries, M.H., y Tjelta, T.I. (2010). Unit-pockmarks and their potential significance for predicting fluid flow. *Marine and Petroleum Geology*, 27(6): pp. 1190-1199.

Hovland, M., y Judd, A. (1988). *Seabed Pockmarks and Seepages: Impact on Geology, Biology and Marine Environment*. London (UK): Graham & Trotman.

International Organization for Standardization (2003). *ISO 19901-4:2003 Petroleum and natural gas industries-Specific requirements for offshore structures-Part 4: Geotechnical and foundation design considerations*. Geneva (Switzerland): ISO.

Judd, A., y Hovland, M. (2007). *Seabed Fluid Flow: Impact on Geology, Biology and the Marine Environment*. New York: Cambridge University Press.

King, L.H., y MacLean, B. (1970). Pockmarks on the Scotian Shelf. *Geological Society of America Bulletin*, 81(10): pp. 3141-3148.

Nicholas, W.A., et al. (2014). Pockmark development in the Petrel Sub-basin, Timor Sea, Northern Australia: Seabed habitat mapping in support of CO₂ storage assessments. *Continental Shelf Research*, Vol. 83, pp. 129-142.

Picard, K., et al. (2018). Origin of High Density Seabed Pockmark Fields and Their Use in Inferring Bottom Currents. *Geosciences*, 8, 6, 195.

Randolph, M., Cassidy, M., Gourvenec, S., y Erbrich, C. (2005). Challenges of Offshore Geotechnical Engineering. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Geotechnology in Harmony with the Global Environment*: Vol. 1, pp. 123-176.

Randolph, M., y Gourvenec, S. (2011). *Offshore Geotechnical Engineering*. New York: Spon Press.

Rogers, J.N., et al. (2006). Shallow-water pockmark formation in temperate estuaries: A consideration of origins in the western Gulf of Maine with special focus on Belfast Bay. *Marine Geology*, 225(1): pp. 45-62.

Sagaseta, C., Cañizal, J., y Da Costa, A. (2012). *Geotecnia I, Propiedades del terreno*. Santander: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.

Sahling, H., *et al.* (2007). Pockmarks in the Northern Congo Fan area, SW Africa: Complex seafloor features shaped by fluid flow. *Marine Geology*, 249(1-2): pp. 206-225.

Scanlon, K.M., Coleman, F.C., y Koenig, C.C. (2005). Pockmarks on the outer shelf in the northern Gulf of Mexico: Gas-release features or habitat modifications by fish? *American Fisheries Society Symposium*, Vol. 41, pp. 301-312.

Schattner, U., *et al.* (2016). Pockmark asymmetry and seafloor currents in the Santos Basin offshore Brazil. *Geo-Marine Letters*, Vol. 36, pp. 457-464.

Umbilical Manufacturers' Federation (2017). *Guidance Note: Free Span Analysis UMF-GN04-02*, p. 5.

Webb, K.E. (2009). *Ecology and geology of pockmarks*. Dissertation for the degree of Philosophiae Doctor. Oslo (Norway): University of Oslo.

Whiticar, M.J. (2002). Diagenetic relationships of methanogenesis, nutrients, acoustic turbidity, pockmarks and freshwater seepages in Eckernförde Bay. *Marine Geology*, 182(1-2): pp. 29-53.

Cartografía de la susceptibilidad a los movimientos de ladera en la cuenca media del río Beiro, Granada

Landslide-Susceptibility Mapping in the Beiro River Middle Basin, Granada, Spain

Isabel Bandera Viñolo¹, Jorge David Jiménez Perálvarez^{2*}

Resumen

En el presente trabajo se evaluó la susceptibilidad del terreno a generar movimientos de ladera mediante un análisis estadístico bivariente entre la frecuencia de ocurrencia espacial de los movimientos de ladera y los factores que los condicionan. Se elaboró un inventario que puso de manifiesto que al menos el 10,5 % de la zona está afectada por movimientos y que estos tienen lugar principalmente en los conglomerados y arenas de la formación Alhambra a alturas inferiores a 800 m cuando la pendiente está comprendida entre 10 y 25°. Para el análisis de la susceptibilidad se consideró la litología del terreno, la pendiente, la elevación y la orientación de las laderas como factores que más contribuyen a la inestabilidad. La susceptibilidad general de la zona a los movimientos de ladera es predominantemente baja a moderada, sin embargo, la zona presenta un 25,9 % de su superficie con una susceptibilidad alta o muy alta ($P \geq 25$ %). La precisión del mapa de susceptibilidad obtenido se validó mediante el grado de ajuste registrando una precisión relativa del 87 %.

Palabras clave: movimiento de ladera, deslizamiento, susceptibilidad, estabilidad de laderas, río Beiro-Granada.

Abstract

Landslide-susceptibility was assessed in the river Beiro middle basin, close to Granada, by means of a bivariate statistical method based on cross-tabulation between stability determining factors and landslides. The assessment of landslide susceptibility was based on the spatial probability of landslide occurrence. With this aim, a database of 70 landslides consisting of 29 slides, 26 debris flows and 15 falls was developed. Landslide inventory showed that, at least, 10.5 % of the study zone is covered by landslides, and these mainly occur in the conglomerate and sands of Alhambra formation, at elevations lower than 800 meters, in slopes between 10 and 25 degrees, and south-western slopes. The mentioned features are found close to channel-slope where elevation is lower and slope higher due to river over-excavation. Inventoried landslides are mainly shallow slides whose rupture zone fit to the surface between weathered and not-weathered soil. In any case, deep-seated slides were also to be recognized. Lithology, slope angle and slope aspect were taken in consideration as determinant factors for landslide susceptibility. The results reveal that landslide susceptibility in the area is mainly low to moderate, since 74.1 % of zone show landslide likelihood lower than 15 %. Nevertheless, 16.2 % and 9.7 % of the area show high and very high landslide susceptibility, respectively, intersecting with urbanized districts where detailed studies and preventive plans would be justified to avoid damage, for example, in extraordinary rainfall periods. Quality of the landslide susceptibility map drawn to predict landslides was validated by means of the degree-of-fit method. It was found that the association between the landslide susceptibility classes and landslides reached a relative precision of 87 % for the zones of high and very high susceptibility.

Keywords: landslide-susceptibility, bivariate statistical analysis, landslide determinant factors, slope stability, river Beiro Basin-Granada.

1. INTRODUCCIÓN

El impacto de los movimientos de ladera en el marco socio-económico es elevado al ser responsables de la pérdida de bienes, servicios y en ocasiones, pérdidas en términos de vidas (Haque *et al.*, 2016). El nivel de daño se puede reducir cuando el fenómeno está identificado en el espacio y en el tiempo, especialmente para el caso de los movimientos de ladera, ya que son fenómenos naturales más predecibles y controlables

que otros análogos de carácter catastrófico como terremotos, erupciones volcánicas, etc. (Jiménez-Perálvarez, 2018a).

Una de las principales medidas para reducir el nivel de pérdidas producidas por los movimientos de ladera es la prevención mediante cartografías previsoras (e.g. Corominas y Moya, 2008; Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2011; Guzzetti *et al.*, 2012). El desarrollo de cartografías básicas previsoras ha sido ampliamente tratado en la bibliografía (e.g. Irigaray *et al.*, 2007; Fell *et al.*, 2008; Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2009; 2011; 2017) y muchas regiones están equipadas con mapas inventario, a veces de susceptibilidad, a gran escala (Van Den Eeckhaut y Hervás, 2012) si bien no es frecuente la existencia de mapas de detalle que permiten una mejor política de control sobre el uso y ordenación del territorio (Glade *et al.*, 2005; Jiménez-Perálvarez, 2018b).

En general, la susceptibilidad a los movimientos de ladera se puede evaluar por dos métodos principales:

* Autor de contacto: jorgejp@ugr.es

¹ Graduada en Geología. Departamento de Ingeniería Civil, ETS de ICCP, Universidad de Granada.

² Doctor en Geología. Departamento de Ingeniería Civil, ETS de ICCP, Universidad de Granada.

aquellos basados en modelos según técnicas fundamentadas en leyes físicas y mecánicas de equilibrio de fuerzas y aquellos basados en técnicas estadísticas fundamentadas en el principio del actualismo donde los sistemas de información geográfica (SIG) son de gran utilidad (Van Westen *et al.*, 2006; Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2009). En el análisis SIG, las diferentes metodologías se pueden diferenciar en aproximaciones empíricas (heurísticas), modelos físicos y aproximaciones estadísticas tanto multivariantes como bivariantes que permiten una mejor comprensión de la relaciones entre los movimientos de ladera y los factores que los condicionan (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2009).

En este trabajo, la zonación de la susceptibilidad a los movimientos de ladera se evaluó según una aproximación estadística bivalente (probabilidad condicional) que se basa en el análisis cruzado entre factores determinantes (condicionantes) de la estabilidad y la probabilidad de ocurrencia espacial de los movimientos de ladera (Jiménez-Perálvarez, 2018a). Esta metodología implementada en un SIG se ha llevado a cabo con valiosos resultados en las Zonas Internas y Externas de la Cordillera Bética (Irigaray *et al.*, 2007; Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2011; Costanzo *et al.*, 2012).

Para el caso de estudio se seleccionó una zona en la cuenca media del río Beiro (Granada) donde se evidencia una alta incidencia de los movimientos de ladera. En este sentido, ya el mapa geológico de la zona de finales de los años 80, (IGME, 1988) puso de manifiesto en su memoria la incidencia de los movimientos de ladera en la zona de estudio destacándolos como una unidad dentro del sistema de vertientes (figura 1). Trabajos posteriores, señalaron la litología, la pendiente y la orientación de las laderas como factores determinantes de la estabilidad en la zona (Costanzo *et al.*, 2012; Costanzo, 2012).

De esta forma, el objetivo principal del trabajo será la cartografía de la predisposición del terreno a generar movimientos de ladera en función de sus características principalmente geológicas, geotécnicas y geométricas. Para lograr dicho objetivo general será necesario alcanzar una serie de objetivos específicos como son la elaboración de un inventario de movimientos de ladera de la zona de

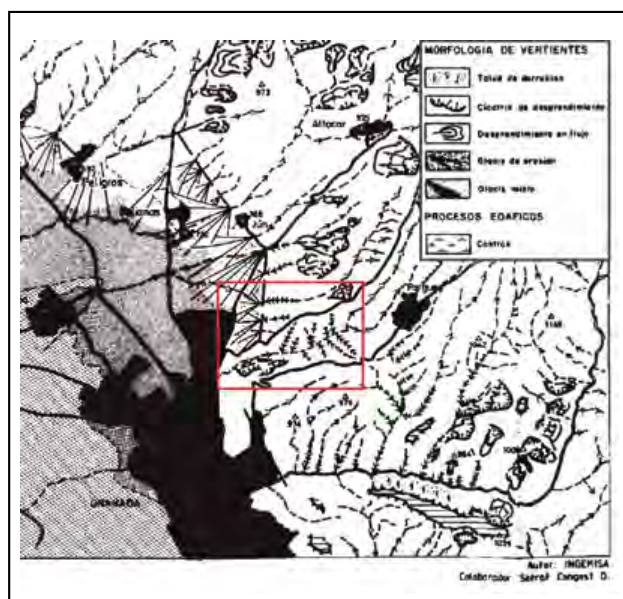


Figura 1. Extracto del mapa geomorfológico de la región (IGME, 1988); encuadrada en rojo, la zona de estudio.

estudio; la selección de los factores determinantes o condicionantes de la estabilidad a partir de mapas temáticos y del modelo digital de elevaciones (MDE) y, finalmente, el análisis y validación de la susceptibilidad del terreno a los movimientos de ladera mediante un sistema de información geográfica (SIG). En otras palabras, la capacidad del mapa obtenido para predecir la generación de movimientos de ladera.

Es de esperar, por tanto, que mediante la aplicación de una metodología contrastada los resultados de esta investigación muestren información (espacial) sobre predisposición del terreno a la generación de movimientos de ladera en la zona de estudio; siendo el nivel de detalle uno de los principales valores de este trabajo. Por otra parte, la expresión de los resultados en forma de mapa se presenta como documento de consulta para los planes de ordenación y uso del territorio, más allá de un interés ligado a eventos catastróficos puntuales u obras civiles específicas. En este sentido, el mapa de susceptibilidad señala las zonas en las que existe una mayor o menor probabilidad de ocurrencia de movimientos de ladera, de utilidad como medida preventiva frente a los efectos negativos de los que este fenómeno natural, a veces inducido, es responsable.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO Y GEOGRÁFICO

Para el caso de estudio se seleccionó una zona al norte de la ciudad de Granada coincidente con la cuenca media del río Beiro (figura 2) donde, se como se ha comentado con anterioridad, se manifiesta una alta incidencia de los movimientos de ladera. La zona presenta un área aproximada de 3,16 km² y se localiza en las coordenadas geográficas 37°12'N - 3°35'W (coordenadas del centro de la zona). Se encuentra comunicada por las carreteras GR-3102 y A-4002 y se emplaza prácticamente en su totalidad en el municipio de Granada, quedando íntegramente comprendida en la hoja topográfica 1:50.000 (serie L) número 1009, Granada (BCA10, 2016) (Hoja 1:10.000 número 1009-4-4). Además de las citadas vías de comunicación y de edificios de viviendas, por la zona discurre el trazado de la histórica acequia de Aynadamar (bien de interés cultural) y se emplazan otras infraestructuras relevantes como una subestación eléctrica que abastece gran parte de la ciudad. La presencia de elementos en riesgo le confiere importancia a este tipo de trabajos.

El área presenta una geomorfología típica de glació pedillanura de pendiente suave abruptamente interrumpida por fuertes pendientes consecuencia del encajamiento de los cauces, en cuyas vertientes se concentran la mayor parte de los movimientos de ladera (ver figura 10). Desde el punto de vista geológico la zona de estudio se encuentra en la Depresión de Granada, que forma parte de las cuencas neógenas intramontañosas de la Cordillera Bética y se caracteriza por facies detríticas de relleno (Braga *et al.*, 2003). De esta forma, el área está constituida principal y casi exclusivamente por materiales plio-cuaternarios representados por conglomerados y arenas de la "Formación Alhambra", que comprenden el 87 % de la zona y materiales miocenos (turiolenses) representados por limos micáceos, arenas y gravas de la "Formación Cenes-Jun" que abarcan el 12 % de la zona. Estos materiales están limitados en la parte septentrional del

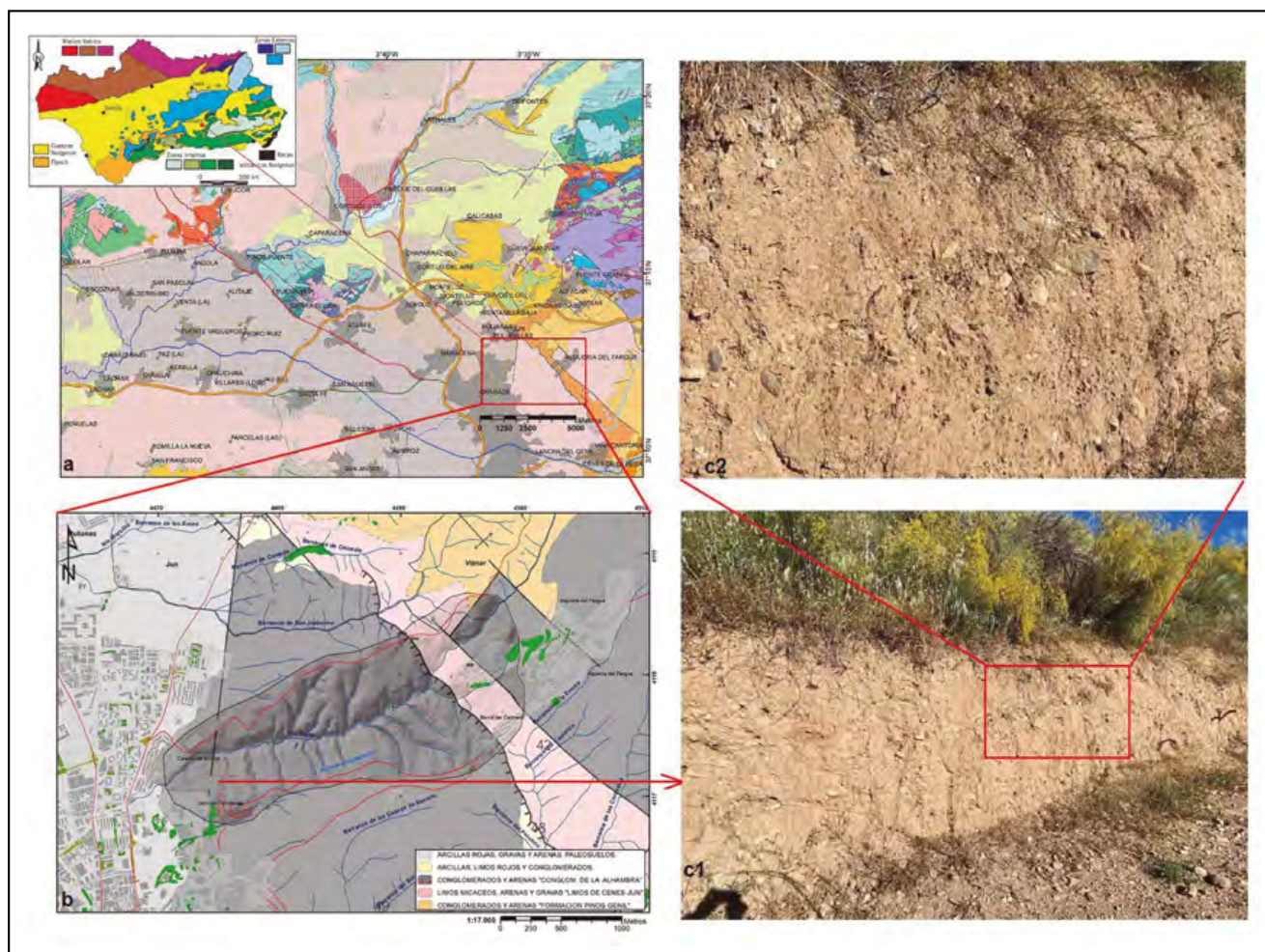


Figura 2. Localización geológica y geográfica de la zona de estudio (Elaboración propia, fuente de datos: Villalobos y Pérez, 2012; BCA10, 2016; GEODE, 2017; InfoGME, 2020). **a)** Contexto regional; **b)** Contexto local; **c1** y **c2)** Detalle de la formación Alhambra en la zona de estudio.

área por conglomerados y arenas turolenses basales de la “Formación Pinos Genil”, sin que lleguen a aflorar en la misma; mientras que en el extremo meridional de la zona afloran testimonialmente (representan el 1 % del área) depósitos aluviales cuaternarios constituidos por arcillas rojas, gravas y arenas (figura 2) (IGME, 1988; GEODE, 2017).

Por tanto, la zona de estudio está constituida fundamentalmente por la formación Alhambra, que en el área aflora como un conglomerado heterométrico de cantos redondeados centimétricos a decimétricos de esquistos y cuarcitas embebidos en una matriz areno-arcillosa predominante de tonalidad rojiza (figura 2c); representando las facies más distales del abanico aluvial. Esta matriz areno-arcillosa constituye la mayor parte del conjunto y le confiere el comportamiento geomecánico al material.

3. METODOLOGÍA Y MATERIALES

La evaluación del riesgo empieza por la identificación del proceso que lo genera y la definición de su área de influencia, ya que la mayoría de movimientos de ladera que se han registrado en el pasado no alcanzaron la estabilidad total (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2017). De esta forma, el trabajo se ha desarrollado en las siguientes etapas: (1) elaboración y digitalización del inventario de movimientos de ladera, (2) confección y análisis de los factores determinantes, (3) análisis de la susceptibilidad y (4) validación de los mapas de susceptibilidad obtenidos.

3.1. Inventario de movimientos de ladera

El inventario de movimientos de ladera es el mapa más importante para la evaluación de la susceptibilidad del terreno a los mismos. Es el dato de partida y referencia en cualquier proyecto de movimientos de ladera, especialmente cuando se adopta una aproximación empírica de probabilidad estadística, como es el caso de estudio. De la precisión y exactitud del inventario depende la fiabilidad del análisis (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2011). Para el caso de estudio, a partir de una fase de interpretación sobre la ortofotografía de Andalucía con resolución de 0,5 metros píxel (PNOA, 2016) y el apoyo de GoogleEarth™ (Google, 2020) se cartografió en gabinete un inventario de movimientos de ladera preliminar (figura 3a). Con posterioridad se cotejó y completó el inventario mediante itinerarios de campo a la vez que se registraron datos sobre litología, tipología, mecanismo de rotura, dimensiones, etc. Como quiera que para el procesado mediante SIG los datos deben estar en un formato adecuado, finalmente se digitalizaron los movimientos de ladera generando una base de datos geoespacial a escala 1:10.000 mediante el apoyo del paquete SIG ArcGIS (ESRI, 2012) (figura 3b). De esta forma, la base de datos definitiva de movimientos de ladera recoge información geo-espacial (cartografía de movimientos de ladera) y sus principales características (litología, tipología, dimensiones, etc.).

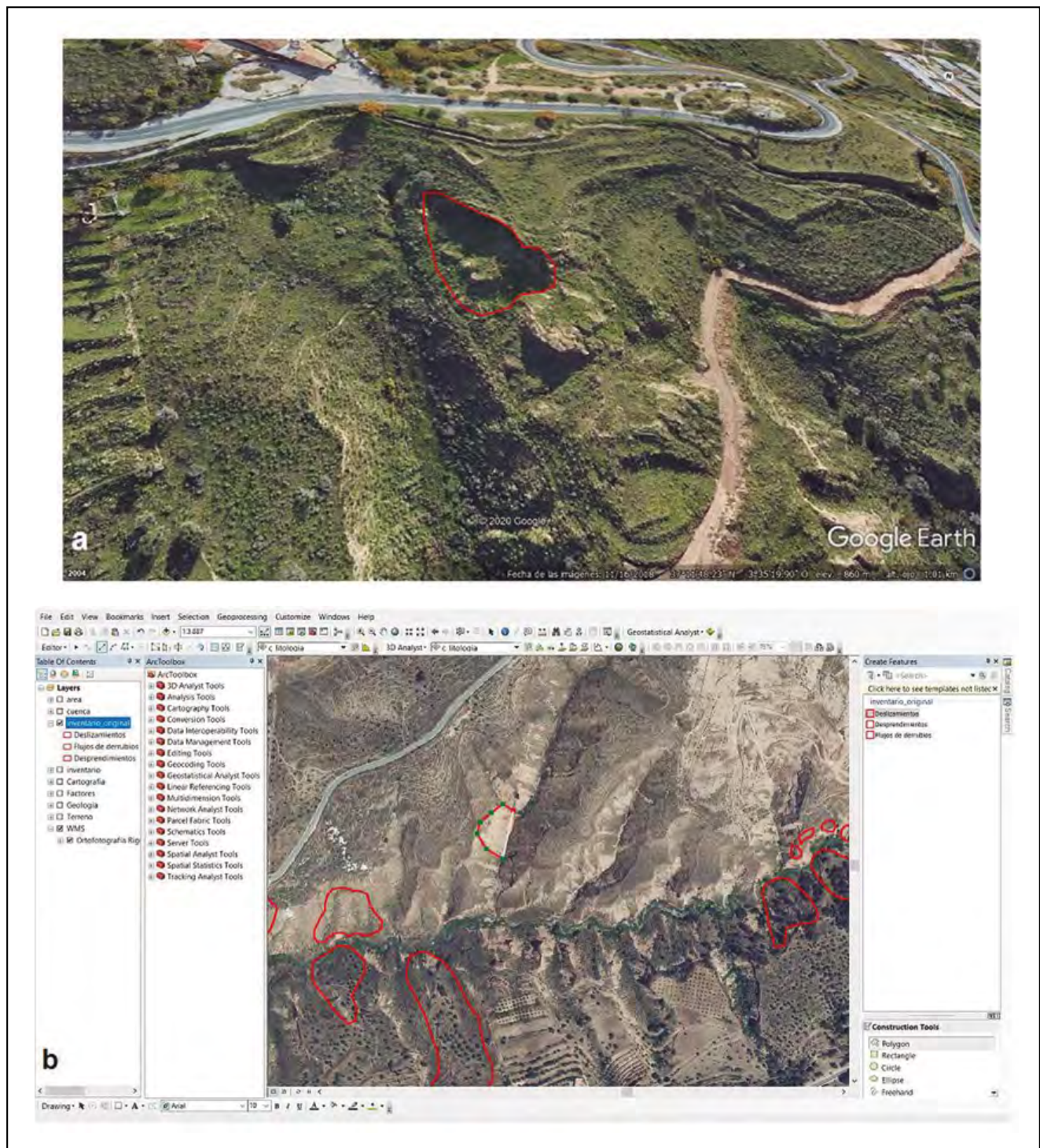


Figura 3. Elaboración del inventario de movimientos de ladera. **a)** Cartografía preliminar sobre GoogleEarth™; **b)** Digitalización de los movimientos en ArcGIS.

3.2. Factores determinantes de la estabilidad

Los factores condicionantes o determinantes de la estabilidad, cuya presencia, ausencia o forma en la que se presentan condicionan la estabilidad sin que el movimiento en sentido estricto se inicie (equilibrio límite), determinan la presencia espacial de los movimientos de ladera y están controlados tanto por la naturaleza del terreno (litología, textura, estructura, discontinuidades, etc.) como por la morfología de la ladera (pendiente, rugosidad, exposición, altitud, curvatura, etc.) (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2011; Costanzo *et al.*, 2012).

Para el procesado mediante SIG, las características del terreno (naturaleza del terreno y morfología de la ladera)

se expresaron en forma de modelos digitales del terreno (MDT) en formato ráster (tamaño de píxel de 5 m) que representan los factores que pueden determinar la estabilidad. Los factores que controlan el comportamiento mecánico de la ladera y la naturaleza del terreno como por ejemplo la litología, discontinuidades, fallas, contactos, etc., se generan a partir de los correspondientes mapas temáticos, por lo que los datos para su elaboración se obtienen de las agencias que facilitan dicha información, en este caso del Instituto Geológico y Minero de España IGME (GEODE, 2017). Los factores morfométricos tales como pendiente, curvatura, orientación de la ladera, etc. que describen la morfología de la ladera se calculan a partir

del modelo digital de elevaciones MDE, es decir, son mapas derivados del MDE. En este caso el MDE de la zona de estudio se generó con una precisión de 5 m (tamaño de píxel) a partir de los datos a escala 1:10.000 de la Base Cartográfica de Andalucía 1:10.000 (BCA10, 2016) (Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía). Tanto las variables espaciales (factores) cualitativas nominales (por ejemplo el mapa litológico) como las cuantitativas (por ejemplo el mapa de pendientes) se dividieron en clases para el análisis estadístico de correlación que se lleva a cabo. El método de clasificación empleado, donde procedía, (variables cuantitativas) fue el de roturas naturales, (Natural Breaks) (ESRI, 2012) basado en las diferencias entre pares de datos para establecer los valores límites entre clases y posteriormente redondeando al entero más próximo para su representación efectiva en forma de mapa (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2017).

Para identificar los factores que determinan la distribución espacial de los movimientos de ladera se analiza el grado de asociación espacial entre los factores determinantes y la zona de rotura de los mismos, mediante un contraste de hipótesis según las tablas de contingencia resultantes del análisis cruzado entre estas dos variables (factores determinantes y movimientos de ladera). Como quiera que en la zona de estudio los factores determinantes fueron analizados con anterioridad, la selección de los mismos se basó en los trabajos de Costanzo (2012) y Costanzo *et al.* (2012). De esta forma, para el análisis de la susceptibilidad en la zona se emplearon 4 factores determinantes como los mejor correlacionables con el inventario: 3 derivados del MDE (pendiente, altitud y orientación de la ladera) y otro temático (litología). En cualquier caso, pendiente y litología son los factores más considerados y prácticamente recurrentes en la bibliografía (e.g. Glade *et al.*, 2005; Van Westen *et al.*, 2006; Corominas y Moya, 2008)

3.2.1. Factores relacionados con el MDE

El modelo digital de elevaciones es una superficie ráster casi continua que ofrece información acerca de la coordenada z (altitud) en cualquier punto de esa superficie. A partir del MDE se obtienen las características morfológicas y morfométricas del terreno como lo son la pendiente, exposición, iluminación, curvatura, etc. Como se ha comentado con anterioridad, para el presente trabajo se obtuvo un MDE de la zona de estudio con una resolución de 5 m (tamaño de píxel de 5×5 m) a partir de los datos a escala 1:10.000 de la Base Cartográfica de Andalucía 1:10.000 (BCA10, 2016) y de las herramientas de geoprocésamiento espacial y 3D del software ArcGIS 10 (ESRI, 2012).

- **Altitud:** la altitud (o elevación) se puede considerar un factor determinante no independiente al estar relacionado con otros factores que en determinados casos pueden resultar más difíciles de medir como por ejemplo la temperatura o la precipitación media. El mapa de alturas, altitud o elevaciones (ver figura 11 y tabla 2) consiste en una reclasificación del MDE, que es una superficie ráster continua y se transforma en discreta mediante la reclasificación. Según la distribución de alturas del área de estudio,

se dividió el MDE en 4 clases con intervalos aproximados de 50 metros, comprendidos entre la altura mínima de la zona de estudio (730 m) y la máxima (950 m). El mapa de elevaciones quedó definido, por tanto, por las siguientes clases de altura:

Clase 1:	comprendida entre 730 y 800 metros
Clase 2:	comprendida entre 800 y 850 metros
Clase 3:	comprendida entre 850 y 900 metros
Clase 4:	comprendida entre 900 y 950 metros

- **Pendiente:** la pendiente es el gradiente de inclinación de la línea de máxima pendiente tangente al terreno en un punto respecto a la horizontal. Se suele expresar en porcentaje o en grados sexagesimales. Para el presente trabajo se dividió la zona de estudio en 5 clases de pendiente con intervalos definidos de forma estadística mediante el método de “Natural Breaks” ajustándolo al número entero más próximo, de tal forma que el mapa de pendientes (ver figura 11 y tabla 2) quedó definido por las siguientes clases de pendiente:

Clase 1:	pendiente suave	comprendida entre 0 y 5 grados
Clase 2:	pendiente moderada	comprendida entre 5 y 15 grados
Clase 3:	pendiente fuerte	comprendida entre 15 y 25 grados
Clase 4:	pendiente muy fuerte	comprendida entre 25 y 35 grados
Clase 5:	pendiente sub-vertical	comprendida entre 35 y 90 grados

- **Orientación:** la orientación o exposición es el ángulo que forma la proyección horizontal de la línea de máxima pendiente de un elemento de la superficie del terreno con respecto al norte geográfico, medido en sentido de las agujas del reloj. La relación de la orientación con los movimientos de ladera es indirecta, de igual forma que la altitud, ya que las condiciones de umbría y solana determinan por ejemplo la humedad superficial del terreno. El mapa de exposición (ver figura 11 y tabla 2) se dividió en las siguientes 5 clases:

Clase 1:	superficie plana	azimut entre -1 y 0 grados
Clase 2:	orientación Norte	azimut entre 315 y 45 grados
Clase 3:	orientación Este	azimut entre 45 y 135 grados
Clase 4:	orientación Sur	azimut entre 135 y 225 grados
Clase 5:	orientación Oeste	azimut entre 225 y 315 grados

3.2.2. Factores temáticos (no relacionados con el MDE)

Otros factores que influyen sobre la estabilidad son aquellos que determinan la respuesta geomecánica del terreno y que no derivan del MDE. En este caso, el mapa temático de referencia, utilizado para el análisis, es el mapa litológico.

- **Litología:** el mapa litológico se confeccionó a partir del mapa geológico digital continuo de España 1:50.000 (GEODE, 2017) (ver figura 2). Para la elaboración del mapa litológico es recomendable agrupar las litologías en complejos litológicos según

afinidades cualitativas de resistencia a la rotura de los materiales (fundamentalmente cohesión y ángulo de rozamiento interno) que en definitiva condicionan en última instancia la estabilidad (UNESCO, 1976). En este caso, dado que en la zona de estudio únicamente afloran tres (3) litologías, cada una con comportamiento geomecánico propio, el mapa litológico (ver figura 11 y tabla 2) coincide con el mapa geológico, de tal forma que se diferenciaron los siguientes complejos litológicos:

Unidad 1:	limos micáceos, arenas y gravas,	corresponde a la formación Cenés-Jun
Unidad 2:	conglomerados y arenas,	corresponde a la formación Alhambra
Unidad 3:	arcillas rojas, gravas y arenas,	corresponde a material aluvial

3.3. Evaluación de la susceptibilidad a los de movimientos de ladera

La zonación de la susceptibilidad se basó en el análisis cruzado entre los factores determinantes de la estabilidad y la ocurrencia espacial de movimientos de ladera, a partir de un análisis estadístico bivalente (análisis condicional). Inicialmente se establecieron todas las posibles combinaciones entre las clases de factores determinantes de forma que cada combinación de clases de altitud, pendiente, orientación y litología representa una UCU (Unique Condition Unit). Cada UCU equivale a la unidad de cartografía básica para las cuales el modelo proporciona un valor de susceptibilidad (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2017; Jiménez-Perálvarez, 2018a; 2018b).

La probabilidad que una UCU concreta esté afectada por movimientos de ladera (ML), según el teorema de Bayes sobre análisis condicional ($P[ML|UCU]$), viene

determinada por la relación entre la probabilidad que ocurran los dos eventos simultáneamente ($P[ML \cap UCU]$) y la probabilidad de ocurrencia del evento condicionado ($P[U-CU]$). La susceptibilidad a los movimientos de ladera se expresa como su probabilidad espacial de ocurrencia, esto es, la probabilidad que un punto situado en el espacio esté afectado por movimientos de ladera. Al trabajar con datos espaciales las frecuencias de ocurrencia de un evento se cuantifican preferentemente en términos espaciales, es decir áreas en lugar de número de casos.

Las validaciones de este tipo de análisis estadísticos espaciales devuelven mejores resultados considerando la frecuencia de ocurrencia de un evento, en este caso movimientos de ladera, en términos espaciales (unidades de longitud al cuadrado; extensión o área de los movimientos) que en número bruto de movimientos (número de casos); dado que, por ejemplo, un gran deslizamiento profundo puede afectar a más terreno que varios deslizamientos pequeños y superficiales. En otras palabras, este tipo de análisis considera más susceptible a los movimientos de ladera una zona que, por ejemplo, tenga un 10 % de su extensión afectada aunque sea por un solo movimiento de ladera, que otra equivalente que tenga un 5 % de su extensión afectada por varios movimientos. De esta forma la probabilidad $P[ML|UCU]$ se puede calcular mediante la siguiente expresión [ecuación 1]:

$$P[ML | UCU] = \frac{P[ML \cap UCU]}{P[UCU]} = \frac{\text{Área}[ML \cap UCU]}{\text{Área}[UCU]} \quad [1]$$

En consecuencia, la probabilidad espacial de ocurrencia de movimientos de ladera en cada UCU varía entre 0 y 1, donde 1 representa que toda el área ocupada por esa combinación de clases de factores, esto es el área de la UCU, está afectada por movimientos, es decir $P[ML|UCU] = 1$; y 0 significa que no hay evidencias de movimientos en esa UCU, o lo que es lo mismo $P[ML|UCU] = 0$

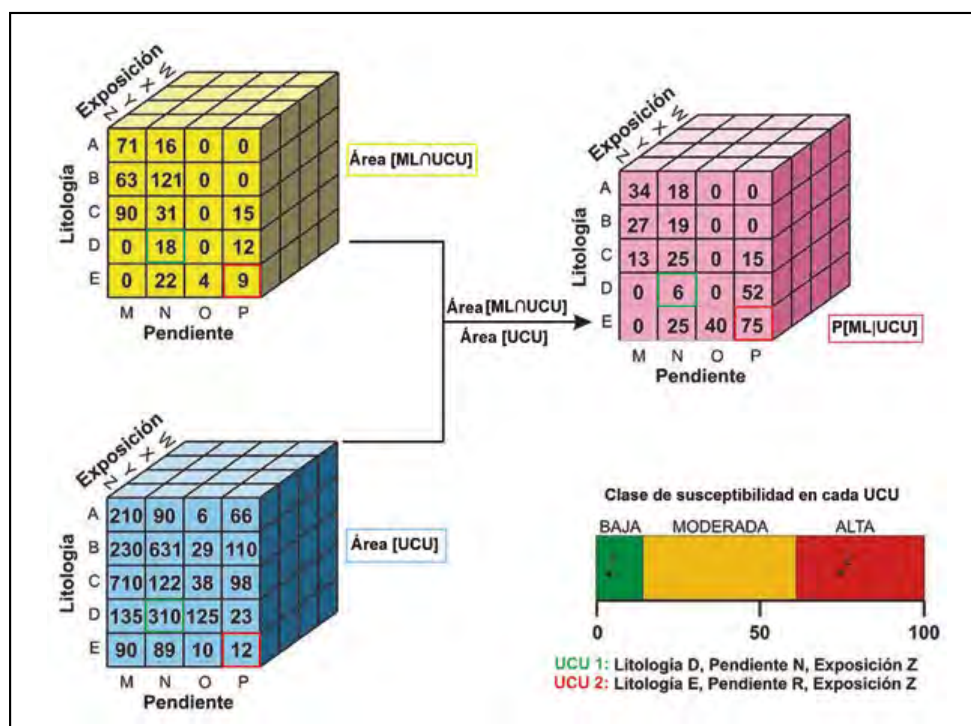


Figura 4. Evaluación de la susceptibilidad a los movimientos de ladera mediante un SIG (modificado de Irigaray *et al.*, 2007).

(figura 4) (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2017; Jiménez-Perálvarez, 2018a; 2018b).

Finalmente, aunque el mapa de susceptibilidad expresa la probabilidad de ocurrencia espacial de los movimientos de ladera, el mapa resultante se zonificó según 4 descriptores (clases cualitativas de susceptibilidad) basadas en dicha probabilidad (Fell *et al.*, 2008). Cada clase de susceptibilidad, de baja a muy alta, se clasificó de manera supervisada según el método estadístico de “Natural Breaks” redondeando al número entero más próximo para su representación en forma de mapa (Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2009; 2011).

3.4. Validación de los mapas de susceptibilidad

La capacidad del mapa de susceptibilidad para predecir la ocurrencia de movimientos de ladera se estimó mediante técnicas de correlación espacial y medidas del grado de ajuste [ecuación 2] entre un conjunto de datos determinados (movimientos de ladera en este caso) y el correspondiente mapa (Chung y Fabbri, 2003; Irigaray *et al.*, 2007; Jiménez-Perálvarez *et al.*, 2009; 2011). Consecuentemente, la asociación entre el inventario y el mapa de susceptibilidad se calculó mediante el grado de ajuste (GA) según la siguiente expresión:

$$GA_i = \frac{(m_i/s_i)}{\Sigma(m_i/s_i)} \quad [2]$$

donde m_i es el área ocupada por movimientos de ladera en la clase de susceptibilidad i , y s_i es el área de la clase de susceptibilidad i .

El grado de ajuste para cada clase de susceptibilidad representa el % de movimientos de ladera en esa clase (en términos espaciales, es decir el área ocupada por movimientos de ladera). La eficiencia del modelo será validada cuando el grado de ajuste más bajo aparezca en las clases de susceptibilidad igualmente bajas (error relativo), y el más alto en las clases de susceptibilidad alta y muy alta (precisión relativa).

4. RESULTADOS

Los resultados obtenidos en este trabajo se muestran a continuación cronológicamente según la metodología descrita.

4.1. Inventario de movimientos de ladera

El inventario realizado en este trabajo evidenció la presencia en la zona de estudio de 70 movimientos de ladera compuesto según los términos y clasificaciones internacionalmente aceptadas (Varnes, 1978; Cruden y Varnes, 1996; Hungr *et al.*, 2014) por 29 deslizamientos, 26 flujos de derrubios y 15 desprendimientos (figura 5). La zona de influencia (zona de rotura más acumulación) del total de los movimientos inventariados ocupa una superficie de 33 ha, por lo que al menos el 10,5 % de la zona de estudio (3,16 km²) esta afectada por movimientos de ladera (ver tabla 1 y figura 9). Igualmente se pudo constatar que los movimientos de ladera tienen lugar principalmente en los conglomerados y arenas de la Formación Alhambra (como por otra parte es de esperar ya que es la litología predominante en la zona de estudio) a alturas inferiores a 800 m, cuando la pendiente está comprendida entre 15 y 25° y está orientada al suroeste.

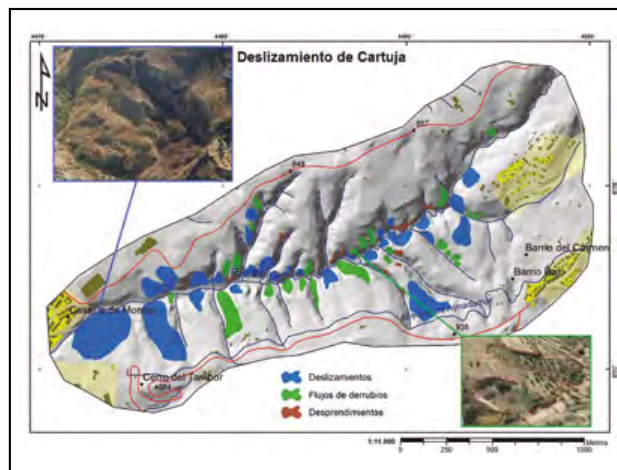


Figura 5. Inventario de movimientos de ladera en la zona de estudio.

Los deslizamientos son el tipo de movimientos de ladera predominantes en la zona de estudio, tanto por número de movimientos como por superficie afectada por los mismos. Representan el 41,4 % del número total de movimientos de ladera inventariados y el 74,1 % de la superficie movilizada, de forma que el 7,8 % del área de estudio está afectada por deslizamientos (ver tabla 1 y figura 9). Se puede deducir que son movimientos que implican a gran extensión de terreno en comparación con las demás tipologías. De hecho, al margen de los grandes deslizamientos profundos, (hay inventariados 4 deslizamientos de más de 1 ha de extensión) presentan una extensión media de 0,4 ha y están comprendidos entre 1 ha y 600 m². La gran mayoría son deslizamientos traslacionales superficiales del subtipo “debris slide” (figura 6a) lo que traducido sería “deslizamiento de derrubios” si bien es recomendable, por frecuente, el uso del término en inglés. Es decir, son movimientos de ladera donde hay una superficie de rotura bien definida pero la masa deslizada no se desplaza en bloque con apenas deformación interna si no que, debido a la falta de cohesión de los materiales en los que se produce, estos se desmoronan y deslizan en forma de derrubios, dada su granulometría. La superficie de rotura suele coincidir con el contacto entre el material “sano” no meteorizado y la parte superficial alterada (que es la que se moviliza, desplaza y acumula en forma de derrubios). Esto no ocurre, sin embargo, en los grandes deslizamientos profundos (más de 10 m de profundidad) como es el caso del deslizamiento de Cartuja (figura 6b), donde las grandes dimensiones del deslizamiento y el volumen de material implicado (más de 10 m de profundidad y más 6 ha de superficie) implica que la masa deslizada mantenga cierta coherencia y deslice en bloque de forma escalonada generando numerosos escarpes secundarios así como las típicas morfologías de un deslizamiento idealizado (escarpes laterales, grietas de tracción, etc.). Todos los deslizamientos se han descrito en los conglomerados y arenas de la Formación Alhambra, si bien no se puede concluir que estos materiales sean más propensos a la generación de deslizamientos ya que es la litología predominante, por mucho, en el área de estudio (ver apartado 2: Contexto geológico y geográfico). Se comprueba que los deslizamientos tienen lugar principalmente en pendientes comprendidas entre 15 y 25°, cuando la orientación de ladera es oeste y la altura está comprendida entre 730 y 800 metros.

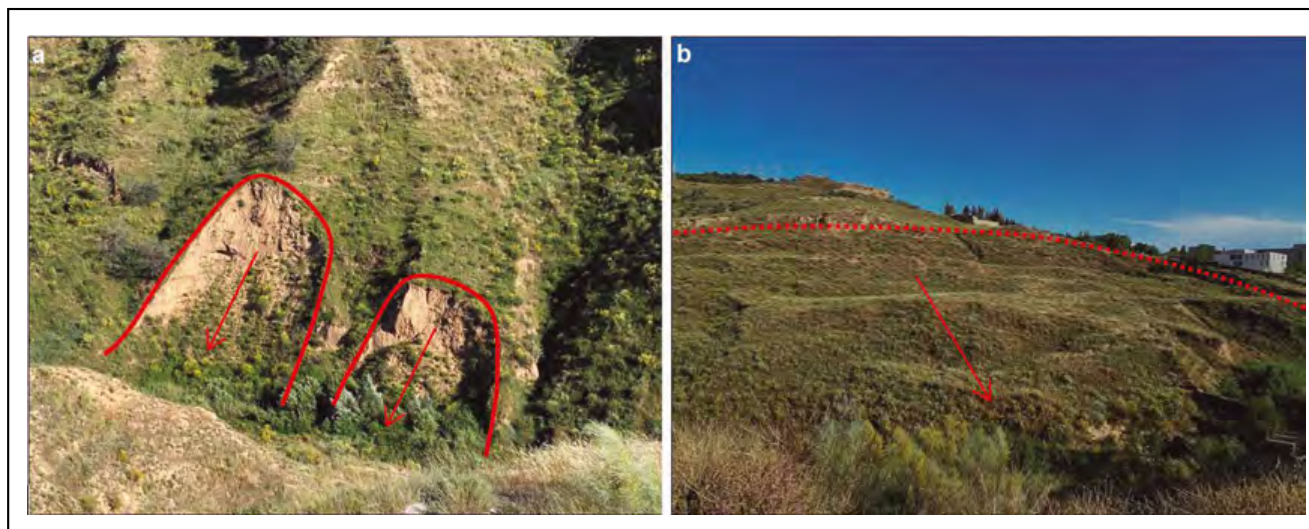


Figura 6. Deslizamientos en la zona de estudio. **a)** Debris slides superficiales en conglomerados y arenas de la Formación Alhambra sobre el cauce del río Beiro; **b)** Deslizamiento de Cartuja, vista de campo (los grandes deslizamientos se muestran más evidentes en vista aérea o satelital ver vista aérea en figura 5).

Los flujos de derrubios son el segundo tipo de movimientos de ladera en orden de importancia en la zona de estudio. Constituyen el 37,1 % del número total de movimientos de ladera inventariados y el 23,8 % de la superficie movilizada; el 2,5 % del área de estudio está afectada por flujos de derrubios (ver tabla 1 y figura 9). Se deduce por tanto, que son movimientos de ladera que implican menos extensión de terreno (por movimiento) en comparación con los deslizamientos. Exceptuando 2 grandes flujos que incluso se podrían considerar movimientos complejos, la extensión de los flujos varía entre 378 m² y 0,46 ha, con un valor medio de 0,2 ha. Los flujos de derrubios de la zona son movimientos superficiales (menos de 2 metros de profundidad) que se originan según una superficie de rotura (o área fuente) de forma semicircular en cabecera (coincidiendo con el contacto entre suelo meteorizado y suelo no alterado) y que evolucionan pendiente abajo a través del canal de erosión mediante el desplazamiento relativamente rápido de una masa movilizada incoherente de derrubios, resultando en su típica morfología longitudinal (figura 7). Según los resultados obtenidos, los flujos de derrubios se desarrollan en pendientes superiores a 35°. Los flujos de derrubios del área tienen lugar principalmente en conglomerados y arenas de la Formación Alhambra como es de esperar, pero también el único movimiento descrito en arenas y gravas de la Formación Cenés-Jun corresponde a un flujo de derrubios (aunque evidentemente no es una muestra representativa para extraer conclusiones respecto a la susceptibilidad a los

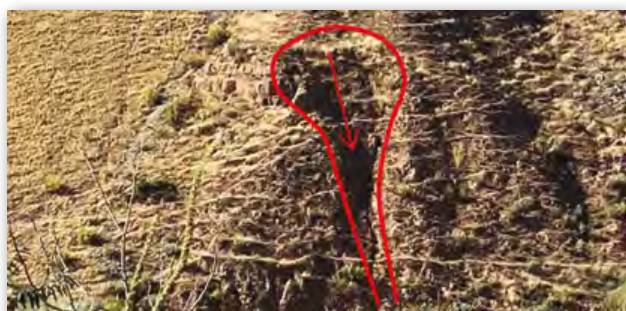


Figura 7. Flujo de derrubios superficial en conglomerados y arenas de la Formación Alhambra, sobre el cauce del río Beiro en la zona de estudio.

flujos de este material). Los flujos de la zona se generan preferentemente en orientaciones sur y alturas comprendidas entre 800 y 850 metros.

Los últimos movimientos en orden de relevancia, por número y extensión y no por su potencial peligrosidad y riesgo, son los desprendimientos. El 21,5 % del número total de movimientos de ladera inventariados en la zona son desprendimientos, aunque representan el 2,1 % de la superficie movilizada de forma que tan solo el 0,22 % del área de estudio está afectada por desprendimientos (ver tabla 1 y figura 9). Por lo general, los desprendimientos generan depósitos de poca extensión, en la zona de estudio su extensión varía entre 215 y 877 m², con una extensión media de 474 m² (considerando el frente de desprendimiento y la zona de acumulación). Los desprendimientos detectados, análogamente a los deslizamientos y flujos de derrubios, se han descrito como es esperable en los conglomerados y arenas de la Formación Alhambra como ya se comentó con anterioridad. Sin embargo, dada la naturaleza del mecanismo de rotura y contrariamente a los flujos de derrubios y deslizamientos, los desprendimientos se producen, sobre todo, en aquellas zonas donde el material está menos meteorizado. En este caso los desprendimientos se desarrollan sobre suelos sobreconsolidados con un comportamiento geomecánico asimilable a rocas poco resistentes. De esta forma, los desprendimientos se generan aprovechando zonas de debilidad del material como grietas, diaclasas o cualquier otro tipo de discontinuidad del terreno, a favor de pendientes pronunciadas producidas normalmente por la sobre-excavación del cauce (figura 8). Los desprendimientos



Figura 8. Desprendimiento de pequeñas dimensiones en conglomerados y arenas de la Formación Alhambra, sobre uno de los arroyos vertientes al cauce del río Beiro en la zona de estudio.

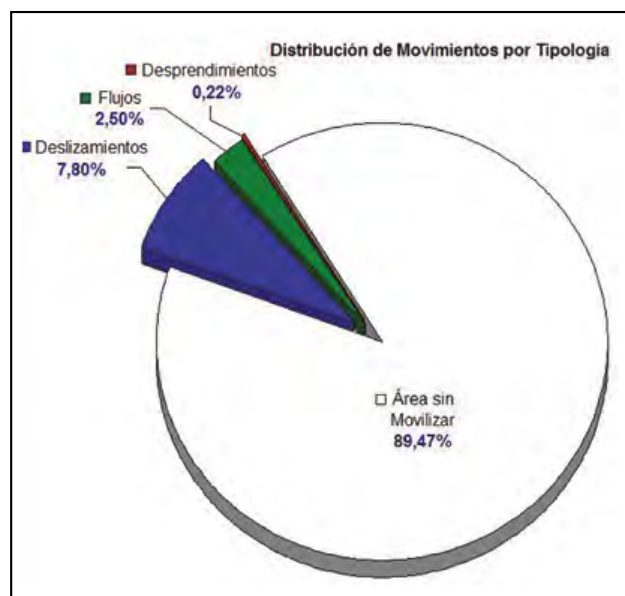
Tabla 1. Distribución de movimientos de ladera en la zona de estudio

Tipología	n_i	$n_i/\sum n_i$ (%)	Máximo Sm_i (ha)	Mínimo Sm_i (m ²)	Media Sm_i (ha)	Superficie afectada por movimientos de ladera		
						Total Sm_i (ha)	Sm_i/Sm (%)	Sm_i/A (%)
Deslizamientos	29	41,4	6,2	603	0,85	24,7	74,1	7,80
Flujos de derrubios	26	37,1	1,9	378	0,30	7,92	23,8	2,50
Desprendimientos	15	21,5	0,1	214	0,05	0,71	2,1	0,22
INVENTARIO (Sm)	70	100,0	6,2	603	0,48	33,31	100,0	10,52
Superficie sin Movilizar						283,0		89,5
Superficie Total (A)						316,32		100,0

 n_i Número de movimientos por tipología Sm_i Superficie movilizada por tipología de movimiento Sm Superficie total movilizada ($=\sum Sm_i$) = 33,311 ha

A Superficie total de la zona de estudio = 316,318 ha

tienen lugar principalmente en pendientes superiores a 35°, cuando la orientación de ladera es sur y la altura está comprendida entre 800 y 850 metros.

**Figura 9.** Distribución de los movimientos de ladera en la zona de estudio; superficie afectada por movimientos de ladera (o superficie movilizada) respecto al área total de la zona de estudio, mostrada por tipo de movimiento.

4.2. Factores determinantes de la estabilidad

El intervalo de altura más representado en la zona de estudio es el comprendido entre 850 y 900 m, que representa casi el 40 % de la superficie total del área (ver figura 11a), siendo 847 m la altura media de la zona. Sin embargo, como es previsible, la mayor parte de movimientos de ladera se concentran en altitudes menores, ya que los movimientos se suelen generar en las inmediaciones del cauce (el cual representa las cotas menores de la zona) donde las pendientes son mayores según la geomorfología típica del área. De esta forma, el 50 % de la superficie movilizada se concentra entre 730 y 800 m, hasta el punto de que el 28 % de esa clase de altura está afectada por movimientos de ladera.

La mayor parte de la zona de estudio (el 31,5 %) tiene una pendiente comprendida entre 5 y 15°, porcentaje que asciende hasta el 62 % si se considera la

pendiente comprendida entre 5 y 25°, (ver figura 11b). La pendiente media de la zona es 17 grados. Se puede comprobar que gran parte de la zona de estudio no presenta fuertes pendientes, ya que, como se ha comentado con anterioridad, se trata de una zona pediplanizada donde las pendientes fuertes (de hasta 66°) se ciñen al entorno del cauce principal que presenta un fuerte encajamiento. La mayor parte de los movimientos se generan cuando la pendiente es superior a 15°, habiendo una mayor concentración, en pendientes comprendidas entre 15 y 25° donde el 27,5 % de esa clase se encuentra movilizada.

El área presenta un 25,5 % de superficie plana, lo que supone un porcentaje anormalmente alto para una zona donde se manifiesta una alta incidencia de movimientos de ladera. Esto es debido a que las características geomorfológicas de la zona no corresponden a la de una zona típicamente montañosa sino a una pedillanura donde posteriormente se han encajado los cauces (figura 10). En cualquier caso la **orientación** de las laderas predominante es oeste, seguida de la sur (figura 11c), siendo N212E (suroeste) la orientación media. En cuanto a la **litología** de la zona, como se ha comentado con anterioridad en el apartado 2. Contexto geológico y geográfico, donde se puede consultar una descripción más detallada de la misma, se comprueba que el mapa litológico (figura 11d) está compuesto casi exclusivamente (~87 %) por conglomerados y arenas donde como es de esperar se concentran la práctica totalidad de los movimientos de ladera; y en menor medida por otro complejo de arenas y gravas (~12 %).

4.3. Evaluación de la susceptibilidad a los de movimientos de ladera

La susceptibilidad del terreno a los movimientos de ladera se muestra en 4 niveles según su probabilidad espacial de ocurrencia (figura 12 y tabla 3). Los valores límites entre las diferentes clases (niveles) de susceptibilidad se establecieron según las diferencias entre pares de datos por el método de "Natural Breaks", y posteriormente redondeando al entero más próximo para una mejor representación de los resultados. De esta forma, en función de la probabilidad espacial de ocurrencia de los movimientos, se distinguieron las siguientes clases de susceptibilidad:

Susceptibilidad baja	Probabilidad espacial de ocurrencia $P \leq 5\%$
Susceptibilidad moderada	Probabilidad espacial de ocurrencia $5\% \leq P \leq 15\%$
Susceptibilidad alta	Probabilidad espacial de ocurrencia $15\% \leq P \leq 25\%$
Susceptibilidad muy alta	Probabilidad espacial de ocurrencia $P \geq 25\%$



Figura 10. Visión general de la zona de estudio donde se aprecia el encajamiento del río Beiro y las fuertes pendientes de sus vertientes, en contraste con la superficie plana de pendiente suave del glacis.

La susceptibilidad general de la zona a los movimientos de ladera es predominantemente baja ya que la clase de susceptibilidad baja ocupa el 46,4 % del área, que aumenta hasta el 74,1 % si consideramos las clases bajas de susceptibilidad (baja y moderada). Por tanto, el 25,9 % de la zona se encuentra en las clases altas de susceptibilidad, (alta y muy alta) reservándose 9,7 % para la clase muy alta.

Las zonas de mayor susceptibilidad coinciden con las inmediaciones del cauce del río Beiro, mientras que las zonas de cotas más altas son las menos propensas a la generación de movimientos. Como quiera que estas zonas elevadas de pendientes suaves son las más urbanizadas, hay muchas infraestructuras emplazadas en zonas poco susceptibles como por ejemplo viviendas de la barriada El Fargue, la carretera A-4002 o la propia acequia de Aynadamar. Sin embargo, las zonas donde se emplazan parte de las viviendas del Caserío de Montijo y parte de la carretera GR-3102 hacia Alfacar, si que se encuentran en las inmediaciones de las zonas con una probabilidad de ocurrencia de movimientos de ladera más alta.

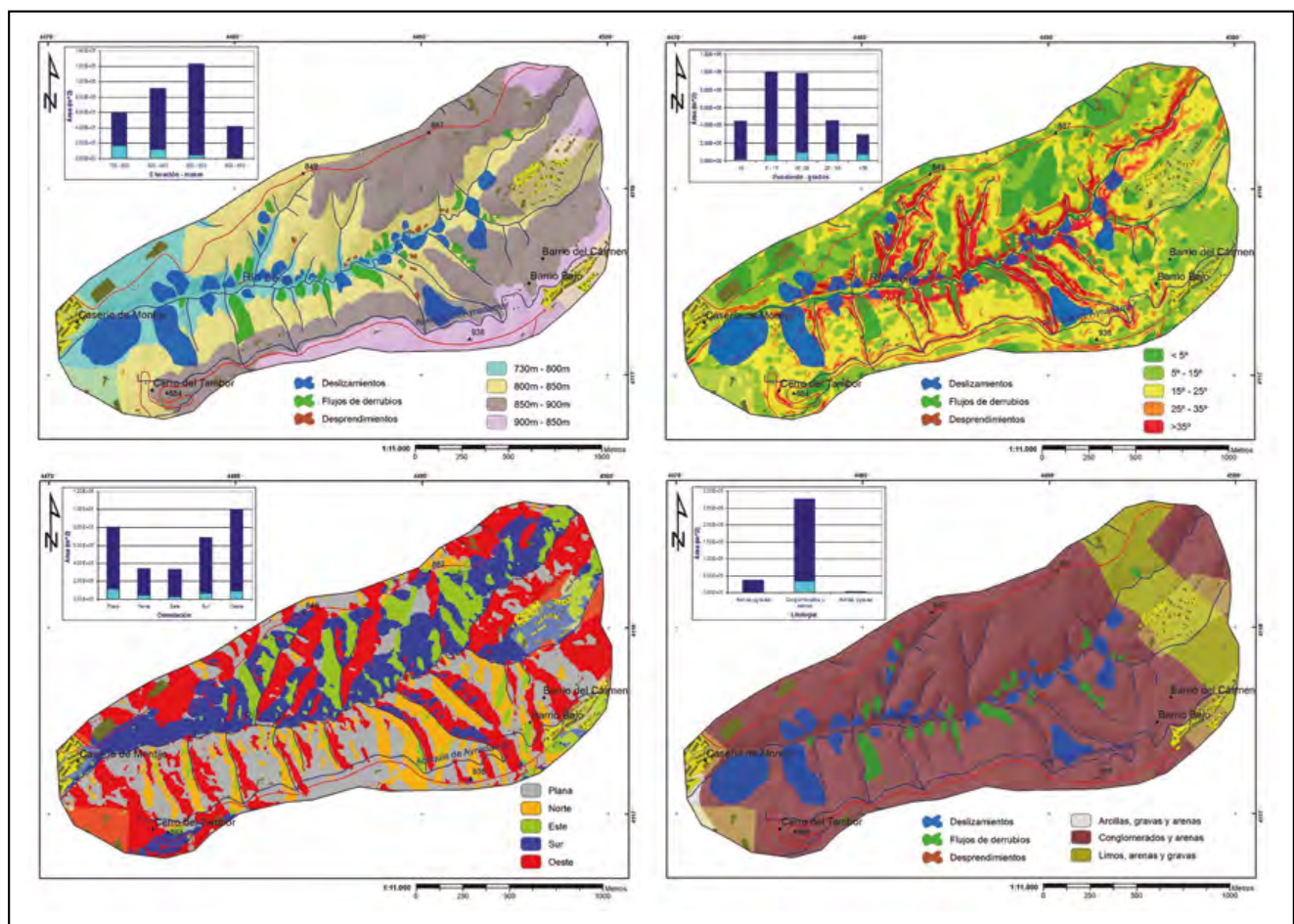


Figura 11. Factores determinantes de la zona de estudio. **a)** Mapa de elevaciones; **b)** Mapa de pendientes; **c)** Mapa de orientaciones; **d)** Mapa de complejos litológicos. El histograma de cada mapa muestra la distribución areal de clases de cada factor donde, en azul claro, se resalta la fracción afectada por movimientos de ladera en cada clase.

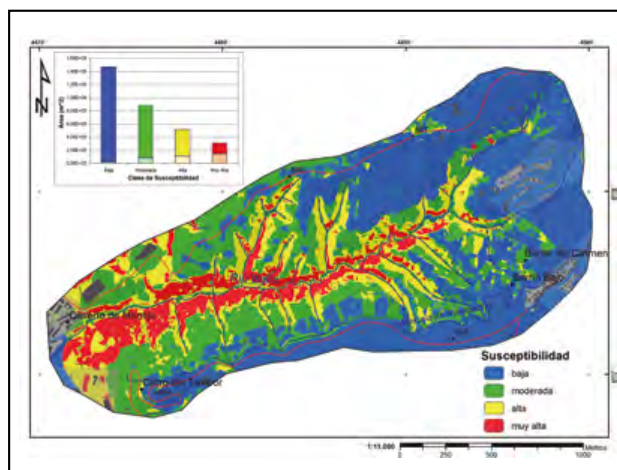


Figura 12. Mapa de susceptibilidad del terreno a los movimientos de ladera en la zona de estudio. El histograma muestra la distribución areal de las clases de susceptibilidad donde, en tonalidad clara, se resalta la fracción afectada por movimientos.

Tabla 2. Distribución areal de las clases de los factores determinantes en la zona de estudio y distribución de movimientos de ladera en cada clase

	Área			Movilizado		% respecto a	% respecto a
	m ²	%	% acum.	m ²	%	superf. mov.	superf. total
Altitud (msnm)							
730 - 800	594900	18,81%	18,81%	168600	5,33%	50,67%	28,34%
800 - 850	913800	28,89%	47,70%	121100	3,83%	36,39%	13,25%
850 - 900	1234075	39,02%	86,72%	43050	1,36%	12,94%	3,49%
900 - 950	420075	13,28%	100,00%	0	0,00%	0,00%	0,00%
Total	3162850	100,00%		332750	10,52%	100,00%	10,52%
Litología							
Arenas y gravas	373450	11,81%	11,81%	1950	0,06%	0,59%	0,52%
Conglomerados y arenas	2766575	87,47%	99,28%	330800	10,46%	99,41%	11,96%
Arcillas y gravas	22825	0,72%	100,00%	0	0,00%	0,00%	0,00%
Total	3162850	100,00%		332750	10,52%	100,00%	10,52%
Orientación							
Plana	804750	25,44%	25,44%	112175	3,55%	33,71%	13,94%
Norte	340350	10,76%	36,20%	42800	1,35%	12,86%	12,58%
Este	335050	10,59%	46,80%	24450	0,77%	7,35%	7,30%
Sur	686725	21,71%	68,51%	64025	2,02%	19,24%	9,32%
Oeste	995975	31,49%	100,00%	89300	2,82%	26,84%	8,97%
Total	3162850	100,00%		332750	10,52%	100,00%	10,52%
Pendiente (grados)							
< 5	445225	14,08%	14,08%	15350	0,49%	4,61%	3,45%
5 - 15	995350	31,47%	45,55%	65900	2,08%	19,80%	6,62%
15 - 25	980075	30,99%	76,53%	91650	2,90%	27,54%	9,35%
25 - 35	451500	14,28%	90,81%	84200	2,66%	25,30%	18,65%
> 35	290700	9,19%	100,00%	75650	2,39%	22,73%	26,02%
Total	3162850	100,00%		332750	10,52%	100,00%	10,52%

4.4. Validación de los mapas de susceptibilidad

La calidad del mapa de susceptibilidad se evaluó mediante una calibración interna ya que a tal efecto se empleó el inventario utilizado para el análisis. La tabla 3 muestra el porcentaje afectado por movimientos en cada clase de susceptibilidad (cociente m_i/t_i en la expresión del grado de ajuste, ver apartado 3.4 Validación de los mapas de susceptibilidad). Si este cociente se divide por la sumatoria de cocientes para todas las clases de susceptibilidad, se obtiene el grado de ajuste para cada clase (figura 13).

El grado de ajuste para las clases altas de susceptibilidad (alta y muy alta) alcanza el 87 %, mientras que para la baja (error relativo), que representa el 46 % de la zona de estudio, apenas llega al 1 %. Por tanto, la asociación entre las clases de susceptibilidad y los movimientos de ladera garantizan la validez y capacidad de predicción de movimientos del mapa.

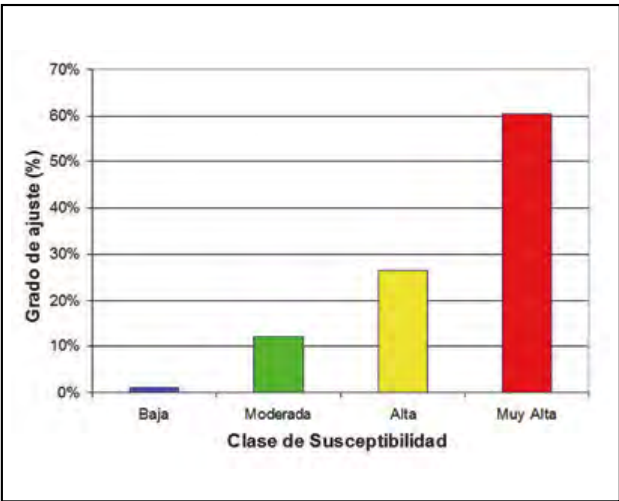


Figura 13. Grado de ajuste. Distribución relativa de los movimientos de ladera en las diferentes clases de susceptibilidad.

Tabla 3. Distribución areal de las clases de susceptibilidad y movimientos de ladera por clase

Nivel de Susceptibilidad	Distribución areal					
	m²	km²	%	% acumulado	% movilizado	Grado de ajuste
Baja	1466925	1,47	46,38	46,38%	0,80%	1,06%
Moderada	876600	0,88	27,72%	74,10%	9,03%	11,98%
Alta	512575	0,51	16,21%	90,30%	19,99%	26,51%
Muy alta	306750	0,32	9,70%	100,00%	45,57%	60,44%
Total	3162850	3,16	100,0%	--	10,54%	--

5. DISCUSIÓN

La evaluación de la susceptibilidad del terreno a los movimientos de ladera realizada en este trabajo se basa en un escenario donde se asume que estos ocurren bajo las mismas condiciones geomorfológicas y climáticas que en el pasado. Los resultados invitar a discutir un par de aspectos.

El análisis de los factores determinantes plantea cierto grado de incertidumbre. En cuanto a litología, los conglomerados y arenas de la formación Alhambra cubren la mayor parte de la zona de estudio, por lo que el hecho que la práctica totalidad de los movimientos de ladera tengan lugar en esta litología no se puede interpretar como que ésta es más propensa a la generación de movimientos que las demás litologías que afloran en mucha menor medida en el área. No tanto por la presencia masiva de la primera si no, más bien, por la ausencia de éstas últimas. En lo referente a la orientación de las laderas y la presencia de superficie plana de pendiente suave en gran parte de la zona estudio, se comprueba que se han descrito movimientos de ladera en pendientes quizás demasiado bajas como para generar movimientos.

Éste sea, quizás, uno de los aspectos más importantes a analizar en detalle en trabajos posteriores. En cualquier caso se interpreta como debido a varios factores basados tanto en la propia dinámica de los movimientos de ladera como en las limitaciones del modelo, a saber: aunque el factor condicionante para que se genere un movimientos puede ser una orientación de la ladera y/o una pendiente determinada, el escarpe principal de movimiento remonta una distancia, (delimitando la masa que se moviliza) de

forma que esa distancia que remonta se encuentra en una superficie de pendiente suave diferente a la que condicionó su presencia; incluso la propia masa deslizada puede tener una superficie plana, limitándose la pendiente más elevada a los escarpes del deslizamiento.

Por otra parte se comprueba que, dependiendo del contexto morfológico, el modelo interpreta superficies planas en determinados puntos donde la pendiente puede alcanzar casi 15°. Esta observación conecta con el hecho que, aunque el grado de ajuste entre las clases de susceptibilidad y los movimientos de ladera es muy alto, hay un porcentaje en las clases de susceptibilidad baja y moderada. Este error relativo es debido al error acumulado en la técnica (Irigaray *et al.*, 2007) que tiene su origen principalmente en los factores determinantes y, a veces, en problemas de ajuste en la georreferenciación (los movimientos de ladera se cartografían sobre una base de ortofografía aérea que no siempre coincide con aquella usada para generar el MDE). Se explica en parte, por tanto, por la limitación del MDE y sus mapas derivados para expresar fielmente la forma del terreno y fundamentalmente también por problemas de escala. Por ejemplo, la escala del mapa geológico (1:50.000) es mayor que la escala base de trabajo (1:10.000) y, por consiguiente, el error en el trazado de un contacto puede asignar errores litológicos a los movimientos.

Estos aspectos comentados se consideran en cierta medida puntos débiles del trabajo ya que incorporan cierto grado de incertidumbre que se puede reducir, por ejemplo, ampliando la zona de estudio. Por tanto se podrían considerar, también, como futuras líneas de investigación o puntos de partida para trabajos posteriores. En

cualquier caso estas observaciones no menoscaban la calidad de los resultados como se demuestra mediante la validación del mapa de susceptibilidad obtenida por el grado de ajuste.

6. CONCLUSIONES

La zona seleccionada para el caso de estudio en la cuenca media del río Beiro presenta una superficie 3,16 km² de los cuales el 10,5 % están afectados por movimientos de ladera; distribuidos estos últimos entre 29 deslizamientos, (7,8 %) 26 flujos de derrubios (2,5 %) y 15 desprendimientos (0,2 %). El área está constituida casi exclusivamente (~87 %) por conglomerados y arenas de la formación Alhambra, que aflora como un conglomerado heterométrico de cantos redondeados centimétricos a decimétricos de esquistos y cuarcitas embebidos en una matriz areno-arcillosa predominante de tonalidad rojiza.

Las características morfométricas de la zona derivan de su geomorfología caracterizada por un glacis o pedillanura (25,5 % de superficie plana) de pendiente suave abruptamente interrumpida por fuertes pendientes, consecuencia del encajamiento de los cauces, donde se concentran la mayor parte de los movimientos de ladera. De esta forma, la mayor parte de la zona está comprendida entre una altura de 850 y 900 m, (aunque la altura media es de 847 m) presenta pendientes entre 5 y 25°, con una pendiente media de 17° y sus laderas están orientadas preferentemente al oeste, siendo N212E (suroeste) la orientación media.

Los movimientos de ladera de la zona de estudio son principalmente movimientos superficiales, mayormente deslizamientos, que se generan preferentemente entre 730 y 800 m, cuando la pendiente está comprendida entre 15 y 25° y en laderas orientadas al suroeste. Esta superficie de rotura superficial suele coincidir con el contacto entre suelo meteorizado y suelo no alterado. De cualquier modo, en la zona también es susceptible a deslizamientos profundos como el deslizamiento de Cartuja. Los movimientos de ladera tienen lugar principalmente en los conglomerados y arenas de la formación Alhambra, si bien este último aspecto es hasta cierto punto esperable y, por consiguiente, no muy concluyente, ya que se trata de la litología predominante en la zona de estudio.

La susceptibilidad general de la zona a los movimientos de ladera, obtenida tras el análisis cruzado entre los factores condicionantes de la estabilidad y la frecuencia de ocurrencia espacial de los movimientos, es predominantemente baja a moderada (74,1 % de la zona en sus respectivas clases de susceptibilidad $P \leq 15$ %). Estos resultados son indicativos de que el mapa obtenido no es conservativo, si no que delimita las zonas de máxima susceptibilidad en áreas reducidas. Sin embargo, la zona presenta un 16,2 % de su superficie con una susceptibilidad alta, y un 9,7 % muy alta (probabilidad de ocurrencia ≥ 25 %) coincidiendo con sectores se emplazan parte de las viviendas del Caserío de Montijo y parte de la carretera GR-3102 hacia Alfacar. Estas circunstancias justificarían el estudio detallado y control del riesgo por movimientos de ladera como medida preventiva frente a los efectos negativos que puedan causar los movimientos de ladera en episodios de lluvias extraordinarias o terremotos que activaran nuevos movimientos o reactivaran parcialmente algunos de los existentes.

Estas conclusiones se basan en la validez de resultados obtenidos según se desprende de calibración del mapa de susceptibilidad realizada mediante el grado de ajuste. La asociación entre las clases de susceptibilidad y los movimientos de ladera, (precisión relativa del 87 %) confirman el rendimiento predictivo de los cuatro descriptores de susceptibilidad y garantizan tanto la fiabilidad del análisis como la validez de mapa y su capacidad de predecir la distribución espacial de los movimientos de ladera.

7. REFERENCIAS

- BCA10 (2016). *Base Cartográfica de Andalucía 1:10.000*, 2016. Hoja 1009, Granada. Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía (IECA). Sevilla: IECA.
- Braga, J.C., Martín, J.M., y Quesada, C. (2003). Patterns and average rates of late Neogene–Recent uplift of the Betic Cordillera, SE Spain. *Geomorphology*, 50(1): pp. 3-26.
- Chung, C.-J.F., y Fabbri, A.G. (2003). Validation of spatial prediction models for landslide hazard mapping. *Natural Hazards*, 30: pp. 451-472.
- Corominas, J., y Moya, J. (2008). A review of assessing landslide frequency for hazard zoning purposes. *Engineering Geology*, 102(3-4): pp. 193-213.
- Costanzo, D. (2012). *Statistical models for landslide susceptibility assessment: methodological issues and guidelines for Mediterranean context*. Tesis Doctoral. Departamento de Ciencias de la Tierra y el Mar, Universidad de Palermo; Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Granada.
- Costanzo, D., Rotigliano, E., Irigaray, C., Jiménez-Perálvarez, J.D., y Chacón, J. (2012). Factors selection in landslide susceptibility modelling on large scale following the GIS Matrix Method: application to the river Beiro basin (Spain). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12: pp. 327-340.
- Cruden, D.M., y Varnes, D.J. (1996). Landslides types and processes. En Turner, A.K., y Schuster, R.L. (eds.), *Landslides: Investigation and Mitigation*. National Academic Press Sp-Rep 247 (pp. 35-76). Washington, DC: National Academy of Sciences.
- Environmental Systems Research Institute (ESRI) (2012). *ArcGIS 10.X*. License Type: ArcInfo. Redlands (CA/USA): ESRI Inc.
- Fell, R., Corominas, J., Bonnard, C., et al. on behalf of the JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes (2008). Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land-use planning. *Engineering Geology* 102 (3-4): pp. 85-98.
- GEODE (2017). Roldán, F.J., Rodríguez-Fernández, J., Villalobos, M., et al. *Mapa Geológico Digital continuo E. 1:50.000, Zonas: Subbético, Cuenca del Guadalquivir y Campo de Gibraltar*. En GEODE. Mapa Geológico Digital continuo de España. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España (IGME). <http://info.igme.es/cartografiadigital/geologica/geodezona.aspx?Id=Z2600>. Consultado el 18 de mayo de 2020.
- Glade, T., Anderson, M.G., y Crozier, M.J. (eds.) (2005). *Landslide hazard and risk*. Chichester (UK): John Wiley & Sons.
- Google, LLC (2020). *Google Earth™* <https://earth.google.com/web/>. Consultado el 18 de mayo de 2020.
- Guzzetti, F., Mondini, A.C., Cardinali, M., et al. (2012). Landslide inventory maps: New tools for an old problem. *Earth-Science Review*, 112(1-2): pp. 42-66.

Haque, U., Blum, P., y da Silva, P.F., *et al.* (2016). Fatal landslides in Europe. *Landslides*, 13: pp. 1545-1554.

Hungr, O., Leroueil, S., y Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11: pp. 167-194.

InfoIGME (2020). *Visor cartográfico del IGME – InfoIGME*. <http://info.igme.es/visorweb/>. Consultado el 18 de mayo de 2020.

Instituto Geológico y Minero de España (IGME) (1988). *Mapa Geológico de España MAGNA, Hoja 1009 – Granada* (Lupiani, E., y Soria, J.M.). Ministerio de Industria y Energía, Madrid, 75p., 1 Mapa escala 1:50.000

Irigaray, C., Fernández, T., El Hamdouni, R., y Chacón, J. (2007). Evaluation and validation of landslide-susceptibility maps obtained by a GIS matrix method: examples from the Betic Cordillera (southern Spain). *Natural Hazards*, 41(1): pp. 61-79.

Jiménez-Perálvarez, J.D. (2018a). Evaluación del riesgo por deslizamientos en la vertiente meridional de Sierra Nevada. En Titos, M., Luque, T., Navarro, J.M. (eds.), *I Congreso Internacional de las Montañas*. Granada, Vol 1: pp. 37-55.

Jiménez-Perálvarez, J.D. (2018b). Landslide-risk mapping in a developing hilly area with limited information on landslide occurrence. *Landslides*, 15: pp. 741-752.

Jiménez-Perálvarez, J.D., El Hamdouni, R., Palenzuela, J.A., Irigaray, C., y Chacón, J. (2017). Landslide-hazard mapping through multi-technique activity assessment: an example from the Betic Cordillera (southern Spain). *Landslides*, 14: pp. 1975-1991.

Jiménez-Perálvarez, J.D., Irigaray, C., El Hamdouni, R., y Chacón, J. (2009). Building models for automatic landslide-susceptibility analysis, mapping and validation in ArcGIS. *Natural Hazards*, 50(3): pp. 571-590.

Jiménez-Perálvarez, J.D., Irigaray, C., El Hamdouni, R., y Chacón, J. (2011). Landslide-susceptibility mapping in a semi-arid mountain environment: an example from the southern slopes of Sierra Nevada (Granada, Spain). *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 70(2): pp. 265-277.

Plan Nacional de Ortofotografía Aérea (PNOA) (2016). Ortofotografía en color/bn de Andalucía del año 2016 con resolución de 0.5 metros pixel zona Norte y 0.25 metros pixel zona Sur (litoral); Ortofotografía *Digital de Andalucía 2016*. Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía (IECA). Sevilla: IECA.

UNESCO (1976). Guide pour la preparation des cartes géotechniques (*Engineering geological map. A guide to their preparation*). Paris: Les Presses de l'Unesco.

Van Den Eeckhaut, M., y Hervás, J. (2012). State of the art of national landslide databases in Europe and their potential for assessing landslide susceptibility, hazard and risk. *Geomorphology*, Vols. 139/140: pp. 545-558.

Van Westen, C.J., Van Asch, T.W., y Soeters, R. (2006). Landslide hazard and risk zonation—why is it still so difficult? *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65(2): pp. 167-184.

Varnes, D.J. (1978). Slope movement types and processes. En Schuster R.L., y Krizek R.J. (eds.), *Landslides: Analysis and Control*. National Research Council Sp-Rep 176 (pp. 11-33). Washington, DC: National Academy of Sciences.

Villalobos, M., y Pérez, A.B. (2012). *Geodiversidad y patrimonio geológico de Andalucía*. Sevilla: Consejería de Medio Ambiente.

La línea 2 del metro de Panamá. Segunda línea de metro de Centroamérica

The Panama Metro's Line 2. Central America's Second Metro Line

Manuel Gonzalo Mateos Pavón*

Resumen

Desde el inicio de los estudios en julio de 2009 para dotar a la Ciudad de Panamá de un sistema de transporte tipo metro, sobre cuya base se diseñó la línea 1, la Secretaría del Metro de Panamá conceptualizó el sistema Metro como el componente estructurante de la red integrada de transporte público del Área Metropolitana de Panamá, con una Red Maestra que para el año 2040 contaría con 8 líneas.

La restringida capacidad de crecimiento que tiene el sistema vial existente, debido a la configuración estrecha y alargada del Área Metropolitana determinó que se planteara el diseño de corredores de transporte público con tecnologías de transporte masivo sin afectar o con la mínima afectación posible a la capacidad vial disponible. El sector este de Panamá, de forma previa a la puesta en servicio de la línea 2 de metro, presentaba unas condiciones de movilidad muy precarias, sobre todo en los períodos pico, con largos recorridos sobre una red vial con capacidad y conectividad deficitarias.

El desarrollo de la línea 2 del metro de Panamá ha supuesto la disminución de forma significativa de los tiempos de viaje de los desplazamientos de mayor magnitud y recorrido, garantizando así una mejor calidad de vida para la población residente en el área.

Palabras clave: Metro, ciudades, Panamá, conectividad, sostenibilidad.

Abstract

Since the beginning of the studies undertaken in July 2009, so as to provide Panama City with a Metro-type transportation system, on the basis of which Line 1 was designed, the Metro Secretariat of Panama conceptualized the Metro system as the structuring component of the integrated public transport network of the Panama Metropolitan Area.

The restricted growth capacity of the existing road system, due to the narrow and elongated configuration of the Metropolitan Area, determined that the design of public transport corridors with mass transport technologies should be considered without affecting or with the least possible impact on road capacity. available. Prior to the commissioning of metro Line 2, the eastern sector of Panama presented very precarious mobility conditions, especially in peak periods, with long distances on a road network with deficit capacity and connectivity.

The development of Line 2 of the Panama Metro has led to a significant decrease in travel times for the largest and longest journeys, thus guaranteeing a better quality of life for the population residing in the area.

Keywords: Metro, cities, Panama, connectivity, sustainability.

1. INTRODUCCIÓN

El contrato de la línea 2 del metro de Panamá, cuyo alcance incluye "servicios de diseño, construcción de las obras civiles, instalaciones auxiliares de línea y estaciones, suministro e instalación del sistema integral ferroviario", corresponde al segundo contrato de la ejecución de la red principal del metro de la ciudad, una vez que la línea 1 del metro de Panamá ya fue construida (por FCC Construcción) y se encuentra en funcionamiento.

La línea 2, construida por FCC Construcción, tiene una longitud aproximada de 21 kilómetros de vía elevada incluyendo los tramos en los extremos de la línea para el cambio de sentido de los trenes. A esto hay que añadir el ramal de acceso a patios y talleres. Se trata de una doble vía elevada sin cruces a nivel, con cambiavías que permiten la operación parcial y señalización que garantiza un intervalo de trenes

de hasta 90 segundos, en función de la demanda de usuarios. La línea 2 tiene una capacidad inicial para transportar 16.000 pasajeros por hora y por sentido y estará diseñada para una capacidad de 40.000 pasajeros por hora y por sentido, para lo cual se requieren 21 trenes de tipo metro convencional con ruedas de acero, de 5 vagones (cuatro de ellos son motrices). Para atender la demanda inicial de hora punta se plantea un intervalo entre trenes de tres minutos.

El recorrido de la línea 2 se desarrolla en sentido este-oeste, iniciando en la comunidad de Nuevo Tocumen, donde estarán ubicados los patios y talleres, continuando por la Carretera Panamericana y luego por la avenida Domingo Díaz hasta llegar al distrito de San Miguelito y culminar en la Avenida Ricardo J. Alfaro, abarcando 16 estaciones elevadas con una distancia entre estaciones en el entorno de los 1.300 metros y longitud aproximada de 94 metros cada una, ubicadas en los puntos de mayor concentración de usuarios como: San Miguelito, Paraíso, cruce con la Vía Cincuentenario, las urbanizaciones Villa Lucre, Brisas del Golf, los centros comerciales Los Pueblos y Metromall, Urbanización San Antonio, El Parador en el corregimiento de Pedregal, Urbanización Don

* Autor de contacto: MGMateosP@fcc.es

¹ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción.

Bosco, la Universidad Tecnológica de Panamá (UTP), Las Mañanitas, el Hospital del Este, Altos de Tocumen, el centro comercial La Doña y la comunidad de Nuevo Tocumen.

La ubicación de las estaciones coincide con paradas de autobús existentes en la actualidad para mejorar la intermodalidad, por lo que en todas las estaciones se prevén espacios para paradas de autobuses y taxis. En aquellas en las que se estima un volumen importante de trasbordos con el transporte público de autobuses está previsto establecer intercambiadores de mayor tamaño (Cincuentenario, Cerro Viento, Pedregal, Corredor Sur, 24 de Diciembre y Nuevo Tocumen). La estación singular de San Miguelito sirve de conexión e intercambiador con la primera línea de metro de la capital.

2. METODOLOGÍA

El proyecto de la línea 2 expande el sistema de transporte público de la Ciudad de Panamá. Consecuentemente, se ha implementado para el proyecto una expresión arquitectónica para las estaciones que se acopla a las estructuras existentes en la línea 1, pero que a la vez se integra perfectamente con el modernismo urbano de la ciudad.

Dicha línea contempla la construcción de 16 estaciones elevadas a lo largo de una vía permanente de doble sentido de aproximadamente 21 km de longitud, según el trazado indicado a continuación:



Figura 1. Plano distribución de estaciones línea 2 de metro.

Es clave y fundamental describir y resaltar la importancia constructiva de las estaciones diseñadas y ejecutadas.

Todas las estaciones cuentan con un nivel vestíbulo al que se accede por medio de un puente peatonal que permite a su vez comunicar ambos lados de las avenidas Domingo Díaz y Panamericana, independientemente de si los peatones son usuarios o no del sistema de Metro.

Se han ejecutado tres tipos de estaciones elevadas:

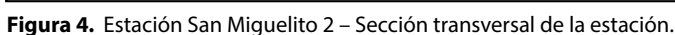
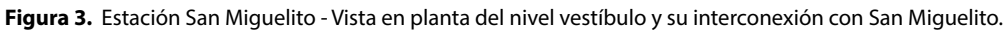
- Tipo 1: estaciones de apoyo central: Paraíso, Cincuentenario, Villa Lucre, Pedregal-Las Acacias, Don Bosco, Mañanitas, Hospital del Este, Altos de Tocumen y 24 de Diciembre
- Tipo 2: estaciones tipo pórtico: El Crisol, Brisas del Golf, Cerro Viento y San Antonio
- Tipo 3: especiales: estación San Miguelito, estación Corredor Sur, estación Nuevo Tocumen

Tipo 1 y Tipo 2: estación tipo apoyo central y estación tipo pórtico

Las estaciones tipo apoyo central están apoyadas en 7 pórticos transversales al eje del trazado ferroviario con 2 columnas cada uno en su zona central y voladizos en sus



Figura 2. Puesta en funcionamiento línea 2 del metro de Panamá.



Tipo 3 especiales

La estación San Miguelito es de andén central, sirviendo a las dos vías del tren, con un pasillo peatonal que la interconecta con la estación San Miguelito de la línea 1, que facilita el intercambio de pasajeros entre ambas estaciones.

La estación Corredor Sur tiene la particularidad de ser una estación de doble andén central, que sirve a las dos vías del tren y cuenta con una tercera vía con plataformas, para conectar con el futuro ramal de conexión que irá al

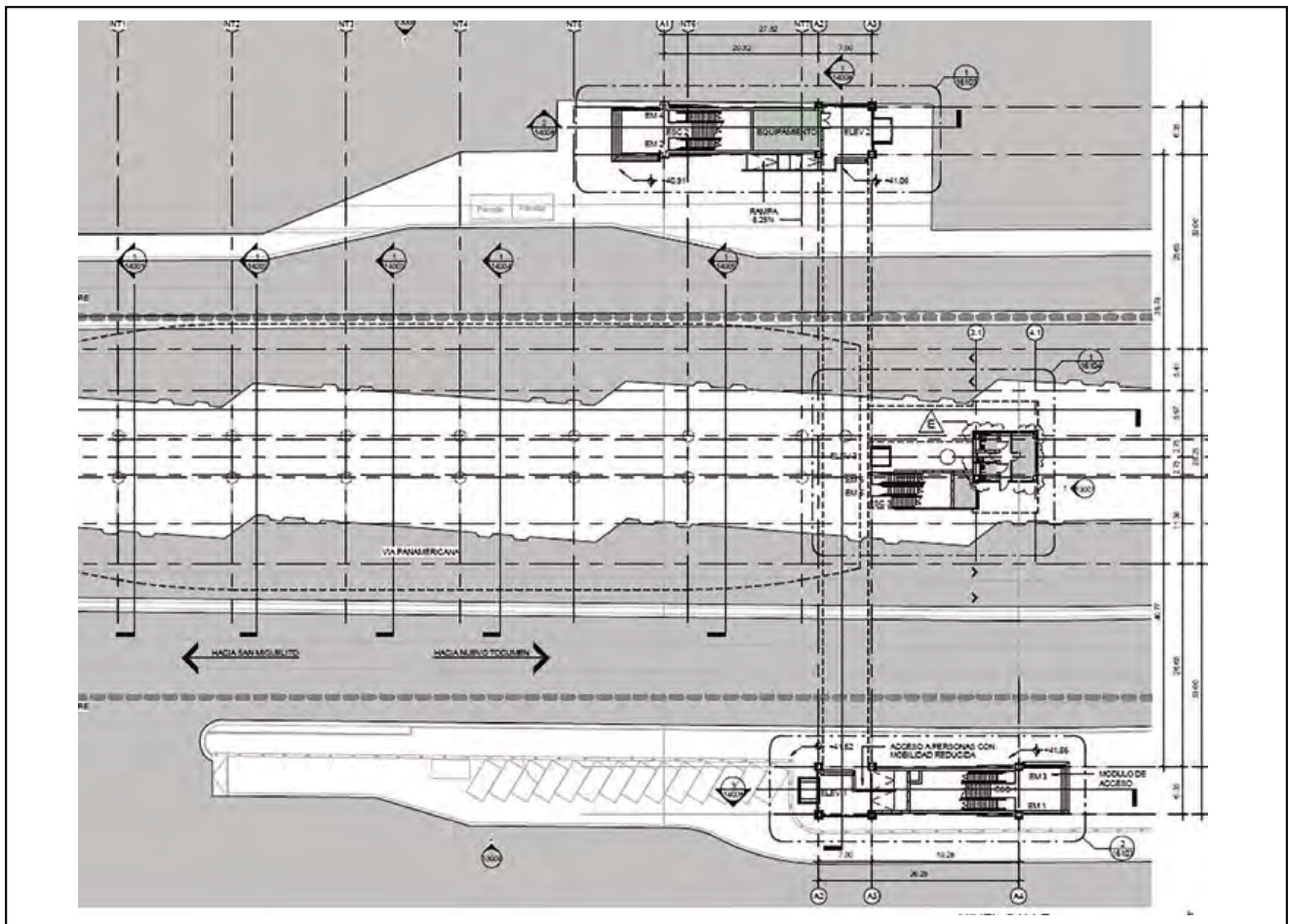


Figura 6. Estación Nuevo Tocumen - Vista en planta del nivel calle.

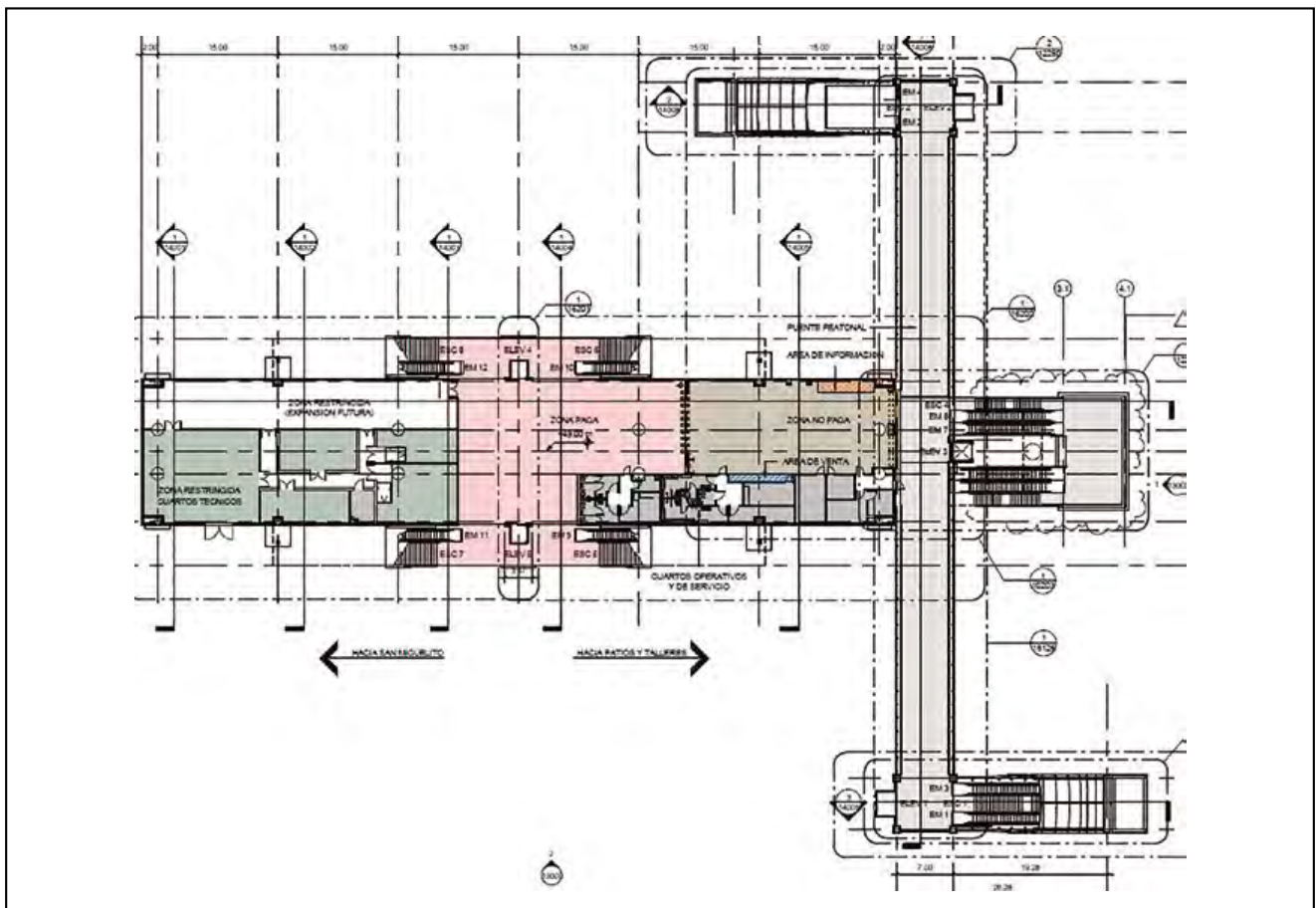


Figura 7. Estación Nuevo Tocumen - Vista en planta del nivel vestíbulo y el módulo de escaleras y ascensores para enlace con el intercambiador de autobuses.

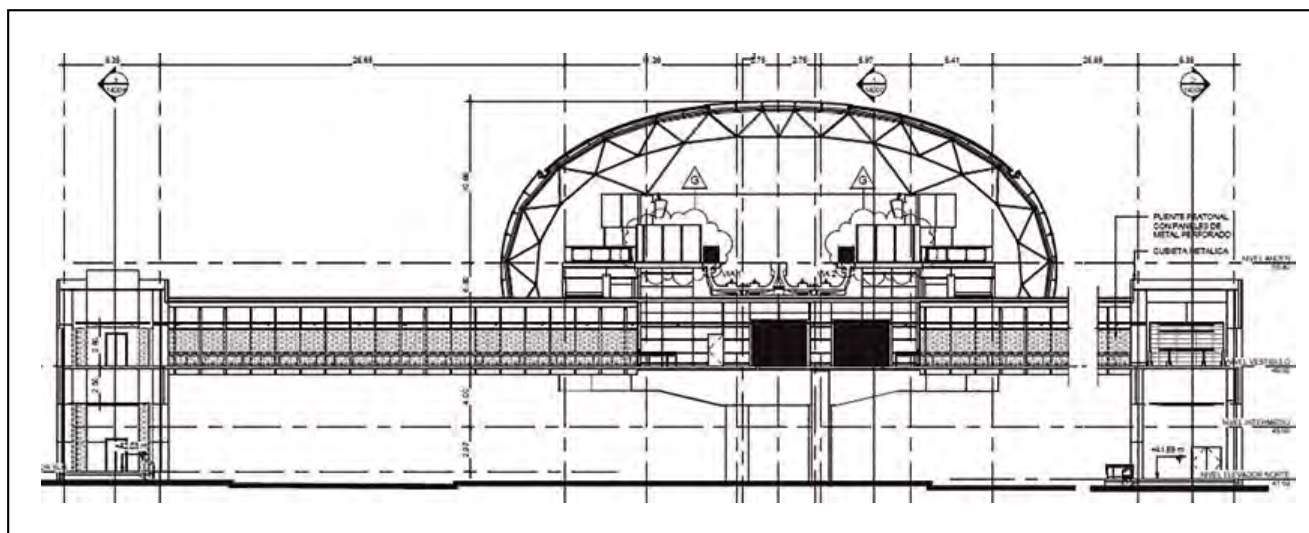


Figura 8. Estación Nuevo Tocumen – Sección transversal.

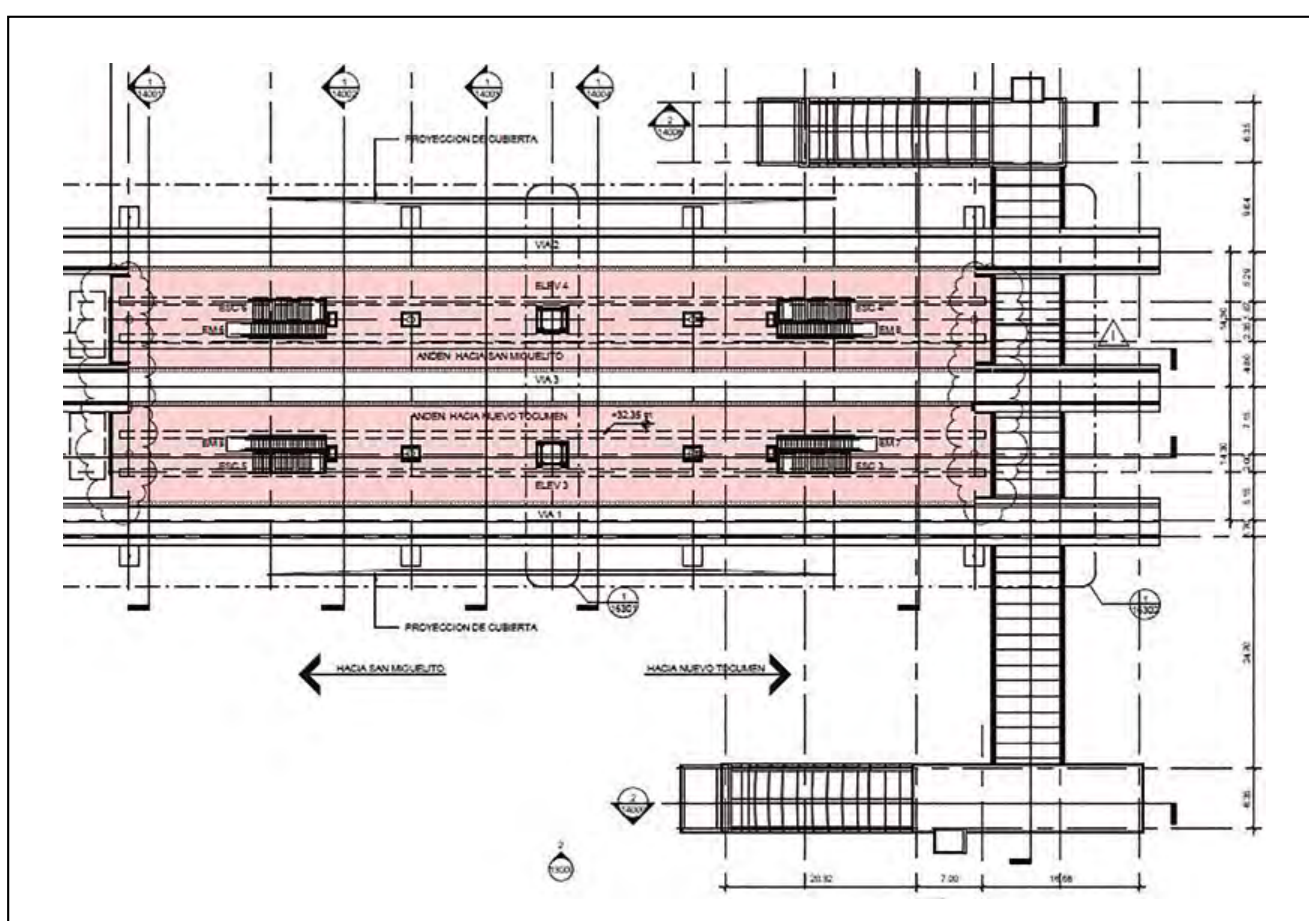


Figura 9. Estación Corredor Sur – Vista en planta del nivel andén y sus tres vías.

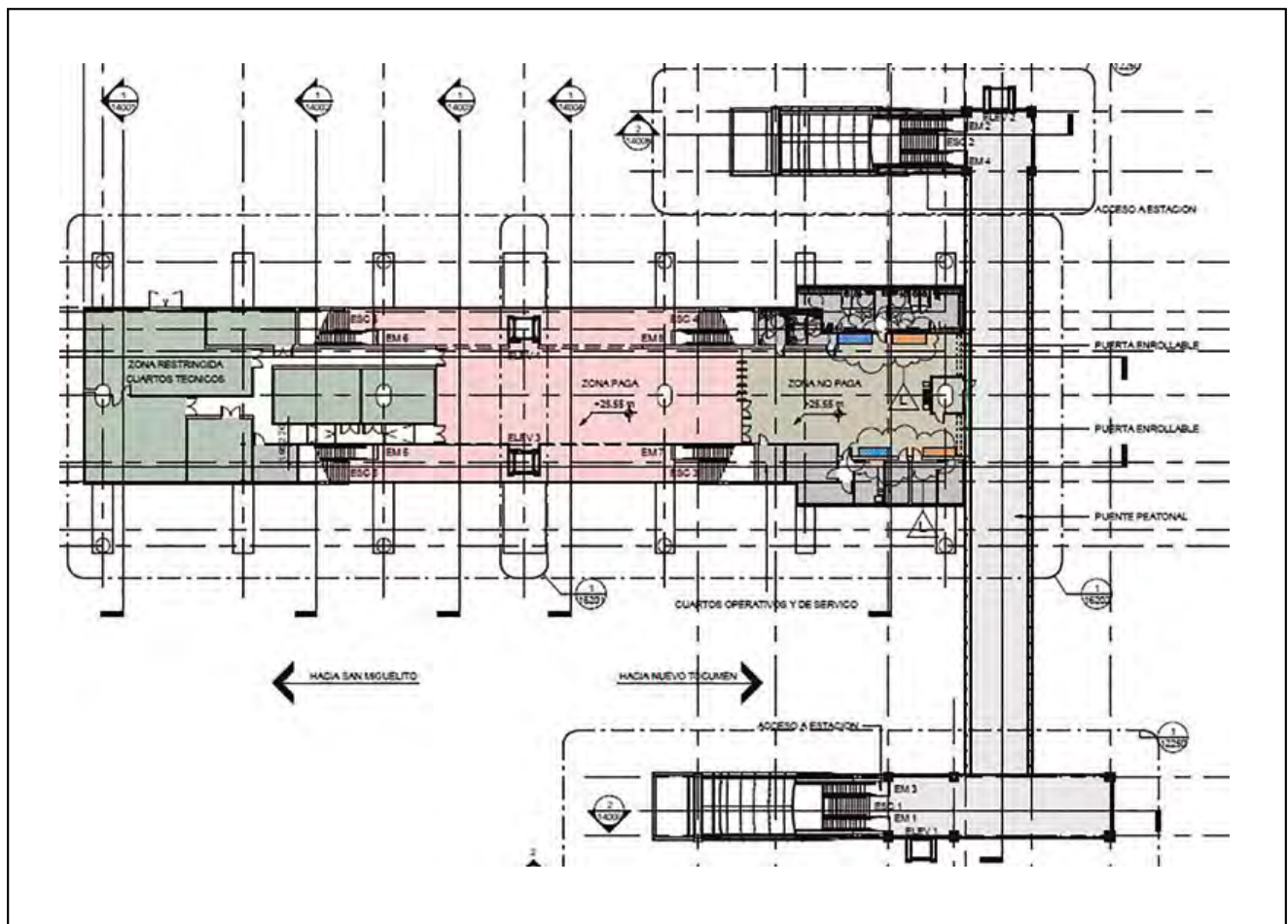


Figura 10. Estación Corredor Sur – Vista en planta del nivel vestíbulo.

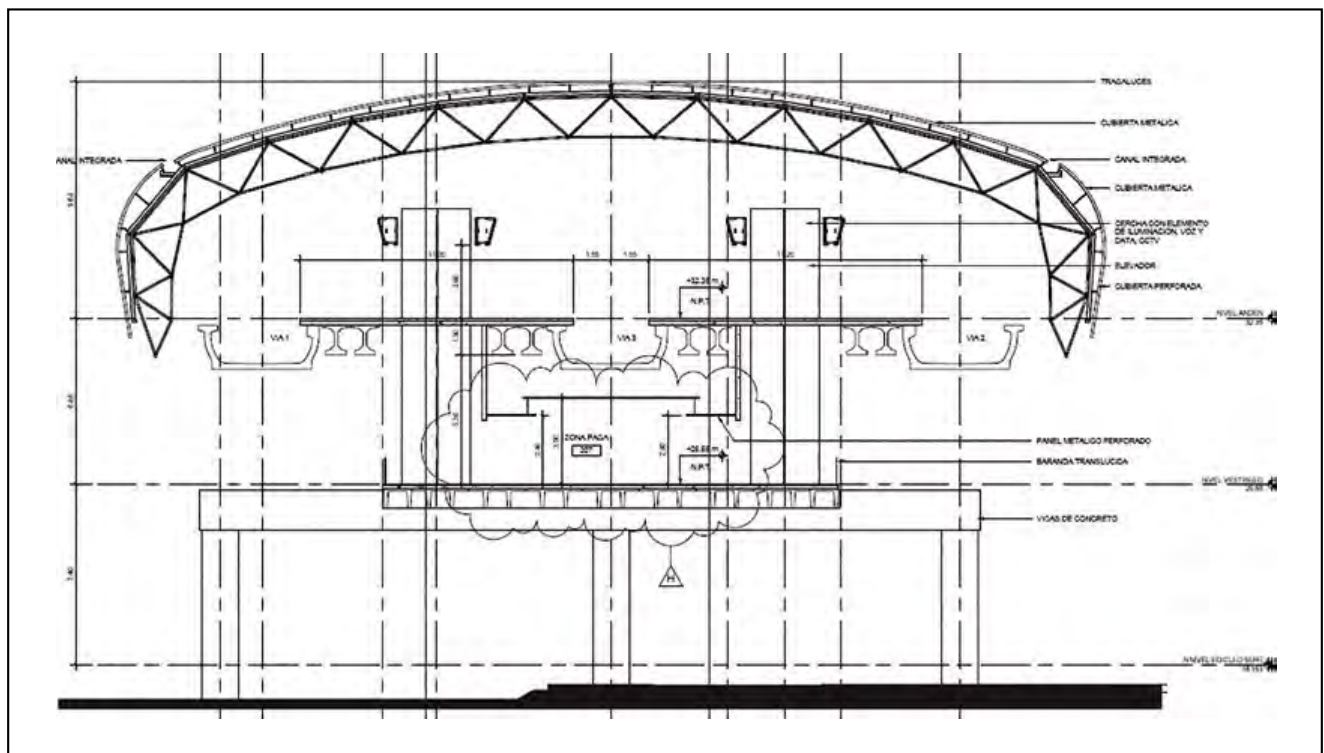


Figura 11. Estación Corredor Sur – Sección transversal.

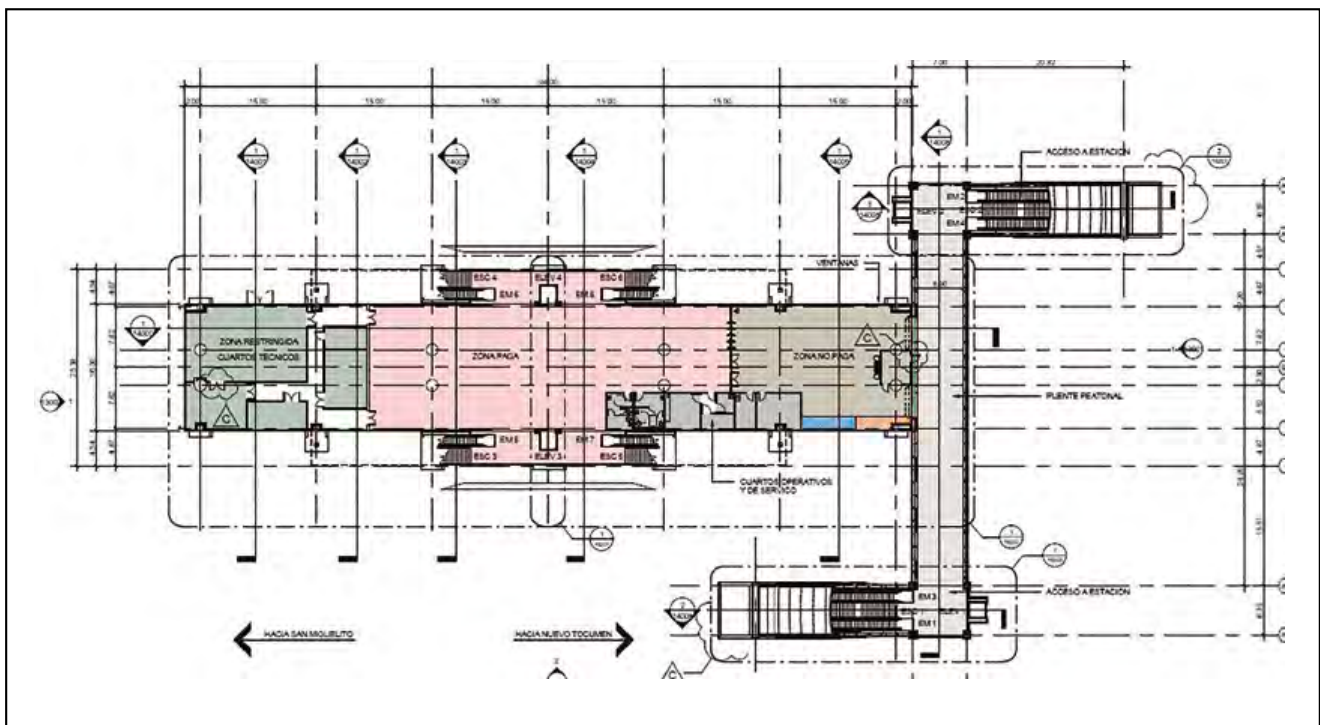


Figura 12. Planta típica del nivel vestíbulo de una estación de paso.

Aeropuerto Internacional de Tocumen, y que en estos momentos está siendo construido por FCC Construcción.

La estación Nuevo Tocumen es de andenes laterales y cuenta a nivel superficie con un intercambiador para autobuses, ubicado debajo del nivel vestíbulo de la estación, con escaleras y ascensores que enlazan directamente a la estación con la terminal de autobuses.

Todas las otras 13 estaciones son de andenes laterales, que servirán a cada vía del tren y funcionarán como estaciones de paso.

No solo las estaciones son elementos constructivos a destacar dentro del proyecto de línea 2 de metro, los viaductos ocupan, también, un lugar destacable.

Todo el trazado de la línea 2 es aéreo, y consta de un viaducto de aproximadamente 21 kilómetros de longitud que integrará las 16 estaciones desde la estación San Miguelito a la estación Nuevo Tocumen y el área de patios y talleres. Ambas áreas son zonas dedicadas al mantenimiento, reparación y almacenamiento de los trenes.

Cada una de las dos vías de tren está colocadas sobre vigas U prefabricadas de hormigón que conforman el tablero del viaducto. Las vigas U se soportan sobre capiteles de hormigón que a su vez se apoyan en columnas espaciadas aproximadamente cada 30 metros. Cada pila del viaducto está cimentada sobre un pilote de hormigón armado de diámetro 2,25 metros, la llamada configuración pila-pilote, y en función del tipo de terreno y la sollicitación a soportar alcanzan profundidades variables entre los 15 y los 40 metros. Los pilotes, pilas y capiteles se hormigonan in situ y las armaduras de acero de refuerzo para los mismos se preparan en el patio de corte y doblado, en secciones que permitan su traslado al sitio por medio de transporte adecuado.

Para la construcción del tramo aéreo de la línea 2 se realizaron tres tipos de estructuras diferentes: viaductos típicos de estructuras con tablero U doble, viaductos de estructuras

con tablero U simple, así como otras estructuras singulares para la conexión con la línea 1.

Finalmente, **destacamos los patios y talleres**, los cuales se encuentran ubicados en el extremo este de la línea en el sector de Nuevo Tocumen, desarrollado en un área aproximada de 10 hectáreas.

Es un complejo que integra:

1. Talleres para el mantenimiento de los trenes, incluyendo una máquina de lavado y una para la rectificación y torneado de sus ruedas.
2. Taller para el mantenimiento de vías y catenaria.
3. Vías de estacionamiento de los trenes y la playa de vías que interconecta a los diferentes edificios de mantenimiento, con las vías de estacionamiento y con la línea principal, incluyendo una vía de pruebas para los trenes.
4. Instalaciones para el almacenamiento de equipos, partes y piezas, así como para materiales inflamables.
5. Edificios para las subestaciones de tracción y de los servicios auxiliares del patio y talleres.
6. Edificio que alberga el sistema de bombeo de agua potable y el sistema de bombas para el sistema de extinción de incendios, con sus respectivos sistemas de control.
7. Edificio administrativo y una caseta de control de acceso al complejo.
8. Vialidad interna para el tránsito de vehículos y sus áreas de estacionamiento. El complejo del patio y talleres fue diseñado para estacionar hasta 50 trenes de 5 coches y con talleres para realizar el mantenimiento de los trenes. En la línea 2, se construyeron vías de estacionamiento para 22 trenes de 5 coches y se construyó y equipó el taller de mantenimiento de los trenes, quedando los diseños y provisiones necesarias listos para la construcción las futuras vías de estacionamiento.

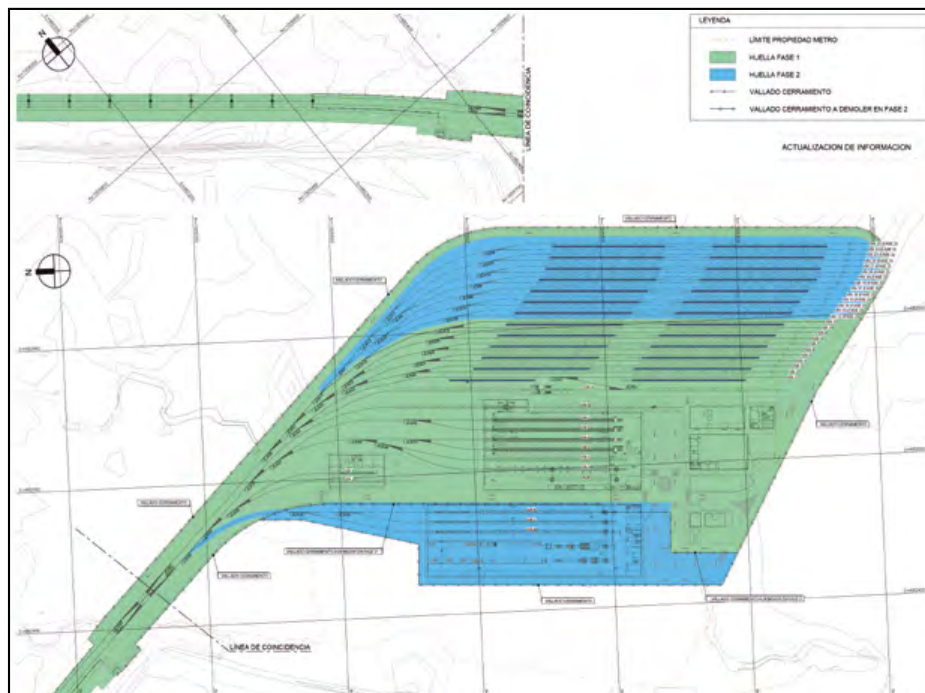


Figura 13. Plano de distribución de los patios de talleres.



Figura 14. Playa de vías salida de estación.



Figura 15. Nueva extensión línea 2 del Metro de Panamá.

3. CONCLUSIONES

La puesta en servicio de la línea 2, supone un cambio de modelo de gestión del transporte público. Se trata de un medio sostenible: no emite gases contaminantes, es puntual, limpio, seguro y confiable.

Según los estudios realizados por Metro de Panamá, en el año 2035 la población del sector este de la ciudad superaría los 750.000 habitantes, con una generación diaria de viajes en transporte público entre la periferia y el centro de más de 400.000 desplazamientos, los cuales se realizarían en condiciones de movilidad insatisfactorias, aun considerando mejoras viales en esta área y una operación del sistema de autobuses con carriles preferenciales sobre la avenida Domingo Díaz.

Por lo tanto, el planteamiento de servir el sector este de la ciudad con una línea de metro desde San Miguelito hasta el área de Nuevo Tocumen por el eje Domingo Díaz-Panamericana surge como la mejor opción para disminuir de forma significativa los tiempos de viaje de los desplazamientos de mayor magnitud y recorrido, garantizando así una mejor calidad de vida para la población residente en el área.

El propósito de este proyecto es mejorar la movilidad urbana actual y futura dentro del Área Metropolitana de Panamá, incorporando al sistema de transporte público la modalidad de tren urbano de pasajeros. Esto permitirá desplazamientos más rápidos, dentro de un marco de servicio seguro, puntual y confiable, todo lo cual se traducirá en una mejora significativa de la calidad de vida de la población.

Todo ello implica un impacto social destacable: más de 116 comunidades y 48 centros educativos afectados a lo largo de los 21 kilómetros son beneficiados con la puesta en marcha de esta nueva línea de metro. Además cuenta con una gran cantidad de centros logísticos y centros comerciales, ubicados en el sector este de la ciudad, que contribuye a reforzar el área este como un polo de desarrollo económico.

4. REFERENCIAS

Normas adoptadas y otras regulaciones:

- La Ley 37, de 2009, de Gobierno en la República de Panamá.
- Plan Estratégico de Gobierno que es competencia exclusiva del Órgano Ejecutivo.
- Política Nacional de Ordenamiento Territorial, competencia exclusiva del Órgano Ejecutivo.
- Plan Estratégico Provincial.
- Plan Estratégico Distrital.
- Plan Estratégico de Corregimiento.
- La Ley 6, de 12 de febrero de 2006, que reglamenta el ordenamiento territorio para el desarrollo urbano en Panamá, el Decreto Ejecutivo número 23, de 16 de mayo de 2007, y la Ley 61, de 23 de octubre de 2009, que reorganiza al Ministerio de Vivienda y Ordenamiento Territorial (MIVIOT).
- Decreto Ejecutivo núm. 98, de 28 de marzo de 2014.

Caracterización dinámica de estabilizados suelo-arena-bitumen

Dynamic Characterization of Stabilized Soil-Sand-Bitumen

Agustín Azanza^{1*}, Fernando Martínez², Luis Zorzutti³, Silvia Angelone⁴

Resumen

Ante la necesidad de diseñar bases estabilizadas con materiales locales que eviten el aumento de transporte y cargas por las carreteras se analiza el uso de estabilizados del tipo Suelo-Arena-Bitumen (SAB).

En el presente trabajo se caracteriza el comportamiento mecánico de dos tipos de estabilizados: Suelo-Arena-Emulsión (SAE) y Suelo-Arena-Asfalto Espumado (SAAE). Se investigan los procesos de diseño de las mezclas, en particular diversos tipos de curado con el objetivo de encontrar el que mejor se adapte a su vida de servicio, y la caracterización dinámica de los mismos a través de su Módulo Resiliente.

Se realiza una evaluación comparativa estructural con estabilizados granulares y un análisis de costes con el fin de justificar su uso como material de base de pavimentos.

Palabras clave: emulsión, asfalto espumado, estabilizados, módulo resiliente, bitumen, suelo, arena.

Abstract

Given the need to design stabilized bases with local materials that avoid the increase in transport and loads on the roads, the use of stabilized Soil-Sand-Bitumen (SAB) is analyzed.

In the present work the mechanical behavior of two types of SAB is characterized: Soil-Sand-Emulsion (SAE), and Soil-Sand-Foamed Asphalt (SAAE). The design processes of the mixtures are examined, in particular various types of curing with the purpose of finding the one that best suits in life service, and the dynamic characterization of the same through its Resilient Module.

A structural comparative evaluation is carried out with granular stabilized, and then a cost analysis in order to justify its use as pavement base material.

Keywords: emulsion, foamed asphalt, stabilized, bitumen, resilient module, soil, sand.

1. INTRODUCCIÓN

El litoral argentino es una zona que tiene la particularidad de poseer subrasantes de baja capacidad portante con predominio de suelos limo arcillosos (A-6 o A-7 de acuerdo a la clasificación AASHTO). Es por eso que es necesario recurrir continuamente a estabilizaciones de suelos de diversos tipos. Las más utilizadas son con cal, cemento y/o agregados pétreos. El uso de este tipo de agregados, se ve limitado, debido a la gran demanda, su poca oferta y al elevado costo del transporte. Las canteras de emplazamiento de dicho material, son ajenas a la zona en estudio, encontrándose a más de 300 km de distancia.

Es por eso que se encara el estudio de las estabilizaciones de los suelos con asfalto o productos bituminosos, buscando optimizar al máximo los recursos que posee este territorio.

En base a un artículo previo sobre el estudio de Suelo-Arena-Emulsión (SAE) de Azanza y Angelone [1] que

plantea el promover el uso de este tipo de estabilizados es que se amplía esta investigación también a Suelo-Arena-Asfalto Espumado (SAAE). Este tipo de estabilizados plantea aprovechar las propiedades cohesivas de los suelos finos, la fricción de las arenas y la estabilidad que le da el bitumen al no permitir el acceso del agua que disminuiría la resistencia del suelo-arena. El bitumen no impermeabiliza la mezcla solo reduce la cantidad de agua que ingresa por los poros de la mezcla.

2. OBJETIVOS

El objetivo principal del presente artículo es la adopción de protocolos de dosificación, control en obra y caracterización dinámica de mezclas de Suelo-Arena-Bitumen o BSM (Bitumen Stabilized Materials por su designación en inglés), como base y/o sub-base de pavimentos flexibles, abarcando tanto a emulsiones como asfalto espumado, Suelo-Arena-Emulsión (SAE) y Suelo-Arena-Asfalto Espumado (SAAE) [2].

Para afrontar este trabajo se divide el problema en cuatro etapas de estudio:

1. Definir un esquema básico para el diseño y dosificación de este tipo de estabilizados, mediante ensayos simples y estudiando las ventajas que trae el empleo de emulsiones catiónicas superestables de última generación y del asfalto espumado. Se es-

* Autor de contacto: agusazanza@hotmail.com

¹ Ingeniero de proyectos de caminos, en Bernard Gruppe ZT, Hall in Tirol 6060, Austria.

² Dr. Ing. Civil. Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), Universidad Nacional de Rosario (Argentina).

³ Técnico en Equipos e instalaciones electromecánicas.

⁴ Dra. Ing. Civil. Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), Universidad Nacional de Rosario (Argentina).

tudia cual es el curado requerido de las probetas previo a los ensayos, y se determinará el contenido de humedad adecuado para su caracterización dinámica.

2. Diseñar de la mezcla mediante la caracterización dinámica.
3. Realizar el diseño estructural mecanicista de un pavimento empleando estos materiales y verificando espesores.
4. Realizar un estudio económico.

3. CONCEPTO FUNDAMENTAL

Se destaca que la humedad residual o relativa del estabilizado implica un comportamiento mecánico disitinto del mismo, dado que el tipo de curado influye en el mismo tal como se menciona Poncino *et al.* [3], estableciendo humedades residuales del orden 60 % para suelos cohesivo y 25 % en suelos friccionales.

Por lo tanto, se define **humedad residual o relativa**, como aquella humedad que posee el estabilizado luego del lapso de tiempo destinado a su curado, se obtiene como un porcentaje de la humedad óptima [2].

El comportamiento mecánico de los estabilizados va a depender fuertemente del contenido de humedad residual y, por ende, de las condiciones de curado que se seleccionen para el estudio y/o caracterización del mismo.

Consecuentemente, es importante establecer en la presente investigación qué tipo de curado se va a proponer y seleccionar un procedimiento de diseño y control *in situ* de los estabilizados.

4. DISEÑO DE SUELO-ARENA-BITUMEN

El diseño de este tipo de estabilizados BSM consta de dos partes de una dosificación y de una caracterización dinámica de los mismos para poder definir el porcentaje de cada uno de los materiales intervinientes.

Para la dosificación de una mezcla de suelo arena se parte de la hipótesis que el suelo va a llenar los vacíos de aire que posee la arenay que el bitumen va a impedir el ingreso de agua a los poros manteniendo el contenido de humedad bajo.

Experimentalmente, se deben obtener los parámetros de cada material y, mediante el uso de las propiedades índices de suelos, encontrar dicha proporción.

Para este estudio se ha considerado un suelo seleccionado del tipo A-4 de la región y una arena silíceas del río Paraná, cuyas principales propiedades se detallan en las tablas 1 y 2 (los resultados de la mezcla suelo-arena).

Tabla 1. Clasificación de Suelos

Suelo seleccionado	Arena	
Clasificación	A-4 (6)	A-3
Límite Líquido	30.97	-
Límite Plástico	23.01	-
Índice de Plasticidad	8.00	-
Módulo de Fineza	-	1.89

Tabla 2. Mezcla Suelo-Arena

Material	%	Compactación (*)	ω_{op} (%)	$\rho_{secamax}$ (g/cm ³)
Suelo	35	T-99	19.50	1.653
Arena	65	T-180	3.90	1.593
Suelo-Arena	100	T-99	8.30	1.837

(*) Norma AASHTO T 99-01 YT 180-01 [4]

La humedad óptima del suelo va a ser fundamental para la obtención de la cantidad de asfalto a agregar.

Se van a estudiar tres estabilizados:

- Suelo-Arena (SA)
- Suelo-Arena-Emulsión (SAE)
- Suelo-Arena-Asfalto Espumado (SAAE)

Se utiliza una emulsión catiónica superestable cuyas características se detallan en la tabla 3, y un cemento asfáltico 70/100, tabla 4.

Tabla 3. Características de la emulsión asfáltica (Petroquímica Panamericana SA)

PRODUCTO: EMULSIÓN ASFÁLTICA CATIÓNICA SUPERESTABLE					
Características	Unidad	Mín.	Máx.	IRAM 6691	
Viscosidad Saybolt-Furol	25 ° C	s	-	50	6721
	50 ° C	s	-	-	
Residuo Asfáltico por Destilación	g/100g	60	-	-	6719
Hidrocarburos Destilados	ml/100 ml	-	-	-	6719
Contenido de Agua	g/100g	-	40	-	6719
Asentamiento	g/100g	-	5	-	6719
Residuo sobre tamiz	g/100g	-	0.1	-	6717 y 6.1
Recubrimiento y resistencia al agua	-	-	-	-	6679
Mezcla con cemento	g/100g	-	2	-	6718
Mezcla con arena silíceas y agua	-	-	-	-	6.3
Mezcla de lechada asfáltica en clima cálido	-	Debe Cumplir			6.4
Carga de partícula	-	Positiva			6690
Características	Unidad	Mín.	Máx.	IRAM	
Penetración del residuo	0.1 mm	45	60	6576	
	65	100	-		
Ductilidad	cm	80	-	6579	
Solubilidad en 1,1,1 - tricloro etano	g/100g	95	-	6585 y 6.2	
Ensayo de Oliensis	-	Negativo			6594

Tabla 4. Características del cemento asfáltico (C&L Combustibles y Asfaltos SA)

PRODUCTO POR PENETRACIÓN 70-100			
Ensayos	Método	Unidad	Bitumen
clasificación s/IRAM 6604	-	-	Tipo III
Penetración 25 °C, 100g, 5s	IRAM 6576	0.1 mm	70-100
Índice de penetración	IRAM 6576	-	-3
Ductilidad, 25 °C 5 cm/min	IRAM 6579	cm	>100
Densidad relativa a 25/ 25 °C	IRAM 6586	-	>0.99
Punto de inflamación, COC	IRAM 6555	°C	>230
Solubilidad en tricloroetano	IRAM 6585 y 6.3	%	>99
Ensayos tras película delgada (RTFOT)	-	-	-
Pérdida por calentamiento, 163 °C, 5h	IRAM 6582 Y 6.2	%	<0.8
Penetración retenida, 25 °C	IRAM 6576 y 6.2	%	>50
Ductilidad, 25 °C, 5cm/min	IRAM 6579	cm	>75
Ensayo de Oliensis	IRAM 6594	-	Negativo

Con el porcentaje de agua en la emulsión (40 %), el contenido de humedad óptimo de la mezcla (8.30 %) y la humedad inicial de la mezcla se calcula el porcentaje de agua a agregar usando las ecuaciones (1) y (2), y en la tabla 5 se indican los resultados. Los mismo son del mismo orden que los usados en otros trabajos previos considerados como referencia [3, 5].

$$F = \omega_{\text{inicial}} + E \times Ae + A \quad [1]$$

$$E = (\omega_{\text{op}} - A) / Ae \quad [2]$$

Donde:

F: Porcentaje total de fluidos

ω_{op} : Humedad óptima del suelo-arena (%)

ω_{inicial} : Humedad inicial (%)

E: Porcentaje de la emulsión (%)

Ae: Porcentaje de agua en la emulsión (%)

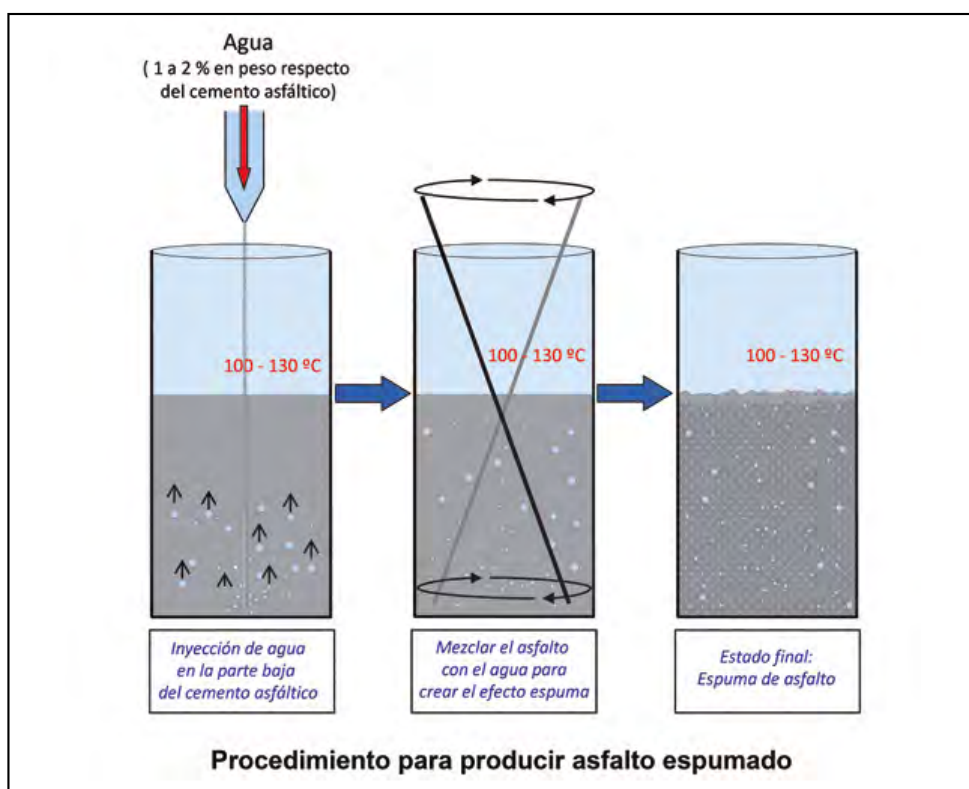
A: Porcentaje de agua a agregar (%)

Tabla 5. Porcentaje óptimo de emulsión

Cantidad de agua a agregar:	5.90%
% Emulsión	6.00%

Para el caso de la estabilización con asfalto espumado (AE), el *Manual Wirtgen* [6], indica el porcentaje óptimo a emplear en función de la granulometría de la mezcla, siendo el porcentaje óptimo de asfalto espumado correspondiente de 4.00 %. Se emplea el mismo asfalto base de la emulsión.

Para la preparación del asfalto espumado en laboratorio, es necesario disponer de equipos especiales de espumado y, al no disponer del mismo se llevó a cabo un espumado en forma “manual” con una metodología propuesta en la Universidad de Michigan [7] utilizando accesorios disponibles en cualquier laboratorio. El mismo se detalla en la figura 1. La razón de expansión lograda fue de 4 veces, muy por debajo de la que se obtiene con el equipo de espumado del orden de las 10 veces. Lo cual provoca dificultades en la homogeneización del asfalto dentro del Suelo-Arena.

**Figura 1.** Procedimiento para producir asfalto espumado [6].

Las probetas de los estabilizados BSM (SAE y SAAE) se confeccionan mediante el ensayo de “Compactación de Suelos” del Pliego de la Dirección Nacional de Vialidad (Norma VN-E5-93) [4]. En caso de estabilizados granulares, se moldea mediante el compactador giratorio conforme con normativa AASHTO T312 y/o normativa EN 12697-31 “Superpave Procedure” [8].

Habiendo obtenido el porcentaje óptimo de betún, se moldean las probetas para obtener en los tres estabilizados en estudio la misma humedad, es decir, la humedad óptima que se obtuvo del Suelo-Arena (8.30 %).

Esta humedad va a ser considerada como el 100 % de la humedad residual. A partir de ello se van a referenciar los distintos tipos de curado a este valor, para obtener así las variaciones en el comportamiento del material (tabla 6) [2].

Tabla 6. Resultados de ensayos de Compactación de Suelos y Valor Soporte [3]

Material	ρ_{secamax} (g/cm ³)	CBR (%)
Suelo-Arena (SA)	1.837	10.00
Suelo-Arena-Emulsión (SAE)	1.939	35.00
Suelo-Arena-Asfalto Espumado (SAAE)	2.004	15.00

5. ESTABILIZACIONES Y ENSAYOS

Para cada estabilizado se llevarán a cabo los ensayos y las normativas que se enumeran a continuación:

- Ensayo de Compresión Triaxial, **STT**. Según normativa IRAM 10529 [8].
- Resistencia a Compresión Simple, **UCS**. Según normativa VN-E33-67 [4].
- Resistencia a Tracción Indirecta por Compresión Diametral, **ITS**. Según normativa VN-E9-86 [4].
- Ensayo de **Capilaridad** de suelos. Según metodología del LEMaC [10].
- Ensayo de Módulo Resiliente, **Mr**. Según normativa AGPT/T-305 o AASHTO T307-99 [11].

El ensayo de compresión triaxial, más comúnmente conocido como **ensayo triaxial estático o simple (STT)**, es un método desarrollado para obtener los parámetros de corte: cohesión y ángulo de fricción del material que se ensaya de acuerdo a la teoría de falla de Mohr-Coulomb.

Si particularmente en laboratorios de obra no se dispone de un equipo triaxial, los parámetros de corte también pueden ser determinados a partir de los ensayos UCS e ITS. En la figura 2 se indica el procedimiento.

Este razonamiento tiene como fundamento principal que, con el valor de la **UCS**, se puede trazar uno de los dos círculos (considerando presión σ_3 de confinamiento como cero), partiendo del origen hasta la tensión de rotura por compresión simple σ_1 . En cambio, para el ensayo de **ITS** con una carga concentrada en el plano vertical, las tensiones teóricas a lo largo de los ejes horizontal y vertical resultan como se muestran en la figura 3.

Para el diámetro vertical, en la zona central de la probeta, se produce un estado biaxial de tensiones, donde la tensión vertical de compresión es 3 veces superior a la de

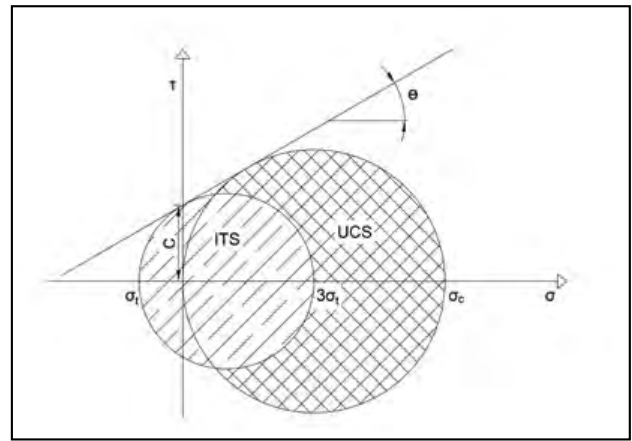


Figura 2. Círculo de Mohr para suelos.

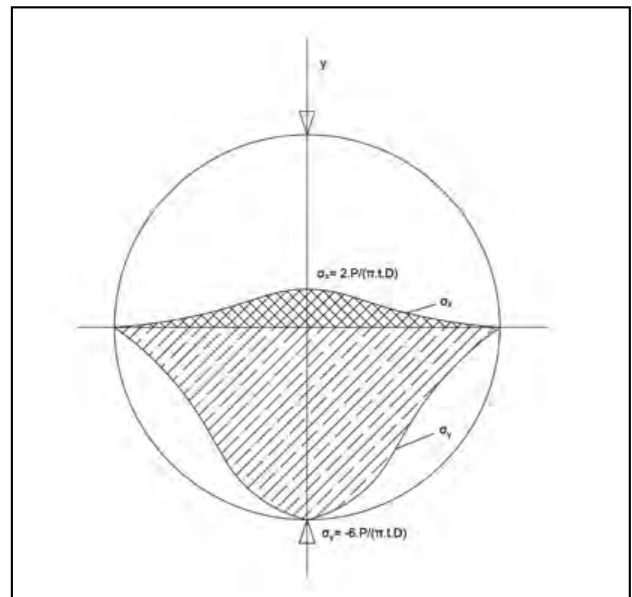


Figura 3. Distribución de esfuerzos teóricos sobre planos diametral y vertical para el ensayo de resistencia a tracción indirecta [12].

tracción horizontal generada [12]. Se adopta por ende que la tensión de compresión es tres veces superior que la propia de tracción a la cual se somete la probeta en el ensayo.

Para el ensayo de **capilaridad**, que no está normalizado, se aplica la metodología propuesta por el laboratorio LEMaC [10], para determinar los porcentajes de humedad absorbidos una vez curado el estabilizado y poder analizar su comportamiento en estructuras de pavimento sometidas a la acción del agua.

El **ensayo de módulo resiliente** con el equipo triaxial dinámico tiene como finalidad caracterizar en forma dinámica suelos o materiales no ligados, habiéndose utilizado el procedimiento de la normativa AASHTO T307-99 (figura 4). El valor del Mr determinado con este procedimiento permite reconocer el comportamiento no lineal a partir de su modelización mediante la ecuación constitutiva (3) y aplicarlas luego para analizar estructuralmente al pavimento en los métodos mecanicistas de diseño.

$$Mr/Pa = A \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1 \right)^B \cdot \left(\frac{\theta}{Pa} \right)^C \quad [3]$$

Donde:

Mr = módulo resiliente, en MPa.

τ_{oct} = tensión octaédrica, en MPa.

θ = primer invariante de tensiones (sumatoria de tensiones principales: $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) en MPa.

A, B, C = son constantes experimentales obtenidas por regresión.

P_a = Presión atmosférica (0.10 MPa).



Figura 4. Ensayo triaxial dinámico para medida del módulo resistente en suelos y materiales granulares (Laboratorio IMAE, Rosario, Argentina) [1].

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este punto se hace un análisis comparativo de los resultados de los distintos ensayos realizados para los estabilizados:

- Suelo-Arena (SA)
- Suelo-Arena-Emulsión (SAE)
- Suelo-Arena-Asfalto Espumado (SAAE)

Las condiciones de curado de cada estabilizado son las que se contemplan en la tabla 7. Se encuentran tres situaciones o métodos de curados bien claros. En primer lugar, el curado a temperatura ambiente que se lleva a cabo en un laboratorio de ambiente seco y temperatura variable entre los 22 y 25 °C (Amb). El segundo corresponde a un curado a 40 °C, para lo que se da uso al horno de secado de suelos. Finalmente se utiliza la cámara húmeda (CH), que mediante una serie de aspesores de agua mantiene una humedad ambiente superior al 98 % y con una temperatura de 25 °C.

Tabla 7. Estabilizaciones, curados y humedades

Material	Curado	Humedad (%)	Humedad Residual (%)
Suelo Arena Emulsión	72 Hs Amb	5.10%	61.45%
	168 Hs Amb	3.90%	46.99%
	72 Hs 40 °C	2.20%	26.51%
	CH	8.20%	98.80%
Suelo Arena	168 Hs Amb	3.33%	40.12%
Suelo Arena Asfalto Espumado	72 Hs 40 °C	1.19%	14.34%

Las figuras 5 y 6 muestran los resultados de los parámetros de corte para los distintos estabilizados y condiciones de curado obtenidos mediante el ensayo STT.

Los estabilizados poseen un ángulo de fricción interna ϕ entre 20° y 25° independientemente del tipo de curado y de la humedad, salvo el Suelo-Arena que tiene un ϕ igual a 44°. Para la cohesión se observa una notoria diferencia, implicando que las resistencias al corte de los estabilizados disminuye con el aumento del contenido de humedad.

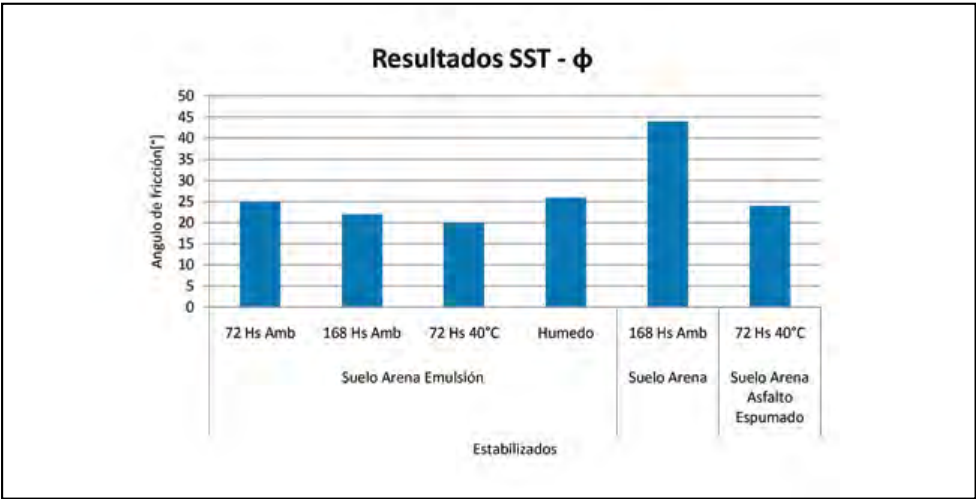


Figura 5. Ángulo de fricción obtenido en STT para todas las estabilizaciones.

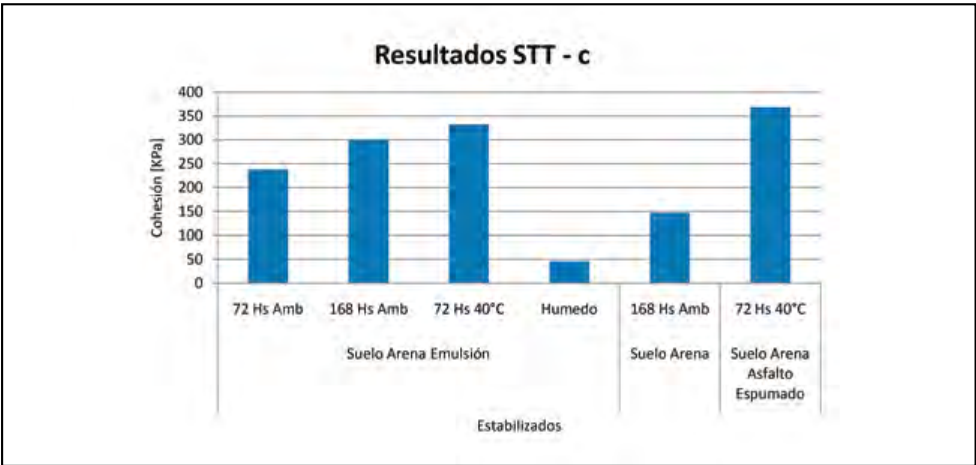


Figura 6. Cohesión obtenida en STT para todas las estabilizaciones.

De acuerdo a los valores de la tabla 8 Para un curado de 72 hs a 40 °C del TG2 [13], estos estabilizados calificarían como BMS3. Lo que significa que este material es un suelo tipo grava-arena estabilizado con un alto contenido de bitumen.

En lo que respecta, a la UCS verifican los valores mínimos establecidos por el *Manual Wirtgen* (700kPa para una probeta de 150 mm de diámetro) [6].

Según el TG-2 [13], en función de su ITS (tabla 8), para el curado establecido de 72 hs a 40 °C, el estabilizado SAB cumple holgadamente la condición BSM3.

Para todos los ensayos estáticos, cuando la probeta se la somete a un secado a 40 °C se observa una mayor resistencia del SAAE comparada con el SAE. Esto se justifica por el accionar de la arcilla, aportando una mayor cohesión cuando se encuentra en su estado seco (figura 7). Pero la metodología de espumación no es efectiva debido a que se obtienen valores de Razón de Expansión de aproximadamente un tercio de los óptimos. Como también valores de Vida Media bajos, implicando poco tiempo para que el asfalto se introduzca correctamente en el Suelo-Arena, y garantice una buena distribución del mismo dentro de la probeta.

Tabla 8. Clasificación de BSM en función a la ITS, según TG-2 [13]

Test	Specimen diameter	BSM1	BSM2	BSM3
ITS dry	100 mm	> 225	175 to 225	125 to 175
Cohesion (kPa)	70 mm	> 250	100 to 250	50 to 100
Friction Angle (°)	70 mm	>40	30 to 40	<30

En la figura 8 se comparan las líneas de falla de Mohr Coulomb obtenidas mediante el ensayo triaxial y la combinación de los ensayos UCS e ITS. De su comparación resulta que en todos los casos los valores de desviaciones y/o errores entre ambos procedimientos son del orden del 10 %. Por lo tanto, esta metodología es válida, verificando las teorías planteadas anteriormente y permitiendo su determinación en cualquier laboratorio de obra.

Se analizan también los resultados del **ensayo de capilaridad**. El procedimiento consiste en preparar tres probetas de cada material, curadas a 40 °C durante 72 hs con humedad residual igual a cero, y apoyarlas sobre una capa de arena saturada durante 7 días y tapadas. Diariamente se registra el incremento de la humedad (incremento de la masa de las probetas húmedas). En función de la humedad final se obtiene la Humedad Residual del estabilizado (tabla 9).

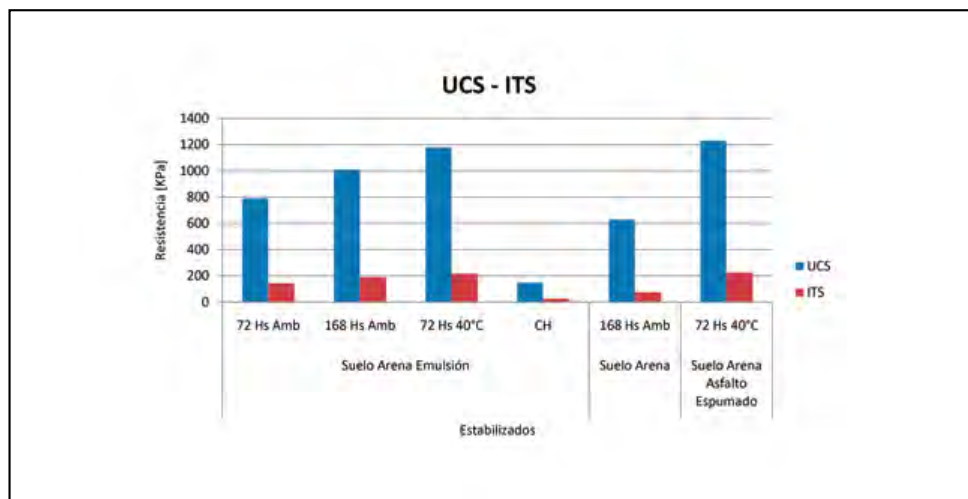


Figura 7. Ángulo de fricción obtenido en STT para todas las estabilizaciones.

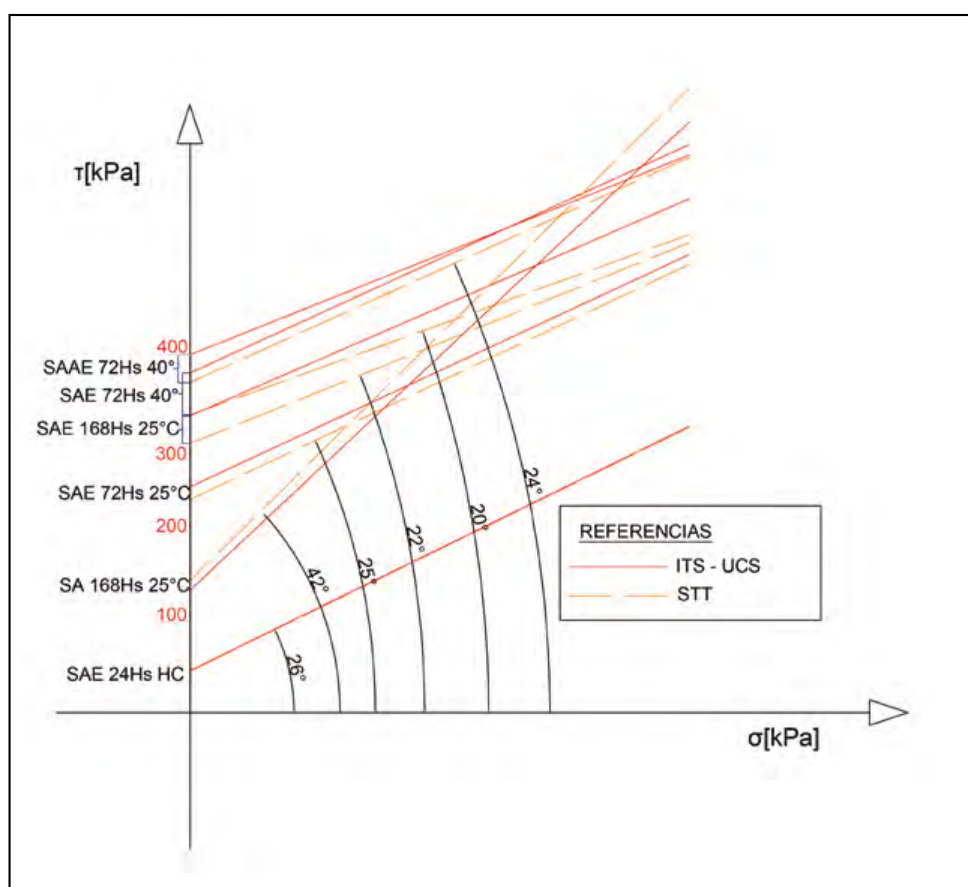


Figura 8. Línea de falla según criterio Mohr Coulomb para todas las estabilizaciones.

Tabla 9. Ensayo de capilaridad y humedades residuales

Material	Hr inicial	Hr final
SAE	0.00%	43.98%
SA	0.00%	100.87%
SAAE	4.50%	102.77%

Esta recuperación del SAAE va a implicar una caída en lo que respecta a la capacidad del material y se debe, como se dijo anteriormente, a que el asfalto no estaba homogéneamente distribuido dentro de la probeta.

Por otro lado, el estabilizado SAE tiene como gran ventaja que no recupera del todo su humedad, es más, el mismo en presencia de agua adquiere casi un 44 % de su

humedad residual y solo parte de la probeta se humedece tal como se observa en la figura 9. Esto es una ventaja, y se



Figura 9. Ensayo de capilaridad para probetas de SAE.

observa la impermeabilización que produce la emulsión al introducirse en la mezcla Suelo-Arena.

Al caracterizar el estabilizado SAE de manera dinámica mediante el **ensayo de módulo resiliente**, se moldea un total de tres probetas a densidad prefijada. Y dado que la humedad va a tener influencia, se fijan cuatro situaciones de estudio (tabla 10), siendo la condición de base o patrón el estabilizado SA con probetas moldeadas con su humedad óptima y curadas a 25 °C durante 24 hs en cámara húmeda (Mr1). Las restantes condiciones resultan:

Tabla 10. Condiciones de curado para ensayos de Mr de SAE

SAE		
Condición curado	Hr	Descripción
1 (Mr2)	99%	24 hs en cámara húmeda a 25 °C
2 (Mr3)	0%	72 hs a 40 °C [13]
3 (Mr4)	60%	24 hs a temperatura ambiente mas secado hasta lograr una pérdida del 40 % de la humedad óptima
4 (Mr5)	129%	Probeta sumergida en agua 24 hs luego de ser moldeada

Al caracterizar el estabilizado SAAE de manera dinámica, visto que la humedad va a tener una gran influencia, se fijan tres situaciones críticas (tabla 11).

Tabla 11. Condiciones de curado para ensayos de Mr de SAAE

SAAE		
Condición curado	Hr	Descripción
5 (Mr6)	100%	24 hs en cámara húmeda a 25 °C
6 (Mr7)	0%	72 hs a 40 °C [13]
7 (Mr8)	103%	Probetas ensayadas con condición 6 y luego sometidas al ensayo de capilaridad

En la tabla 12 se resumen los parámetros correspondientes a las ecuaciones constitutivas (ecuación 3) para todos los materiales examinados y las distintas condiciones de curado.

Se observa que los Mr dependen del tipo de curado, contenido residual de la humedad y el estado tensional. En las figuras 11 y 12 se muestran, para un estado de tensiones determinado, los valores de Mr.

El SA tiene un comportamiento de los suelos que poseen c y ϕ distinto de cero. El Mr disminuye con el tensor desviador y tiene un leve aumento con el primer invariante de tensiones.

Se debe destacar un cambio del comportamiento tensional cuando está húmedo o “seco”. En general, con



Figura 10. Probetas de SAE antes (izq.) y después del curado (dcha.) impuesto por el TG-2 [13].

valores mayores los SAE y SAAE poseen la misma tendencia que el SA cuando las humedades residuales son altas. Pero cuando están secas ($H_r = 0$) la tendencia cambia los Mr, que aumentan significativamente en función del primer invariante de tensiones (θ).

Para el caso de los curados durante 72 hs a 40 °C (TG-2), se observa una gran similitud en ambos comportamientos. Pero la diferencia de ambos es producida por las probetas en condiciones cercanas a la humedad óptima (figura 12).

Para la condición 6, los valores de Mr7 se encuentran en un rango de 1000 MPa y 4000 MPa, similar a lo ocurrido con el SAE para la misma condición de curado 2 (Mr3).

Pero estas condiciones son para una humedad de valores casi nulos que no alcanzaría *in situ*. Además, si alcanzara muy bajos contenidos de humedad es muy probable que la rigidez del material ante la aplicación de cargas provoquen la fisuración del mismo y, por lo tanto, un deterioro del módulo resiliente (disminución del mismo). Es por eso que, para el diseño estructural con este curado, van a descartarse módulos elevados. **En este estabilizado es aceptable medir el Mr para una condición de curado más conservadora correspondiente a una Hr 0 60 %.** El rango de Mr para esta condición de curado oscila entre 500 MPa y 1500 MPa (condición 3–Mr4). Este dato va a ser un valor de entrada para el diseño estructural de pavimentos.

A modo de experiencia, con la probeta sumergida en agua durante 24 hs (condición 4), se obtienen valores de módulo (Mr5), similares a la primera condición (Mr2), pero mayores que los brindados por el Suelo-Arena (Mr1).

Tabla 12. Resultados de ensayos de módulo resiliente

	Mr1 (SA)	Mr2 (SAE)	Mr3 (SAE)	Mr4 (SAE)	Mr5 (SAE)	Mr6 (SAAE)	Mr7 (SAAE)	Mr8 (SAAE)
A	1275	1674	5640	8033	2387	1405	9605	1415
B	-2.48	-2.26	7.56	4.43	-4.38	-2.69	4.76	-4.64
C	0.44	0.50	-0.25	-0.33	0.91	0.32	-0.03	0.78
r2	0.65	0.93	0.94	0.57	0.94	0.71	0.92	0.82
$\sigma_d = 0.014$ MPa y $\sigma_3 = 0.042$ MPa	127.51	172.80	849.21	968.34	246.56	133.30	1300.85	137.68
$\sigma_d = 0.070$ MPa y $\sigma_3 = 0.042$ MPa	86.08	124.74	4083.01	2286.15	128.55	82.50	3644.30	64.92

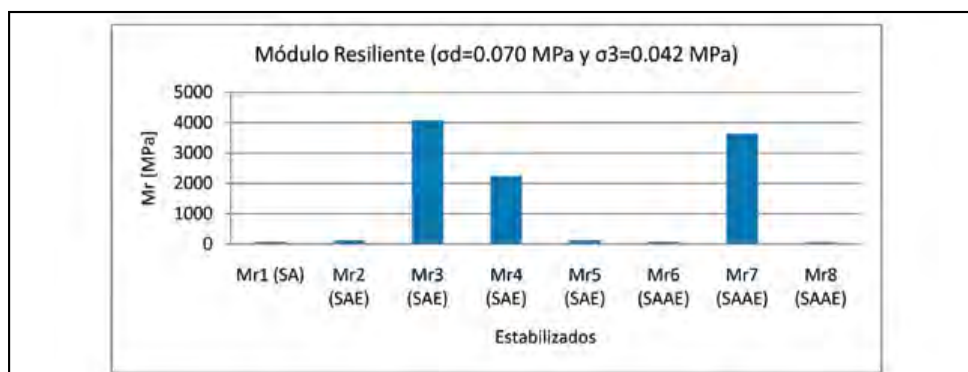


Figura 11. Módulos resilientes de SA, SAE y SAAE para todos los curados.

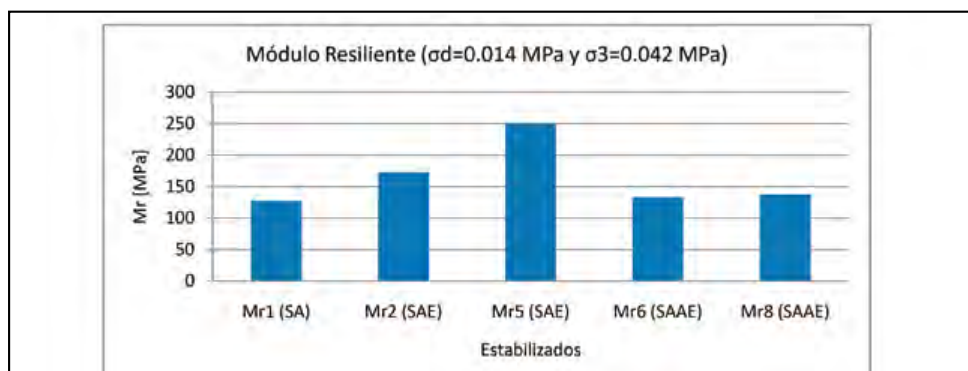


Figura 12. Módulos resilientes de SA, SAE y SAAE para condiciones húmedas.

Para las condiciones de curado 2 y 5, se comparan los módulos del SAE, SAAE y SA en condiciones húmedas, pudiendo apreciar la mejora que produce una buena dispersión del bitumen en la mezcla de los áridos en forma homogénea.

Finalmente se estudia el estabilizado SAAE, luego de haberse efectuado el ensayo de capilaridad de suelos, donde éste recupera más del 100 % del valor de su humedad óptima (partiendo de un valor nulo). En este caso, se reduce notoriamente el Mr del estabilizado SAAE, siendo incluso inferior que el SA para algunas tensiones.

A modo de conclusión para el SAAE, se menciona que, al haberse utilizado elementos rudimentarios para realizar la espumación del asfalto, el betún no logra penetrar correctamente en la mezcla.

En resumen, y como conclusión de los ensayos realizados sobre el Suelo-Arena-Emulsión, se aprecia una clara mejora en la adición del betún al estabilizado. Pero es fundamental que haya una reducción al menos del 40 % de la humedad óptima para que el estabilizado trabaje correctamente en un pavimento.

Es factible afirmar que el Suelo-Arena-Bitumen trabaja como un **suelo cohesivo** para humedades cercanas a la óptima de compactación. A medida que ésta disminuye progresivamente, se comporta como un **granular no tratado**, como se aprecia en los ensayos para una Humedad Residual del 60 %; y como material **ligado** con humedades cercanas a cero. Esta delimitación así determinada podrá tener modificaciones en función, fundamentalmente, del tipo de suelo a utilizar; no obstante, en todas las experiencias consultadas, las Humedades Residuales de las capas SAE encontradas en obra eran menores al 60 % [5].

7. DISEÑO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE COSTES

Con los datos que se obtienen de las caracterizaciones de los estabilizados, se procede a realizar el “Diseño Estructural de Pavimentos”, para poder apreciar su comportamiento en el paquete estructural de una ruta, según una carga de tránsito establecida.

Se estudia este comportamiento mediante el programa de Diseño Mecanicista “BackViDe” [14], de la Universidad Nacional de Rosario.

El análisis se va a dividir en tres etapas. En una primera, se va a estudiar el comportamiento del estabilizado SAE y SAAE (SAB) en condiciones de humedades residuales próximas al 60 %, con módulos obtenidos en el apartado anterior. En la segunda, se analizan los estabilizados en condiciones adversas de humedades cercanas a la óptima o humedades residuales de valores aproximados a 100 %. Finalmente, a modo de comparación, se va a estudiar el comportamiento de una base granular cementada, de uso habitual en rutas provinciales y nacionales del litoral argentino.

Para el análisis estructural se va a adoptar el siguiente paquete estructural, donde la única capa que va a cambiar sus propiedades es la correspondiente a la base (figura 13).

Paquete Estructural	Espesor
Concreto Asfáltico	0,05 m
Base Suelo-Arena-Bitumen	Variable
Sub Base Suelo A-4	0,20 m
Subrasante Mr = 40 MPa	

Figura 13. Paquete estructural SAB.

En el primer análisis, se usa la ecuación constitutiva (ecuación 3) para el Mr del SAB. Se estudia un rango variable de módulos desde 500 MPa a 1500 MPa.

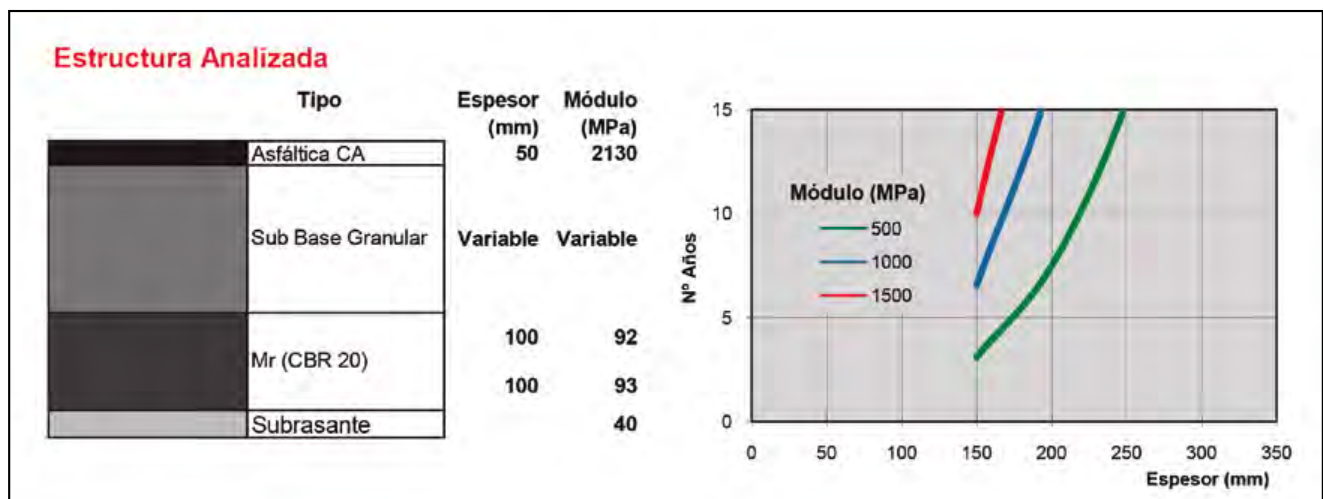


Figura 14. Resultados del análisis estructural para SAB como sub-base granular.

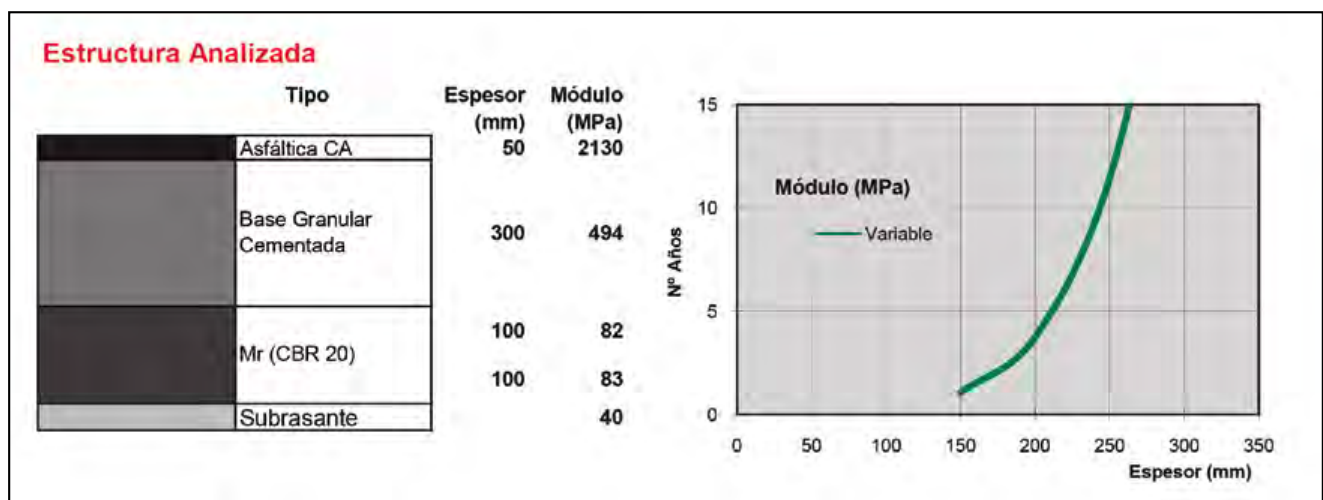


Figura 15. Resultados del análisis estructural de la base granular cementada.

En la gráfica representada en la figura 14, se aprecia que con espesores de 22 cm se alcanza una vida de servicio de 10 años.

En el segundo análisis se efectúa el mismo cálculo, pero con las condiciones de humedad residual cercanas al 100 %. En este caso, la vida útil para el mismo espesor de 22 cm no alcanza los 2 años de duración. De modo tal que se descartan definitivamente los curados que conserven en mayor medida la humedad del estabilizado.

Finalmente, con el fin de comparar los resultados obtenidos hasta el momento, se analiza el mismo paquete estructural con una base de uso tradicional actualmente en la provincia de Santa Fe, como lo es el estabilizado granular cementado (figura 15). Para esta base, el criterio es asignarle un módulo efectivo obtenido como función del módulo asignado a la capa inferior y acotado a un máximo de 700 MPa.

Los resultados obtenidos (figura 15) son similares a los del estabilizado SAB con humedades residuales bajas. Se da como válida la comparación, para continuar con el análisis económico de estas dos capas, siendo necesaria una capa de 20 cm de espesor para una vida útil de 10 años.

Es fundamental también hacer hincapié en que la falla de este último paquete estructural va a estar dada por la fisuración del estabilizado granular cementado. Esta

fisuración se va a propagar seguramente hacia capas superiores, trayendo consigo grandes desventajas en la carpeta de rodadura.

Por otro lado, la falla del SAB se da por ahuellamiento de la subrasante. Este estabilizado acompaña la deformación del paquete estructural, reduciendo la propagación de fisuras que sucede seguramente en el caso anterior siempre y cuando la Hr no tienda a cero.

Es fundamental para su aplicación no solo la ventaja medioambiental sino también la económica. Es decir, se debe realizar una evaluación comparativa entre el costo de una estructura construida con base de Suelo-Arena-Bitumen y el de una base típica de un estabilizado granular cementado apoyado en un suelo estabilizado con cal.

También se precisa, debido a las grandes variaciones de la economía a nivel local, una comparativa con otros años, por ejemplo 2018 (tabla 12). Se adopta como 100 % el costo del Estabilizado Granular al objeto de efectuar la comparación en porcentajes con el resto de los estabilizados.

La comparativa económica no es favorable, pero esto se debe principalmente a la crisis económica que atraviesa el país en el último año. Se observa que en 2018 el estabilizado SAB era un material rentable, en comparación con los estabilizados granulares con cemento.

Tabla 13. Comparativa de costes de estabilizaciones con valores de 2018 y 2019

Material	Espesor (cm)	€/m ³ jul-2018	%	€/m ³ sep-2019	%
SAE	22	37.2	83	67.5	120
SAAE	22	35.6	79	61.6	115
Estabilizado Granular	25	44.8	100	52.6	100
Suelo-Cal	20	17.5	39	21.9	39

El producto obtenido es de gran calidad en función de los estudios realizados, pero se debe aguardar a condiciones económicas más favorables del país para proceder a su aplicación.

8. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Luego del estudio llevado a cabo y en función del objetivo general de adoptar protocolos de dosificación, control en obra y caracterización dinámica de mezclas de Suelo-Arena-Bitumen, como base y sub-base de pavimentos flexibles, se puede concluir lo siguiente.

El diseño del estabilizado Suelo-Arena-Bitumen se basa en los parámetros de corte “c” y “φ”, y en el comportamiento resiliente del mismo a través del ensayo triaxial dinámico.

Para la determinación de los parámetros de corte, se determinan a través del ensayo triaxial Estático (STT) o el uso conjunto de los resultados de los ensayos compresión simple (UCS) y la tracción indirecta por compresión diametral (ITS). Estos son ensayos más comunes y simples, tienen la ventaja fundamental de encontrarse en todo campamento de obra y no tener la necesidad de enviarlos a laboratorios centrales o externos.

Otro aspecto muy importante a tener en cuenta es el curado de las probetas en el diseño de la mezcla. Las condiciones de curado que otorgaron mejores resultados, fueron las que provocaron una pérdida de humedad de entre un 40 % y 60 % de la humedad óptima. Entre ellas se destaca el curado de 24 hs a temperatura ambiente y luego el secado en horno (hasta obtener una Hr=60 %) en obra; y el curado de 72 hs (3 días) a temperatura ambiente promedio de 25 °C.

En segundo lugar, durante el estudio del diseño de la mezcla mediante caracterización dinámica, se observan tres comportamientos marcados en función del módulo resiliente (Mr) del material (adoptado como parámetro válido para su evaluación dinámica).

Para humedades residuales del 100 % (humedad óptima), el Suelo-Arena-Bitumen trabaja como un **suelo cohesivo**, siendo la condición más desfavorable. En humedades residuales de entre 40 y 60 %, se aprecia un comportamiento similar al de un material **granular no tratado**. Por último, con humedades inferiores, el SAB actúa como material **ligado**. Este último módulo es ampliamente mayor que los primeros dos, pero esta condición es para una humedad de valores casi nulos que, dependiendo de las condiciones climáticas, se podrían alcanzar al cabo de varios meses o nunca. Además, si alcanzara este estado es muy probable que la

rigidez del material ante la aplicación de cargas provoquen la fisuración del mismo y, por lo tanto, un deterioro del módulo resiliente (disminución del mismo). Se verifica así el curado recomendado en el párrafo anterior.

En tercer lugar, en cuanto a su diseño estructural, el material puede reemplazar sin inconvenientes al estabilizado granular cementado utilizado comúnmente en el litoral argentino. Para iguales espesores y cargas de tránsito se obtuvieron vidas en servicio similares.

En cuarto lugar, a pesar de que el SAB, hoy en día, no logra verificar los costes comparativos, es necesario efectuar estudios económicos periódicos. El coste de este material oscila en función del coste del asfalto, pudiendo variar notablemente de un año a otro, como se observó en 2019 en el estudio realizado.

Por estas razones, el estabilizado Suelo-Arena-Bitumen es un material que puede traer grandes mejoras en el futuro, tanto económicas como medioambientales.

Respecto a la construcción de las capas de SAB, se recomienda hacer en capas aproximadas de 10 cm de espesor (dos capas en una base), para lograr la evaporación del agua. En cuanto a la compactación a usar, rodillos tipo “pata de cabra”, liso o aplanadora y neumático, con el fin de lograr una compactación homogénea en todo su espesor.

Para estudios futuros se recomienda volver a estudiar detenidamente el estabilizado Suelo-Arena-Asfalto Espumado debido a que la metodología de preparación desarrollada en laboratorio no alcanza los valores de Vida Media y Razón de Expansión necesarios y, por tanto, no se logra una buena distribución del asfalto en el Suelo-Arena. Mediante el uso de la maquinaria apropiada para espumar el asfalto correctamente es probable que estos valores puedan mejorarse.

9. REFERENCIAS

- [1] Azanza, A., y Angelone, S. (2020). Estabilizados de suelo arena y emulsión. *Ingeniería Civil*, n° 195, pp. 46-55.
- [2] Azanza, A. (2020). *Caracterización Dinámica de Estabilizados Suelo Arena Emulsión*. Tesis de Maestría en Ingeniería Vial. Santa Fe (Argentina): Escuela de Posgrado y Educación Continua. Universidad Nacional de Rosario.
- [3] Poncino, H., et al. (1990). Suelo Arena Emulsión. XVI Reunión del Asfalto. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires (Argentina). <http://imae.fceia.unr.edu.ar/eventos/detalle/63/laboratorio-vial>
- [4] Dirección Nacional de Vialidad (2017). *Normas de Ensayos*. Buenos Aires (Argentina): DNV. <http://www1.frm.utn.edu.ar/labvial/Normas%20de%20Ensayo.pdf>
- [5] Ermaccora, E., Hillar, P., et al. (2000). *Estabilizados de suelo arena y emulsión en la provincia de Santa Fe*. Santa Fe (Argentina): Dirección Provincial de Vialidad. <https://es.scribd.com/document/216880680/Suelo-Arena-Emulsion>.
- [6] Wirtgen (2018). *Manual de reciclaje en Frío*. <http://www.wirtgen.de/es/gama-de-productos/estabilizadoras-de-suelos-y-recicladoras-frio/recicladoras-frio/>
- [7] You, Z., Goh, S.W., y Dai, Q. (2011). *Laboratory Evaluation of Warm Mix Asphalt*. Houghton (MI/EE UU): Department of Civil and Environmental Engineering. Michigan Technological University. https://www.michigan.gov/documents/mdot/MDOT_Research_Report_RC1556_372525_7.pdf

[8]AENOR (2020). UNE-EN 12697-31:2020. *Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo. Parte 31: Preparación de la muestra mediante compactador giratorio*. <https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma/?c=N0063147>.

[9]NORMA ARGENTINA IRAM 10529 (1985). *Método de ensayo de compresión triaxial en suelos cohesivos sobre probetas no consolidadas ni drenadas*.

[10]LEMaC U.T.N (2003). Estabilizantes Iónicos de Suelos para la Construcción. *Jornadas SAM/CONAMET/SIMPOSIO. Centro de Investigaciones Viales, UTN, La Plata*. https://lemac.frlp.utn.edu.ar/wp-content/uploads/2011/12/2003_Estabilizantes-Ionicos-de-Suelos_SAM-CONAMET.pdf

[11]American Association of State Highway and Transportation Officials (2003). *Determining the Resilient Modulus of Soils*

and Aggregate Materials (AASHTO DESIGNATION T307-99). Washington, DC: AASHTO.

[12]Garrote Villar, E. (2006). El ensayo de tracción indirecta. En *Efecto de la temperatura en la tenacidad de diferentes mezclas bituminosas*. Tesis inédita. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3324/55872-8.pdf?sequence=8&isAllowed=y>

[13]Asphalt Academy (2009). *Technical Guideline: Bitumen Stabilized Materials*. TG-2 (2nd ed.). Pretoria (Sudáfrica).

<http://www.asphaltacademy.co.za/events/categories/publications/tg2-bitumen-stabilised-materials/>

[14]Giovanon, P (2013). Modelo mecanicista empírico para análisis de pavimentos flexibles. *Asfalto y Pavimentación*, 3(9): pp. 25-37. https://asefma.es/wp-content/uploads/2014/02/asfalto_09.pdf

Metodología aproximada para el análisis de una viga en curva circular usando un elemento recto de parrilla en la cuerda de la curva

Approximated Methodology for a Circular Curved Beam Analysis Using a Straight Grid Element on the Curve Chord

José Christian Chanchí Golondrino^{1*}, Evelyn Esperanza Burbano Argoty², Juan Sebastián Delgado Trujillo³, María Victoria Gómez Quintero⁴

Resumen

Las vigas en curva son usadas en diferentes aplicaciones en Ingeniería Civil y Mecánica. El análisis estructural de vigas en curva por métodos actualmente disponibles es complejo. Este artículo propone un método simple para el análisis de una viga en curva circular usando un elemento recto de parrilla en la cuerda de la curva. El método propuesto es validado numéricamente para vigas en curva empotradas en ambos extremos, con ángulos centrales entre 1° y 180° y analizadas con un método convencional elástico para vigas en curva. Un análisis paramétrico de la influencia de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de la viga en curva sobre las reacciones de la viga fue realizado usando el método convencional elástico. Los resultados muestran que para vigas en curva con ángulos centrales menores o iguales a 60° , las reacciones calculadas con el método propuesto varían entre el 78 % y 100 % de las calculadas con el método convencional elástico. Los resultados también muestran que mientras las reacciones en el método propuesto no son influenciadas por las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal, las reacciones en el método convencional son influenciadas hasta el 18 % para vigas en curva con factores de rigidez de 0.50-2.0, el cual fue obtenido a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de la viga en curva. El método propuesto puede ser usado como herramienta para el pre-dimensionamiento rápido de vigas en curva debido a que este es de fácil adopción, sus ecuaciones son simples, fáciles de programar y similares a las de vigas rectas.

Palabras clave: vigas en curva, análisis aproximado de vigas en curva, análisis matricial, elemento de parrilla.

Abstract

Curved beams are frequently used for different applications in Civil and Mechanical engineering. Structural analysis of curved beam using current available conventional methods is complex. This paper lays out a simple methodology for analyzing a circular curved beam using a straight grid element on the curve chord. The aforementioned method was validated for curved beams with both fixed ends, central angles of 1° - 180° , and analyzed by a conventional elastic method for curved beams. A parametric analysis of the influence of the geometrical and mechanical beam cross section properties on the curved beam reactions was undertaken using the conventional elastic method. Results show that for curved beams with central angles equal to or less than 60° , the beam reactions predicted with the proposed method were 78 %-100 % of those predicted with the conventional elastic method. Results also show that while reactions in the proposed method are independent of the geometrical and mechanical beam cross section properties, reactions in the elastic conventional method are dependent up to 18 % for curved beams with stiffness factors of 0.50-2.0, which was obtained from the geometrical and mechanical properties of the curved beam cross section. Thus, the proposed method can be used as a tool for a fast first design approach of curved beams, since it's easy on the uptake, and its equations are simple, easy to program and similar to those for straight beams.

Keywords: curved beams, approximate analysis of curved beams, matrix analysis, grid element.

1. INTRODUCCIÓN

Las vigas en curva tienen diversas aplicaciones en ingeniería civil e ingeniería mecánica (Excel Douglas, 2018). Estructuras tales como puentes, balcones, teatros, auditorios, tanques elevados y elementos de máquinas, pueden

ser ensambladas usando vigas en curva (Buckner Moorman, 1937; Ali y Henzah, 2014). El análisis de vigas en curva es complejo, no solo porque sus acciones internas interactúan en el espacio, sino también porque estas acciones internas son afectadas por la deformabilidad de la sección transversal de la viga en curva (Buckner Moorman, 1937; Gendy y Saleeb, 1992; Yang y Kuo, 1987).

Los primeros trabajos investigativos en análisis de vigas en curva obtuvieron las ecuaciones de las acciones internas ignorando la deformabilidad de la sección transversal y usando teoremas energéticos o ecuaciones diferenciales basadas en equilibrio (Buckner Moorman, 1937; Wong, 1970; Komendant, 1972). Esta metodología es laboriosa debido a que la complejidad de las ecuaciones de las

* Autor de contacto: jcchanchigo@unal.edu.co

¹ Profesor Asociado. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.

² Ingeniera Civil-Egresada de la Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.

³ Ingeniero Civil-Egresado de la Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.

⁴ Ingeniera Civil-Egresada de la Universidad Nacional de Colombia-Sede Manizales.

acciones internas aumenta con la cantidad de luces de la viga y con la complejidad de la función que define el caso de carga. Trabajos de investigación posteriores usaron análisis matricial para la obtención de las acciones internas de vigas en curva (Tuma, 1988; Chanchí, 2001; Excel Douglas, 2018; Upadhyay *et al.*, 2018). En análisis matricial, las ecuaciones que rigen las acciones internas de la viga en curva obtenidas a partir de métodos energéticos, son organizadas en ecuaciones matriciales que relacionan las fuerzas externas con los desplazamientos a través de una matriz que cuantifica la rigidez de la viga en curva. Esta metodología es aplicable a vigas en curva continuas y requiere programación extensa en un paquete computacional matemático. El análisis matricial también ha sido usado para reducir la complejidad del análisis de vigas en curva, considerando la trayectoria de la viga en curva como una sucesión de elementos rectos (Weissman, 1970; Yoda *et al.*, 1983; Gendy y Saleeb, 1992; Excel Douglas, 2018).

Aunque esta metodología se ha validado numéricamente, su aplicación práctica es laboriosa para vigas de gran longitud debido a que buenas aproximaciones se logran para elementos rectos subtendidos en ángulos menores o iguales a 10° (Yoda *et al.*, 1983). Recientemente se ha introducido el análisis de vigas en curva a través del método de los elementos finitos con el fin de cuantificar el efecto de la deformabilidad de la sección transversal sobre las acciones internas (Gendy y Saleeb 1992; Hall *et al.*, 1999; Yang y Kuo 1987). No obstante, el método de los elementos finitos permite desarrollar un análisis riguroso de las vigas en curva, los paquetes computacionales de elementos finitos usan condiciones de borde que son difíciles de elegir para diseñadores de poca experiencia y estos paquetes no siempre están al alcance de todos los diseñadores. Estas características reducen la aplicabilidad del método de elementos finitos.

Los anteriores trabajos investigativos muestran que diferentes metodologías para el análisis de vigas en curvas han sido propuestas. Sin embargo, la aplicación de estas metodologías requiere:

1. El dimensionamiento previo de la sección transversal de la viga en curva, con el fin de obtener propiedades geométricas
2. La elección previa del material de la sección transversal de la viga en curva, con el fin de obtener propiedades mecánicas
3. El uso de ecuaciones complejas o el uso de paquetes computacionales especializados

Estos requerimientos conducen a que el análisis de vigas en curva sea dispendioso, complejo, lento y dependiente de la relación entre las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de la viga en curva, expresadas a través de un factor denominado el factor de rigidez (Tuma, 1988). Para efectos de pre-dimensionamiento y pre-diseño de vigas en curva, una metodología aproximada que permita cuantificar rápidamente las acciones internas de vigas en curva y que requiera poca información de entrada es requerida. Por tal razón, este artículo propone una metodología sencilla y rápida para el análisis de vigas en curva circulares usando un elemento recto de parrilla localizado en la cuerda de la curva. El método propuesto ignora el efecto de la deformabilidad de la sección sobre

las acciones internas, las ecuaciones son similares a las de vigas rectas, usa un bajo número de variables de entrada y puede programarse fácilmente. El método propuesto es validado analíticamente para el caso de una viga en curva de una luz empotrada en ambos extremos analizada con el método convencional para el análisis de vigas en curva y definido por (Tuma, 1988). Usando este método convencional y a través de un análisis paramétrico, también se calculó el efecto del factor de rigidez sobre las reacciones en los soportes de la viga en curva. Este factor de rigidez fue obtenido a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de la viga en curva. Respuestas a las siguientes preguntas son obtenidas en este artículo:

1. ¿Es posible plantear un método para obtener las reacciones de una viga en curva usando un elemento recto de parrilla en la cuerda de la curva?
2. ¿Cuál es el rango de valores del factor de rigidez para vigas en curva construidas con materiales y secciones transversales de uso común en Ingeniería Civil e Ingeniería Mecánica?
3. ¿Cuál es la influencia de las propiedades mecánicas y geométricas de la sección transversal de la viga en curva, en el cálculo de las reacciones con el método convencional y el propuesto?
4. ¿Con qué precisión el método propuesto predice las reacciones de la viga en curva, respecto al método convencional?
5. ¿Cuáles son las aplicaciones, ventajas y limitaciones del método propuesto?

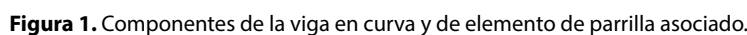
2. MÉTODOS ANALÍTICOS Y MATERIALES

2.1. Definición de viga en curva

La viga en curva es un elemento prismático cuyo eje axial recorre una curva circular y soporta cargas en dirección perpendicular al plano que contiene el eje axial, como se muestra en la figura 1. La viga en curva se localiza espacialmente mediante tres sistemas de ejes coordenados ortogonales que siguen las direcciones X, Y, Z cumpliendo la regla de la mano derecha, como se muestra en la figura 1 y son definidos:

1. Sistema local en la cuerda de la curva x_p, y_p, z_p , contiene la cuerda y su eje x_p coincide con la orientación de la cuerda, como se muestra en la figura 1
2. Sistema local en la curva x_c, y_c, z_c , es definido para cada punto de la curva, el eje x_c coincide con la tangente en cada punto de la curva y el eje z_c coincide con el radio de la curva en el punto, como se muestra en la figura 1
3. Sistema global X_g, Y_g, Z_g , contiene el sistema local de la cuerda y todos los sistemas locales de la curva en un solo cuadrante, como se muestra en la figura 1

Una viga en curva se define geométricamente por el ángulo central de la curva, 2θ , comprendido entre los radios de la curva, r , que interceptan el extremo izquierdo, L , y el extremo derecho, R , de la viga en curva, como se muestra en la figura 1. La sección transversal de la viga en curva es definida geométricamente por el momento de inercia respecto al eje z_c en el sistema local de la curva, I , y por el momento polar de inercia respecto al eje x_c en el sistema local



2.2. Elemento de parrilla asociado a la viga en curva

$$Lc = 2 \times r \times \text{sen}\theta \quad [1]$$

2.3. Apoyos, fuerzas externas y acciones internas de la viga en curva y del elemento de parrilla asociado

La viga en curva y el elemento de parrilla asociado se consideran apoyados en sus extremos izquierdo y derecho en empotramientos, como se muestra en la figura 2. Para la viga en curva, dos tipos de fuerzas externas paralelas al eje global Y_g son consideradas: puntual y uniformemente distribuida sobre toda la longitud. Para la solución de la viga en curva a partir del elemento de parrilla asociado, la fuerza puntual se traslada radialmente al elemento de parrilla asociado, como se muestra en la figura 2, y la fuerza distribuida se traslada sobre la longitud total del elemento de parrilla asociado. Tanto la fuerza puntual como la fuerza distribuida se trasladan desde la viga en curva y al elemento de parrilla asociado manteniendo su magnitud. Las acciones internas en un punto de la viga en curva en su eje local o en un punto del elemento de parrilla asociado en su eje local, corresponden a una fuerza cortante, V , sobre el eje y , a un momento flector, M , alrededor del eje z y a un momento torsor, T , alrededor del eje x , como se muestra en la figura 2.

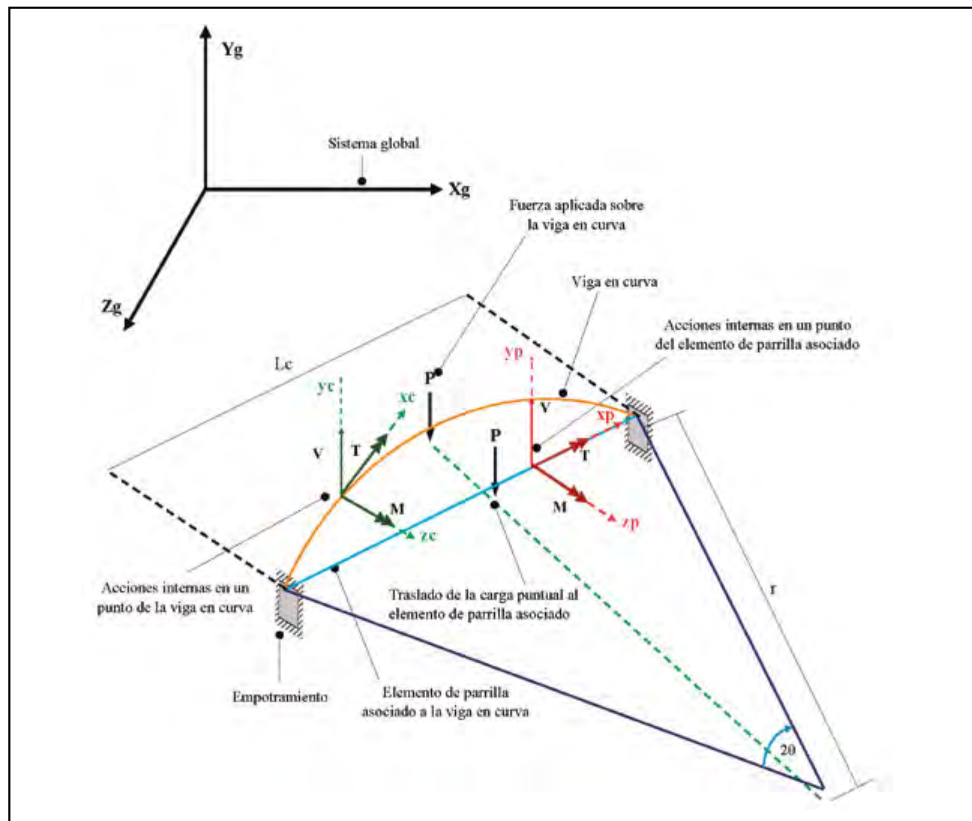


Figura 2. Apoyos, fuerzas externas y acciones internas de la viga en curva y del elemento de parrilla asociado.

2.4. Reacciones en los soportes de la viga en curva por el método convencional

El método convencional aquí usado es el definido por Tuma (1988). En este método convencional, las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva empotrada – empotrada, para los casos de carga puntual y de carga uniforme sobre toda la longitud de la viga en curva son definidos así: reacción de cortante, W_{Lo} , reacción de momento flector, Y_{Lo} , y reacción de momento torsor, X_{Lo} , como se muestra en la figura 3.

Para el caso de la carga distribuida sobre toda la longitud de la viga en curva, las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva son definidas por Tuma (1988), como:

$$W_{Lo} = \theta \times r \times w \quad [2]$$

$$X_{Lo} = (\text{sen}\theta - \theta \cos \theta) \times r^2 \times w \quad [3]$$

$$Y_{Lo} = \left[\frac{\left[\frac{(1+k)}{2} \times (\theta^2 \text{sen}\theta + 2\theta \cos \theta - 2\text{sen}\theta) \right] + \left[\frac{(1-k)}{2} \times (\text{sen}\theta - \theta \cos \theta) \times \cos^2 \theta \right]}{\left(\frac{(1+k)}{2} \times \theta \right) + \left(\frac{(1-k)}{2} \times \text{sen}\theta \times \cos \theta \right)} \right] \times r^2 w \quad [4]$$

$$k = \frac{E}{G} \times \frac{I}{J} \quad [5]$$

Para el caso de la carga puntual, las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva son definidas por Tuma (1988), como:

$$W_{Lo} = (K_1 \times G_{11} + K_2 \times G_{12} + K_3 \times G_{13}) \times p \quad [6]$$

$$X_{Lo} = (K_2 \times G_{11} + K_5 \times G_{12} + K_4 \times G_{13}) \times r \times p \quad [7]$$

$$Y_{Lo} = -(K_3 \times G_{11} + K_4 \times G_{12} + K_7 \times G_{13}) \times r \times p \quad [8]$$

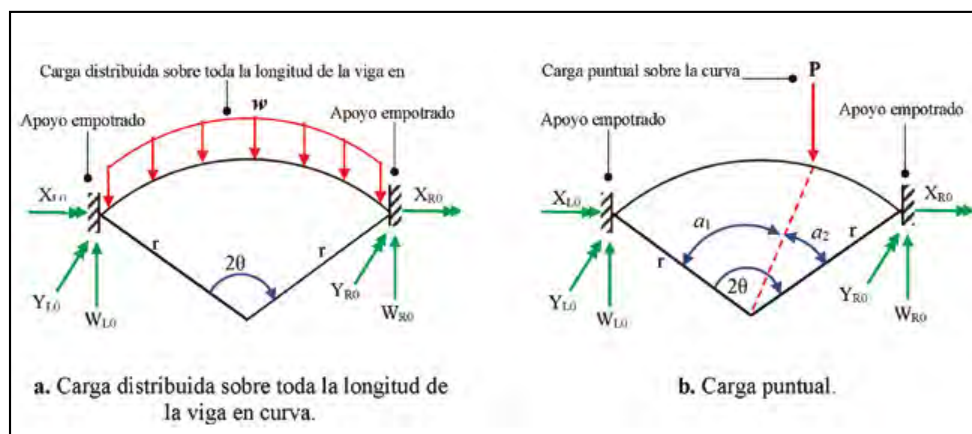


Figura 3. Reacciones de la viga en curva empotrada – empotrada con carga distribuida en toda la longitud y con carga puntual (Tuma, 1988).

Donde en las ecuaciones 3–8, para la viga en curva, r es el radio, 2θ es el ángulo central, w es la carga distribuida, P es la carga puntual, E es el módulo de elasticidad del material, I es el momento inercia de la sección transversal respecto al eje local de la curva zc , G es el módulo de corte del material y J es el momento polar de inercia de la sección transversal. El factor k definido por la ecuación 5 se denomina factor de rigidez. Este factor es adimensional y agrupa las propiedades geométricas de la sección transversal I y J y las propiedades mecánicas del material de la viga en curva E y G . Las variables K_1 a K_7 y G_{11} a G_{13} en las ecuaciones 6–8, son definidas por Tuma (1988), y son función de r , 2θ , k y del ángulo entre el punto de aplicación de la carga puntual y el apoyo derecho de la viga en curva, a_2 , mostrado en la figura 3b. Las expresiones de las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva, para el caso de la carga puntual, son presentadas en forma general en las ecuaciones 6-8, debido a que estas expresiones son extensas y matemáticamente complejas.

2.5. Reacciones en los soportes del elemento recto de parrilla

Las ecuaciones para el cálculo de las reacciones en los soportes de un elemento recto de parrilla empotrado–empotrado son las propuestas por Hurtado Gómez (2016). Estas ecuaciones son definidas para los casos de carga puntual y de carga uniforme sobre toda la longitud del elemento de parrilla y en el apoyo empotrado izquierdo así: reacción de cortante, $W_{L\text{ parrilla}}$, reacción de momento flector, $Y_{L\text{ parrilla}}$, y

reacción de momento torsor, $X_{L\text{ parrilla}}$, como se muestra en la figura 4.

Para el caso de la carga distribuida en toda la longitud del elemento de parrilla, las reacciones en el apoyo izquierdo del elemento recto de parrilla son definidas por Hurtado Gómez (2016), como:

$$W_{L\text{ parrilla}} = \frac{w \times Lc}{2} \quad [9]$$

$$Y_{L\text{ parrilla}} = \frac{w \times Lc^2}{12} \quad [10]$$

Para el caso de la carga puntual, las reacciones en el apoyo izquierdo del elemento recto de parrilla son definidas por Hurtado Gómez (2016), como:

$$W_{L\text{ parrilla}} = \frac{P \times La_2^2}{Lc^3} \times (3La_1 + La_2) \quad [11]$$

$$Y_{L\text{ parrilla}} = -\frac{P \times La_1 \times La_2^2}{Lc^2} \quad [12]$$

Donde en las ecuaciones 9–12, Lc es la longitud del elemento recto de parrilla, w es la carga distribuida, P es la carga puntual, La_1 es la distancia entre el apoyo izquierdo y el punto de aplicación de la carga puntual, y La_2 es la distancia entre el apoyo derecho y el punto de aplicación de la carga puntual, como se muestran en la figura 4. Debe notarse que para el elemento recto de parrilla y para las dos condiciones de carga, el momento torsor $X_{L\text{ parrilla}}$ es nulo debido a que el elemento recto de parrilla está aislado o no conectado a otro elemento de parrilla.

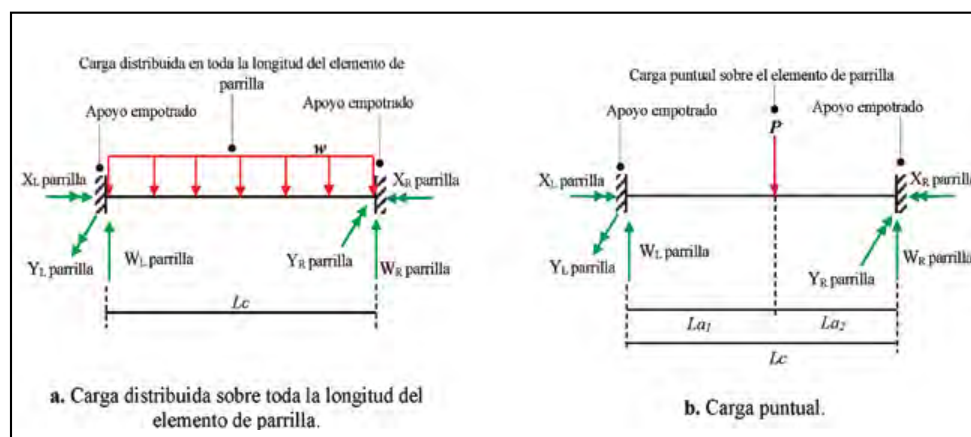


Figura 4. Elemento de parrilla empotrado – empotrado con carga distribuida en toda la longitud y con carga puntual (Hurtado Gómez, 2016).

2.6. Aproximación del método propuesto al convencional

La aproximación del método propuesto al convencional, A , es un valor no dimensional expresado en porcentaje y obtenido como el cociente entre una reacción de la viga en curva calculada por el método propuesto y el valor de la misma reacción calculada por el método convencional (Tuma 1988). Si A varía en el rango 85 %-115 % se considera una buena aproximación y si A varía en el rango 70–85 % o en el rango 115 %-130 % se considera una aproximación aceptable. Los valores de estos rangos fueron

definidos con el fin de considerar una aproximación buena o aceptable, cuando el método propuesto difiere del método convencional como máximo en el 15 % o en el 30 %, respectivamente. La aproximación del método propuesto al convencional, A , se calcula como:

$$A = \frac{MP}{MC} \times 100 \% \quad [13]$$

Donde, MP es el valor de una reacción calculada por el método propuesto y MC es el valor de la misma reacción calculada por el método convencional.

2.7. Materiales considerados en el análisis de la viga en curva

En el análisis de la viga en curva usando el método convencional (Tuma, 1988), concretos con resistencia a compresión de 21 MPa - 42 MPa y acero con resistencia a fluencia de 250 MPa, son considerados. Para estos materiales y el método convencional, el módulo de elasticidad, E , y el módulo de corte, G , son las propiedades mecánicas que definen el material de la viga en curva. Valores de E y G son listados en la tabla 1.

Tabla 1. Propiedades mecánicas de materiales considerados en el análisis de la viga en curva

Material	Resistencia a compresión o resistencia a fluencia	Módulo de elasticidad	Módulo de corte
	f'c o fy	E	G
	MPa	MPa	MPa
Concreto	21	21,538*	8,974*
	28	24,870*	10,362*
	35	27,805*	11,585*
	42	30,459*	12,691*
Acero	250	200,000 **	77,200 **

* Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo territorial 2010).

** Steel Construction Manual (American Institute of Steel Construction Inc. 2005).

2.8. Secciones transversales consideradas en el análisis de la viga en curva

En el análisis de la viga en curva por el método convencional (Tuma, 1988), secciones transversales de viga en curva circular, rectangular y cuadrada fueron consideradas. Estas secciones transversales se consideraron sólidas y huecas. En el método convencional, la sección transversal de la viga en curva es definida por el momento de inercia, I , respecto al eje local de la viga en curva zc mostrado en la figura 1 y el momento polar de inercia, J , respecto al eje local de la viga en curva xc mostrado en la figura 1. Expresiones de I y J para las secciones transversales consideradas se muestran en la tabla 2.

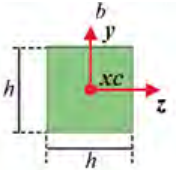
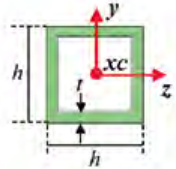
2.9. Influencia del factor de rigidez sobre las reacciones de la viga en curva

La influencia del factor de rigidez sobre las reacciones de la viga en curva, β , es un factor no dimensional que cuantifica la variación de las reacciones de la viga en curva con el factor de rigidez, k , definido en la ecuación 5. Este factor β es obtenido como el cociente entre el valor de una reacción de la viga en curva calculada con el método convencional Tuma (1988) para un factor de rigidez dado y el valor de la misma reacción calculada con el método convencional Tuma (1988) para un factor de rigidez unitario. La influencia del factor de rigidez sobre las reacciones de la viga en curva, β , se calcula como:

$$\beta = \frac{R_{ki}}{R_{k=1}} \quad [14]$$

Tabla 2. Propiedades geométricas de secciones rectas consideradas en el análisis de la viga en curva respecto a los ejes locales de la viga en curva xc , yc , zc mostrados en la figura 1

Tipo de sección transversal de viga en curva	Representación de la sección transversal de la viga en curva en el sistema de ejes locales de la viga en curva xc , yc , zc	Inercia respecto al eje local de la viga en curva zc	Momento polar de inercia respecto al eje local de la viga en curva xc
		I	J
Circular Sólida		$\S$ $I = \frac{\pi d^4}{64}$	$\S$ $J = \frac{\pi d^4}{32}$
Circular Hueca		$*$ $I = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{2}$	$*$ $J = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{2}$
Rectangular Sólida		$*$ $I = \frac{bh^3}{12}$	$\S$ $J = bh^3 \left[\frac{1}{3} - 0.21 \frac{h}{b} \left(1 - \frac{1}{12} \left[\frac{h}{b} \right]^4 \right) \right]$
Rectangular Hueca		$*$ $I = \frac{(3b + h) th^2}{6}$	$*$ $J = \frac{2b^2 h^2 t}{b + h}$

Tipo de sección transversal de viga en curva	Representación de la sección transversal de la viga en curva en el sistema de ejes locales de la viga en curva xc, yc, zc	Inercia respecto al eje local de la viga en curva zc	Momento polar de inercia respecto al eje local de la viga en curva xc
		I	J
Cuadrada Sólida		$I = \frac{h^4}{12}$	$J = 0.141h^4$
Cuadrada Hueca		$I = \frac{2h^3t}{3}$	$J = h^3t$

* Handbook of Structural and Mechanical Matrices (Tuma, 1988).

§ Roark's Formulas for Stress and Strain (Young, 2002).

! Roark's Formulas for Stress and Strain (Young, 2002) y Handbook of Structural and Mechanical Matrices (Tuma, 1988).

Donde, R_{ki} es el valor de una reacción de la viga en curva calculada con un factor de rigidez k dado y $R_{k=1}$ es el valor de la misma reacción calculada con un factor de rigidez k unitario.

3. DESARROLLO DEL MÉTODO PROPUESTO

3.1. Principio y suposiciones del método propuesto

El método propuesto se basa en obtener las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva a partir de las reacciones en el apoyo izquierdo del elemento recto de parrilla y calculadas cuando el elemento de recto de parrilla es sometido a las mismas cargas de la viga en curva. En el método propuesto, los diagramas de corte, momento flector y momento torsor de la viga en curva pueden ser obtenidos a partir de las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva. El método propuesto no es aplicable al cálculo de deflexiones de la viga en curva. Las siguientes suposiciones son usadas para el desarrollo del método propuesto:

1. El material de la viga en curva se comporta elásticamente
2. Las dimensiones de la sección transversal de la viga en curva son pequeñas cuando son comparadas con el radio de la curva y con la longitud de la viga en curva
3. La sección transversal de la viga en curva es rígida en su propio plano, de tal manera que esta no sufre distorsión
4. No se considera el alabeo de la viga en curva

3.2. Traslado de las cargas de la viga en curva al elemento recto de parrilla asociado

En el método propuesto, las cargas sobre la viga en curva son trasladadas al elemento recto de parrilla asociado manteniendo su magnitud. Para el caso de la carga distribuida en toda la longitud de la viga en curva, esta

se aplica en toda la longitud del elemento recto de parrilla, como se muestra en la figura 5a. Para el caso de la carga puntual sobre la viga en curva, esta se traslada al elemento recto de parrilla asociado sobre el radio que contiene el punto en la curva sobre el cual actúa la carga puntual, como se muestra en la figura 5b. Debe notarse que al trasladar la carga distribuida de la viga en curva al elemento recto de parrilla asociado, manteniendo la magnitud, las reacciones sobre el elemento recto de parrilla asociado serán inferiores a las de la viga en curva. Esto es debido a que la longitud del arco es mayor que la de la cuerda. Esta consideración hace que el método propuesto sea una aproximación de cálculo. La validez de esta aproximación se evalúa en la sección 4.3 en donde se compara el método propuesto con el método convencional Tuma (1988).

3.3. Descomposición de reacciones del elemento de parrilla asociado sobre la viga en curva

Las reacciones en los apoyos del elemento recto de parrilla asociado y debidas a las cargas trasladadas desde la viga en curva, para los casos de carga distribuida en toda la longitud y carga puntual se muestran en las figuras 6a–b. Estas reacciones, para cada caso de carga y en cada apoyo del elemento recto de parrilla corresponden a la reacción de cortante, W_{parrilla} , y a la reacción de momento flector, Y_{parrilla} , como se muestra en las figuras 6a–b. Para el apoyo izquierdo del elemento recto de parrilla, estas reacciones son definidas por las ecuaciones 9-12 de la sección 2.5.

En la figuras 6c–d, las reacciones en los apoyos del elemento recto de parrilla asociado, debidas a las cargas trasladadas desde la viga en curva, fueron descompuestas sobre los ejes locales de la viga en curva xc, yc y zc . La reacción de cortante del elemento recto de parrilla asociado, W_{parrilla} , se considera igual a la reacción de cortante de la viga en curva, W_{curva} , debido a que los ejes locales verticales de estos dos elementos (yp y yc) son colineales, como se muestra en la figura 6c. La reacción de momento flector del elemento recto de parrilla asociado, Y_{parrilla} , fue descompuesta sobre

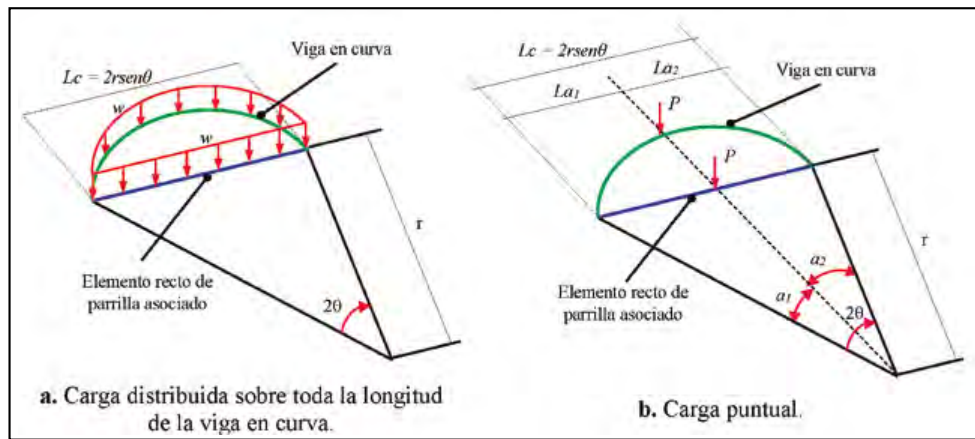


Figura 5. Traslado de las cargas de la viga en curva al elemento recto de parrilla asociado (Apoyos de la viga en curva y del elemento recto de parrilla no son mostrados).

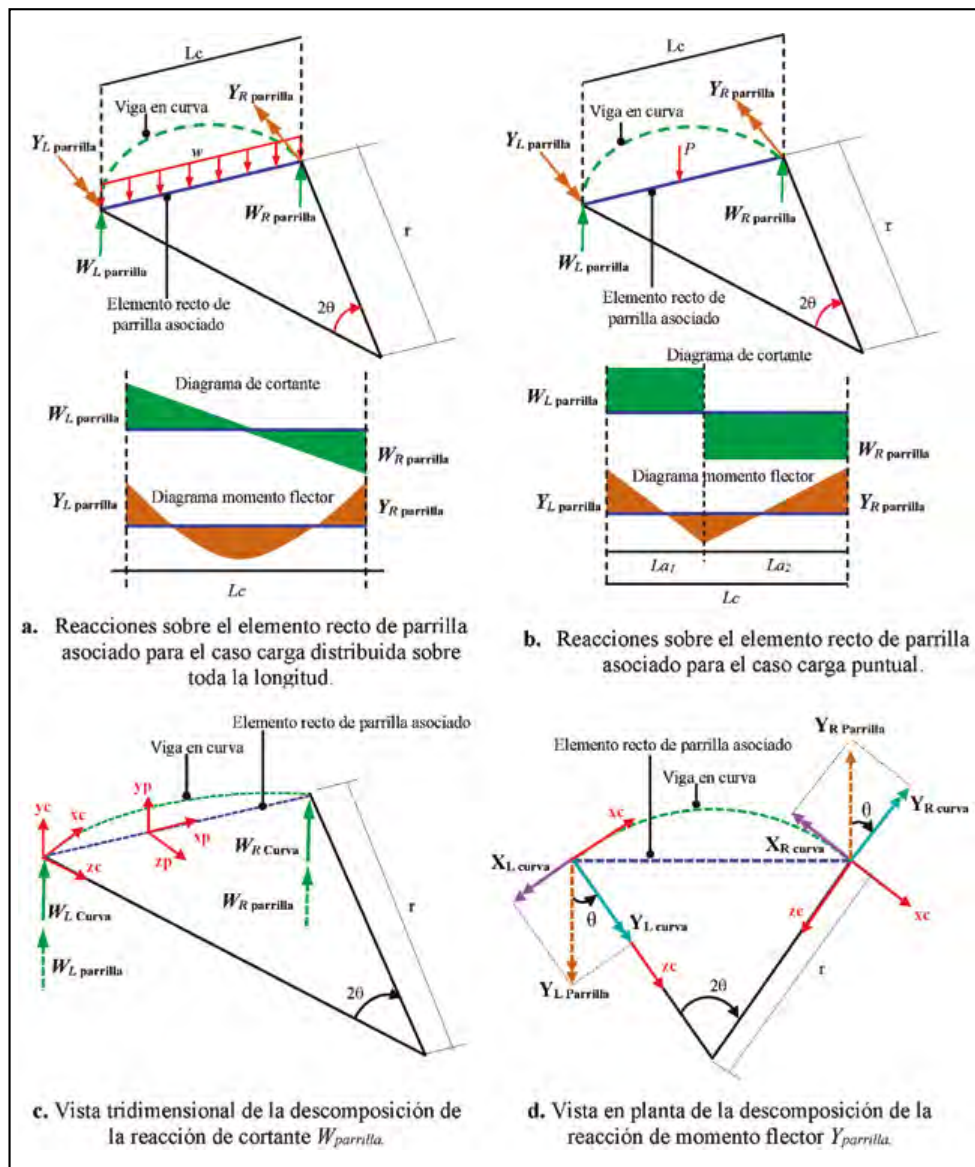


Figura 6. Reacciones sobre el elemento recto de parrilla asociado y descomposición de las reacciones del elemento recto de parrilla asociado sobre las reacciones de la viga en curva para los casos de carga distribuida sobre toda la longitud y puntual.

los ejes locales de la viga en curva x_c y z_c usando el semi-ángulo central de la curva, θ , para generar sobre la viga en curva el momento torsor, X_{curva} , y el momento flector, Y_{curva} , como se muestra en la figura 6d.

Basados en la figura 6 y en la descomposición descrita anteriormente, las ecuaciones del método propuesto para las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva son:

1. Para el caso de la carga distribuida sobre toda la longitud de la viga en curva:

$$W_{L\text{ curva}} = r \times w \times \text{sen}\theta \quad [15]$$

$$X_{L\text{ curva}} = \frac{w \times Lc^2}{12} \times \text{sen}\theta \quad [16]$$

$$Y_{L\text{ curva}} = \frac{w \times Lc^2}{12} \times \cos\theta \quad [17]$$

2. Para el caso de la carga puntual en la viga en curva:

$$W_{L\text{ curva}} = \frac{P \times La_2^2}{Lc^3} \times (3La_1 + La_2) \quad [18]$$

$$X_{L\text{ curva}} = \frac{P \times La_1 \times La_2^2}{Lc^2} \times \text{sen}\theta \quad [19]$$

$$Y_{L\text{ curva}} = -\frac{P \times La_1 \times La_2^2}{Lc^2} \times \cos\theta \quad [20]$$

Donde en las ecuaciones 15–20, Lc es la longitud del elemento recto de parrilla, w es la carga distribuida, P es la carga puntual, r es el radio de la curva, θ es el semi-ángulo central de la curva, La_1 es la distancia entre el apoyo izquierdo y el punto de aplicación de la carga en el elemento recto de parrilla, y La_2 es la distancia entre el apoyo derecho y el punto de aplicación de la carga en el elemento recto de parrilla, como se muestran en la figura 5.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. Rango de variación del factor de rigidez para vigas en curva

El factor de rigidez, k , definido por la ecuación 5 en la sección 2.4, es usado para el análisis de vigas en curva en el método convencional (Tuma, 1988). Para determinar el rango de variación de k , la ecuación 5 fue expresada como el producto de dos factores denominados factor de material, k_{material} , y factor de geometría, $k_{\text{geometría}}$, los cuales son definidos:

$$K_{\text{material}} = \frac{E}{G} \quad [21]$$

$$K_{\text{geometría}} = \frac{I}{J} \quad [22]$$

En donde, para el material de la viga en curva, E y G son el módulo de elasticidad y el módulo de corte, respectivamente, y para la sección transversal de la viga en curva, I y J son el momento de momento de inercia respecto al eje local de la viga en curva zc y el momento polar de inercia respecto al eje local de la viga en curva xc , respectivamente.

Valores de k_{material} de 2.40 y 2.60 fueron obtenidos para concreto y acero, respectivamente. Estos valores fueron obtenidos usando la ecuación 21 y los valores de E y G definidos en la tabla 1 de la sección 2.7. Valores de $k_{\text{geometría}}$ entre 0.50 y 0.66 fueron obtenidos para las secciones transversales de la viga en curva presentadas en la tabla 2 de la sección 2.8 y usando la ecuación 22. Valores detallados de $k_{\text{geometría}}$ son presentados en la tabla 3. La tabla 3 muestra que para secciones transversales circulares y cuadradas,

indiferente si son huecas o sólidas, $k_{\text{geometría}}$ es constante. Sin embargo, para secciones transversales rectangulares huecas o sólidas, $k_{\text{geometría}}$ varía en un rango dependiente de la relación entre la altura y la base de la sección rectangular, h/b .

Tabla 3. Factor de geometría, $k_{\text{geometría}}$, para las secciones transversales de la viga en curva listadas en la tabla 2 de la sección 2.8

Sección transversal de la viga en curva	$k_{\text{geometría}}$
	()
Circular sólida	0.50
Circular hueca	0.50
Rectangular sólida	0.25 – 0.59
Rectangular hueca	0.25 – 0.66
Cuadrada sólida	0.59
Cuadrada hueca	0.66

Para secciones rectangulares sólidas y huecas, $k_{\text{geometría}}$ en función de h/b , fue calculado en la tabla 3 usando las ecuaciones 23–24, respectivamente. En ambos casos, los límites inferior y superior del rango de $k_{\text{geometría}}$ fueron obtenidos para $h/b = 0.0$ y $h/b = 1.0$, los cuales corresponden a secciones muy anchas y poco altas, de aplicación común en puentes, y a secciones cuadradas, respectivamente. De acuerdo a los resultados en la tabla 3, se puede establecer que el factor de geometría, $k_{\text{geometría}}$, para las secciones transversales consideradas en la tabla 2 de la sección 2.8 varía en el rango 0.25–0.66.

$$k_{\text{geometría}} = \frac{1}{12 \times \left[\frac{1}{3} - 0.21 \frac{h}{b} \times \left(1 - \frac{1}{12} \times \left[\frac{h}{b} \right]^4 \right) \right]} \quad [23]$$

$$k_{\text{geometría}} = \frac{1}{12} \times \left[3 + \frac{h}{b} \right] \times \left[1 + \frac{h}{b} \right] \quad [24]$$

Usando los rangos obtenidos anteriormente para el factor de material, k_{material} y el factor de geometría, $k_{\text{geometría}}$, el factor de rigidez, k , se calculó como el producto de estos dos factores, de acuerdo a la ecuación 5. Los límites inferior y superior de factor de rigidez k fueron obtenidos en la tabla 4, como el producto de los mínimos y máximos valores de ambos factores, respectivamente. La tabla 4 muestra que para las secciones transversales definidas en la tabla 2, las cuales son de uso común en aplicaciones de Ingeniería Civil y Mecánica y construidas en concreto o acero, el factor de rigidez varía en el rango 0.60–1.71.

Tabla 4. Rango de valores del factor de rigidez k para las secciones transversales de la viga en curva listadas en la tabla 2 de la sección 2.8 y construidas en concreto o acero

	Factor de material $k_{\text{material}} = \frac{E}{G}$	Factor de geometría $k_{\text{geometría}} = \frac{I}{J}$	Factor de rigidez $k = k_{\text{geometría}} \times k_{\text{material}}$
Límite	()	()	()
Inferior	2.40	0.25	0.60
Superior	2.60	0.66	1.71

4.2. Influencia del factor de rigidez en los métodos propuesto y convencional

La figura 7 muestra la influencia del factor de rigidez sobre las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor en el apoyo izquierdo de la viga en curva, β , calculada usando la ecuación 14 de la sección 2.9. β fue calculado para factores de rigidez $k = 0.5-2$, y para los casos de carga distribuida sobre toda la longitud de la viga en curva y carga puntual. Este rango de k fue asumido de acuerdo con los resultados reportados en la tabla 4 de la

sección 4.1. Las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor usadas para calcular β fueron obtenidas con el método convencional Tuma (1988) definido por las ecuaciones 2-8 y para vigas curvas con ángulo central $2\theta = 0^\circ-180^\circ$, radio $r = 1m$, carga uniforme $w = 1 N/m$, y una carga puntual $p = 1 N$ localizada variando desde el apoyo izquierdo cada 0.1 la relación γ . Esta relación γ es definida como el cociente entre el ángulo desde el punto de aplicación de la carga y hasta el apoyo derecho a_2 mostrado en la figura 3b y el ángulo central de la curva 2θ . Debe notarse que los valores en la figura 7 fueron calculados para valores

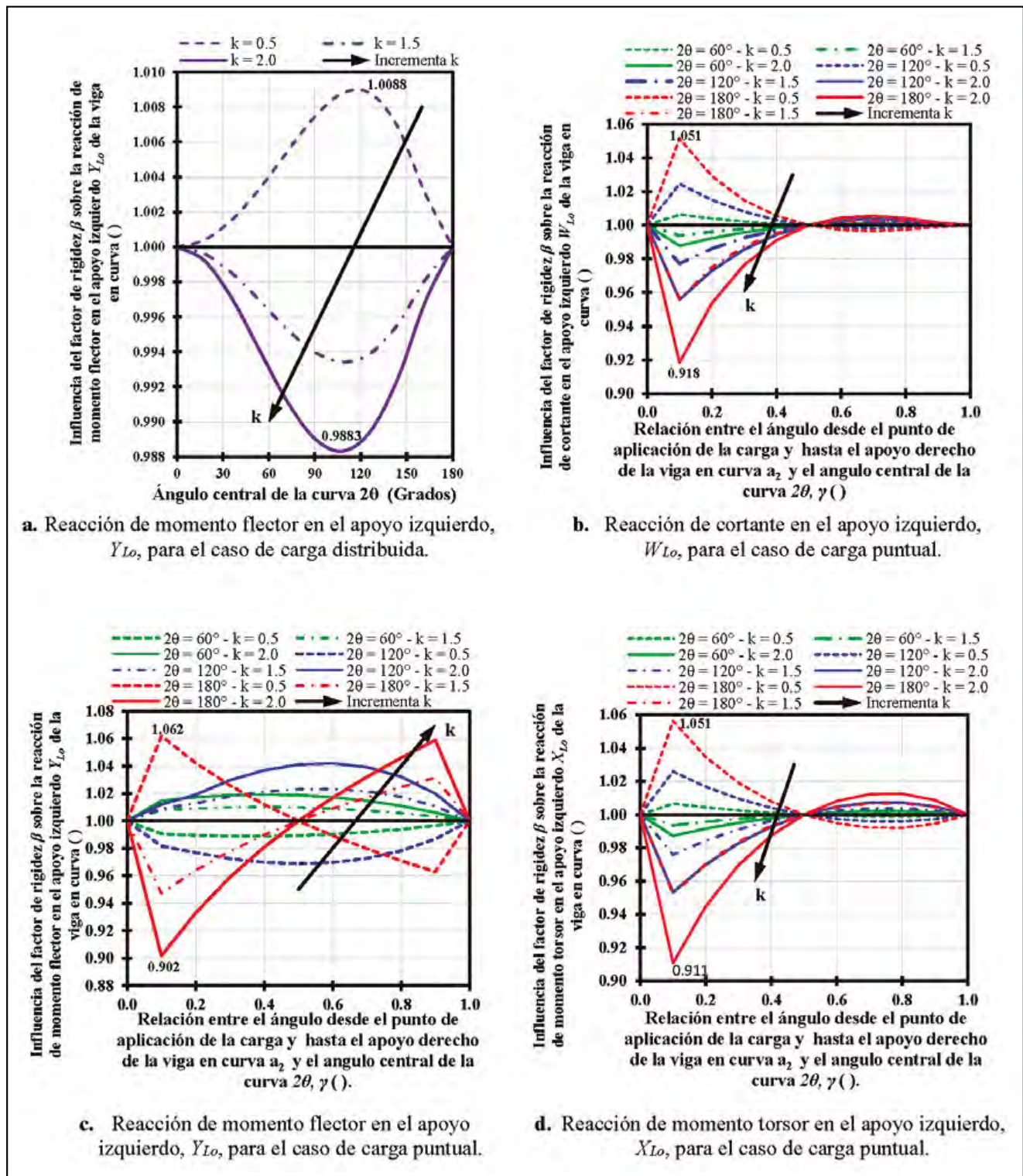


Figura 7. Influencia del factor de rigidez β sobre las reacciones en el apoyo izquierdo de la viga en curva para los casos de carga distribuida y puntual, usando el método convencional (Tuma, 1988).

unitarios de r , p , y w , debido a que al evaluar β como el cociente entre la reacción para un k dado y la reacción para un k unitario, r , p , y w se anulan.

En la figura 7a para el caso de carga distribuida en toda la longitud de la viga en curva, la influencia del factor de rigidez sobre las reacciones β , sólo fue calculada para la reacción de momento flector, debido a que sólo esta reacción es dependiente del factor de rigidez k , como se muestra en las ecuaciones 2-4 en la sección 2.4. La figura 7a muestra que al aumentar k de 0.5 a 2.0, los valores más altos de β redujeron de 1.0088 a 0.9883. Esta máxima reducción de β ocurrió para vigas en curva con ángulos centrales $2\theta = 105^\circ$ - 120° . El cociente entre estos valores más altos de β es de 1.021, indicando que la máxima variación de la reacción de momento flector fue de aproximadamente del 2 %, cuando el factor de rigidez k se incrementó de 0.5 a 2.0. Por tal razón, se puede establecer que, para el caso de vigas en curva con carga distribuida en toda la longitud, la influencia de factor de rigidez k en las reacciones en los apoyos es máximo 2 %.

En las figuras 7b-d para el caso de carga puntual, la influencia del factor de rigidez sobre las reacciones β , fue calculada para las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor, debido a que estas tres reacciones son dependientes del factor de rigidez k , como se muestra en las ecuaciones 6-8 en la sección 2.4. Las figuras 7b-d muestran que al aumentar k de 0.5 a 2.0, mientras para las reacciones de cortante y momento torsor, los valores más altos de β se redujeron de 1.051 a 0.918 y de 1.051 a 0.911, respectivamente, para la reacción de momento flector, los valores más altos de β se redujeron de 1.062 a 0.902. Para las tres reacciones, la máxima variación de β ocurrió en vigas curvas con ángulos centrales $2\theta = 180^\circ$ y con una relación $\gamma = 0.1$. El cociente entre los extremos de estos rangos de variación máxima de β son 1.14 para la reacción de cortante y la reacción de momento torsor y 1.18 para la reacción de momento flector. Estos resultados indican que al aumentar k de 0.5 a 2.0, la máxima variación de la reacción de cortante y momento torsor es del 14 % y la máxima variación de la reacción de momento flector es del 18 %. Por tal razón, se puede establecer que, para el caso de vigas en curva con

carga puntual, la influencia de factor de rigidez k en las reacciones en los apoyos es máximo del 18 %.

Los resultados anteriores muestran que en el método convencional definido por Tuma (1988), para el caso de carga distribuida en toda la longitud de la viga en curva y el caso de carga puntual, las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor varían como máximo el 18 %, cuando el factor de rigidez k varía de 0.5 a 2.0. Esto indica que, en el método convencional, la influencia del factor de rigidez sobre las reacciones es baja. En el método propuesto descrito en la sección III y para estos mismos casos de carga, las reacciones de la viga en curva no son dependientes del factor de rigidez k , como se puede observar en las ecuaciones 15-20. Este resultado indica que en el método propuesto las reacciones de la viga en curva pueden ser evaluadas sin previo conocimiento de las propiedades geométricas o mecánicas de la sección transversal de la viga curva, lo cual facilita la obtención de las acciones internas de la viga curva para agilizar su proceso de pre-dimensionamiento.

4.3. Comparación entre método propuesto y convencional

Las figuras 8-9 muestran la aproximación del método propuesto al método convencional, A , calculada con la ecuación 13 de la sección 2.6, para las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor en el apoyo izquierdo de la viga en curva, y para los casos de carga distribuida sobre toda la longitud y carga puntual. Esta aproximación A fue calculada para vigas en curva con ángulo central $2\theta = 0^\circ$ - 180° , radio $r = 1m$, carga uniforme $w = 1 N/m$, y una carga puntual $p = 1 N$ localizada variando desde el apoyo izquierdo cada 0.1 la relación γ . Esta relación γ es definida como el cociente entre el ángulo desde el punto de aplicación de la carga y hasta el apoyo derecho a_2 mostrado en la figura 3b y el ángulo central de la curva 2θ . Para ambos casos de carga y en el método convencional definido por Tuma (1988), se usó un factor de rigidez $k = 1.0$. Este factor de rigidez k fue asumido unitario por facilidad debido a que

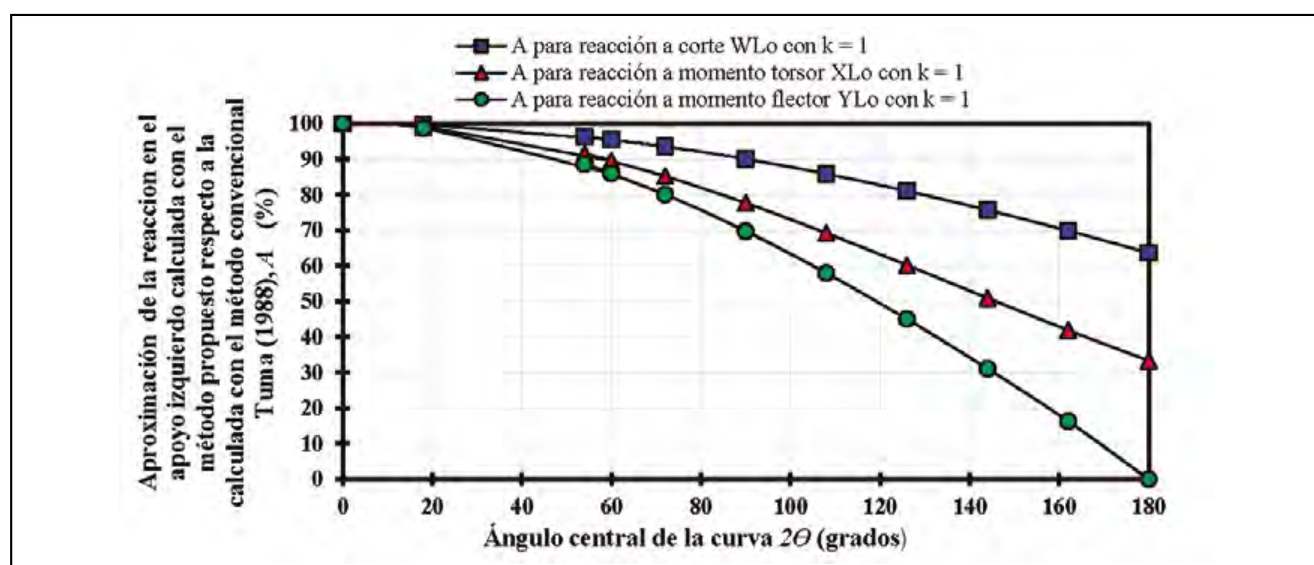
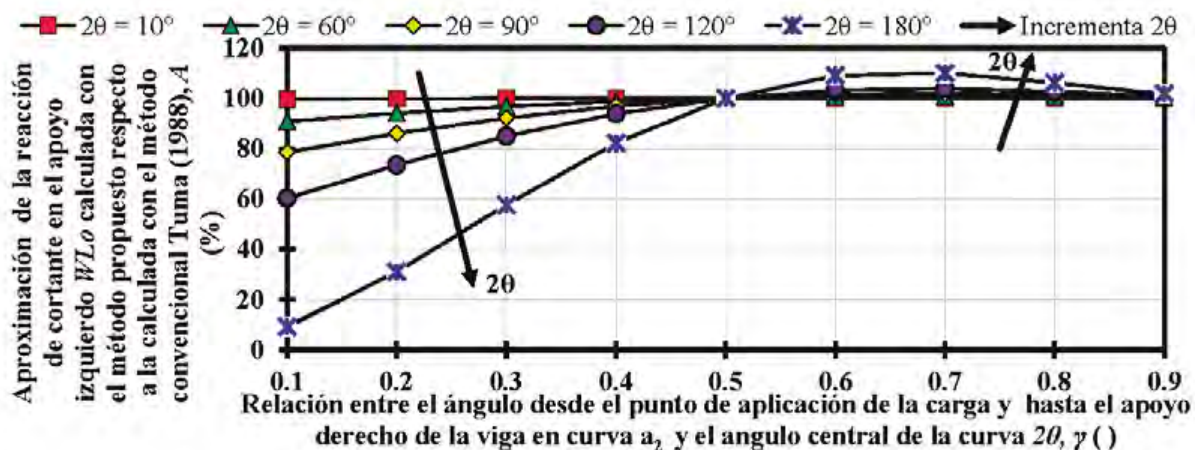
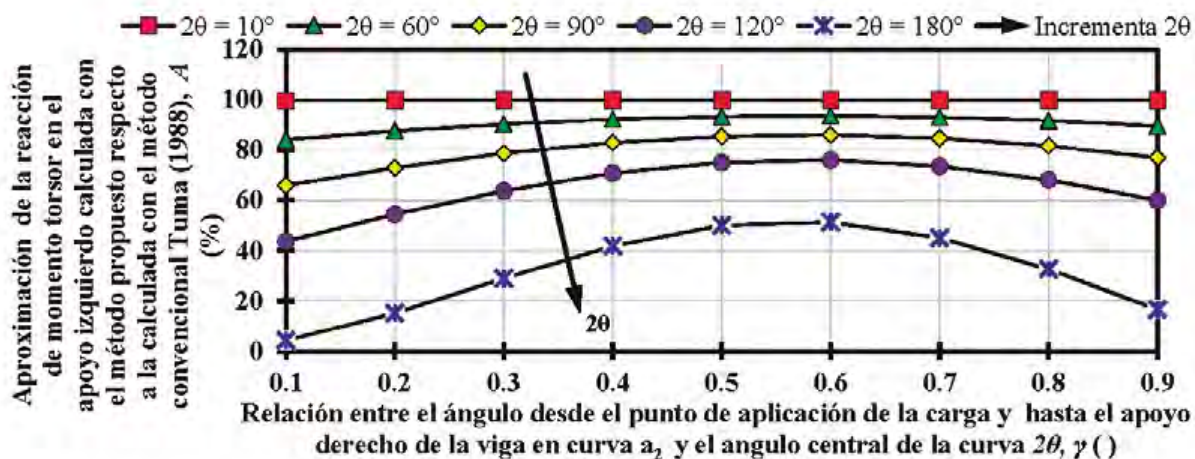


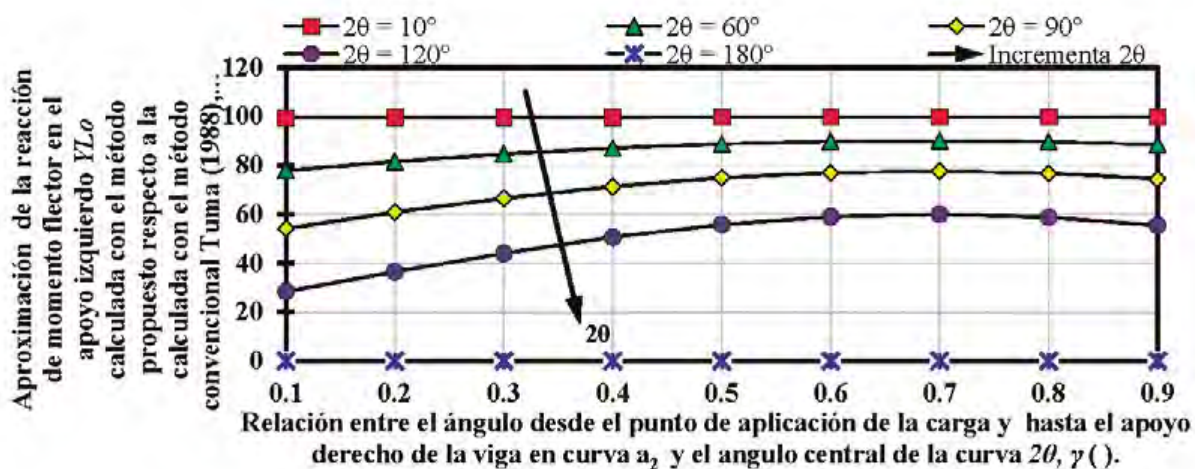
Figura 8. Aproximación del método propuesto al método convencional Tuma (1988), de las reacciones de cortante, momento torsor y momento flector en el apoyo izquierdo para el caso de carga distribuida sobre toda la longitud de la viga en curva.



a. Aproximación A de la reacción de cortante en el apoyo izquierdo WLo .



b. Aproximación A de la reacción de momento torsor en el apoyo izquierdo XLo .



c. Aproximación A de la reacción de momento flector en el apoyo izquierdo YLo .

Figura 9. Aproximación del método propuesto al método convencional Tuma (1988) de las reacciones de cortante, momento torsor y momento flector en el apoyo izquierdo para el caso de carga puntual.

en la sección 4.2 se demostró que, para los dos casos de carga considerados, la dependencia de las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor a este factor k es baja cuando k varía entre 0.5 y 2.0. Debe notarse que los valores de A en las figuras 8-9 fueron calculados para valores unitarios de r , w , y p debido a que al evaluar A como el cociente entre las reacciones calculadas por el método propuesto y el método convencional, r , p y w se anulan.

La figuras 8 y 9 muestran la aproximación del método propuesto al convencional, A , en las reacciones de cortante, momento flector y momento torsor en el apoyo izquierdo de la viga en curva, para el caso de carga de carga uniforme sobre toda la longitud y el caso de carga puntual, respectivamente. En ambos casos de carga y para las tres reacciones, la aproximación del método propuesto al convencional A disminuye cuando el ángulo central de la curva 2θ aumenta. Para las reacciones de cortante, momento torsor y momento flector, cuando el ángulo central de la curva 2θ varió entre 0° y 180° , A varió en los rangos 64-100 %, 33-100 % y 0-100 %, respectivamente, para el caso de carga uniforme sobre toda la longitud, como se muestra en la figura 8. Para el caso de carga puntual, A varió en los rangos 9-110 %, 4-100 % y 0-100 %, respectivamente, como se muestra en la figura 9. En ambos casos de carga y en el rango de ángulo central $2\theta = 0^\circ$ – 180° , los mínimos valores de estos rangos de A ocurrieron para $2\theta = 180^\circ$. Estos rangos de valores de A son amplios y los valores más bajos de A son inferiores al 63 %, indicando que el método propuesto no es confiable en el rango total de ángulo central de la viga en curva considerado ($2\theta = 0^\circ$ – 180°).

En las figuras 8 y 9 también se puede observar que cuando el ángulo central varía en el rango $2\theta = 0^\circ$ – 60° , los rangos de valores de A se reducen y los valores más bajos de A son superiores a 77 %. Por ejemplo, para las reacciones de cortante, momento torsor y momento flector, mientras en el caso de carga distribuida sobre toda la longitud, A varió en los rangos 96–100 %, 90-100 % y 86-100 %, respectivamente, y para el caso de carga puntual, A varió en los rangos 91–100 %, 84–100 %, 78–100 %, respectivamente. Estos resultados indican que para vigas curvas con ángulo central $2\theta = 0^\circ$ – 60° , el método propuesto predice con buena aproximación las tres reacciones en ambos casos de carga, indicando por tanto que en este rango de ángulo central, el método propuesto es confiable para ambos casos de carga.

4.4. Aplicaciones y limitaciones del método propuesto

La sección III muestra que el método propuesto es más sencillo y rápido que el método convencional (Tuma, 1988). Esto es debido a que las ecuaciones de las reacciones de la viga en curva obtenidas para el método propuesto usan menos variables, son cortas, no requieren conocimiento previo del material ni de la geometría de la sección transversal y son similares a las usadas en el análisis de vigas rectas. Estas ventajas permiten que el método propuesto sea de fácil adopción y aplicación. El método propuesto predice las reacciones para ángulos centrales de curvas 0° – 60° con aproximaciones del 77 %-105 %. Sin embargo, para ángulos centrales de curvas entre 60° – 180° los resultados

no son confiables. El método propuesto puede aplicarse como herramienta para el pre-dimensionamiento de vigas en curva circulares, en donde la obtención rápida de los diagramas de cortante, momento flector, y momento torsor, es requerida como información básica para obtener una primera aproximación a las dimensiones de la sección transversal de la viga en curva. El método propuesto no puede usarse para el cálculo de deflexiones de la viga en curva, debido a que las deflexiones son sensibles al factor de rigidez.

Aunque el método propuesto fue validado numéricamente para vigas en curva empotrada-empotrada de acero y concreto, con las secciones de mayor aplicación estructural; para aplicaciones prácticas, este método puede usarse en cualquier tipo de material y sección transversal, siempre y cuando el análisis sea elástico, el factor de rigidez varíe entre 0.5–2 y la sección transversal no sea propensa a sufrir distorsión o alabeo. A futuro el método propuesto puede expandirse a otros casos de carga, al análisis de vigas en curva continuas y al análisis matricial de vigas en curva. Estas expansiones podrían validarse numéricamente con resultados desde paquetes computacionales.

5. CONCLUSIONES

Este artículo propone un método para el análisis de vigas en curva circulares usando elementos rectos de parrilla en la cuerda de la curva. El método propuesto fue validado usando un método convencional para el análisis de vigas en curva. Se demostró que:

1. Un método para el cálculo de las reacciones de una viga en curva fue propuesto. El método propuesto se basa en calcular las reacciones de un elemento recto de parrilla localizado en la cuerda de la curva, manteniendo los apoyos y las cargas de la viga en curva, y usando las ecuaciones que rigen vigas rectas. El método propuesto se validó analíticamente usando un método convencional de análisis de vigas en curva.
2. El factor de rigidez para vigas en curva con secciones transversales sólidas o huecas y con forma circular, o rectangular, o cuadrada, y construidas en concreto o acero, varía en el rango 0.60–1.71.
3. Las propiedades mecánicas y geométricas de la sección transversal de la viga en curva, expresadas a través del factor de rigidez, influyen en el cálculo de las reacciones de la viga en curva hasta el 18 % en el método convencional. En el método propuesto, estas propiedades no tienen ninguna influencia en el cálculo de las reacciones de la viga en curva.
4. El método propuesto predice las reacciones de la viga en curva con aproximaciones de 86 %-100 % y 78 %-100 %, respecto al método convencional y para los casos de carga distribuida y carga puntual, respectivamente. Estas aproximaciones fueron obtenidas para vigas en curva empotradas en ambos extremos y con ángulos centrales menores o iguales a 60° .
5. El método propuesto puede usarse para la obtención rápida de los diagramas de cortante, momento torsor y momento flector, los cuales permiten pre-dimensionar la sección transversal de la viga en curva.

Las ecuaciones que rigen el método propuesto son cortas, no requieren conocimiento previo del material, ni de la geometría de la sección transversal y son similares a las usadas en el análisis de vigas rectas. Sin embargo, estas ecuaciones solo son confiable para vigas en curva con ángulos centrales entre 0°-60°, que se comparten elásticamente y que no sean susceptibles de distorsión o alabeo.

6. REFERENCIAS

- Ali, A.Y., y Hemzah, S.A. (2014). Nonlinear Analysis for Behavior of R.C. Horizontally Semicircular Curved Beams with Openings and Strengthened by CFRP Laminates. *International Journal of Scientific & Technology Research*, 3(8): pp. 136-145.
- American Institute of Steel Construction Inc. (2005). *Steel Construction Manual* (13th ed.). Chicago (IL/USA): AISC.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10*. Bogotá, DC: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (Gobierno de Colombia).
- Buckner Moorman, R.B. (1937). *Stresses in the curved beam under loads normal to the plane of its axis*. (PhD Thesis–Major Subject Structural Engineering). Iowa State University.
- Chanchí Golondrino, J.C. (2001). *Análisis y Diseño de Puentes Curvos en Viga Cajón Reforzada*. (Tesis de maestría no publicada). Bogotá, DC: Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental-Universidad de los Andes.
- Excel Douglas, A. (2018). Analysis of Curved Beams. *International Journal of Civil and Structural Engineering Research*, 6(1): pp. 114-123.
- Gendy, A.S., y Saleeb, A.F. (1992). On The Finite Element Analysis of the Spatial Response of Curved Beams with Arbitrary Thin-Wallet Sections. *Computers & Structures*, 44(3): pp. 639–652.
- Hall, D.H., Grubb, M.A., y Yoo, C.H. (1999). *Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges*. Washington, DC: National Academy Press.
- Hurtado Gómez, J.E. (2013). *Análisis matricial de estructuras*. Manizales (Colombia): Universidad Nacional de Colombia.
- Komendant, A.E. (1972). *Contemporary Concrete Structures*. New York: McGraw-Hill.
- Tuma, J.J. (1988). *Handbook of Structural and Mechanical Matrices* (1st ed.). New York: McGraw-Hill.
- Upadhyay, H., Rao, N., y Desai, P. (2018). Direct Stiffness Method for a Curved Beam and Analysis of a Curved Beam Using SAP. *Interwoven: An Interdisciplinary Journal of Navrachana University*, 2(1): pp. 1-10.
- Weissman, H.A. (1970). Straight-Element Grid Analysis of Horizontally Curved Beam Systems. *Engineering Journal*, 7(2): pp. 41-49.
- Wong, Y.C. (1970). *Horizontally Curved Beam Analysis and Design*. (Thesis for the Master of Science in Structural Engineering). Oregon State University.
- Yang, Y.B., ASCE, A.M., y Kuo S.R. (1987). Effect of Curvature on Stability of Curved Beams. *Journal of Structural Engineering*, 113(6): pp. 1185-1202.
- Yoda, T. (1985). Validity and Accuracy of Straight Beam Element Approximation for the Analysis of Curved Beams. *Theoretical and Applied Mechanics*, Vol. 33, pp. 171-178.
- Young, W.C., y Budynas, R.G. (2002). *Roark's Formulas for Stress and Strain* (7th ed.). New York: McGraw-Hill.

Trabajo del CEDEX premiado por la Unión Internacional de Ferrocarriles

La Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC) ha otorgado, en su primera edición, el premio "Excellence in Standardisation" al documento normativo IRS 70719 *Earthworks and Track Bed Layers for Railway Lines - Design and Construction*, cuyo redactor principal ha sido el Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).



Premio Excellence in Standardisation.

Con estos premios, la UIC pretende respaldar y promover la excelencia en aquellos documentos normativos que genera. Para esta primera edición, se han definido cuatro categorías, a las que se han presentado 50 documentos elaborados entre enero de 2019 y 2021. El documento premiado fue publicado en junio de 2020.

El Panel de Expertos Estructurales de la UIC (PoSE), junto al Grupo de Expertos de Infraestructura (TEG), decidió, en su reunión conjunta de enero de 2016, actualizar el documento 719 titulado *Earthworks and Track Bed Layers for Railway Lines* para convertirlo en el documento *International Railway Solutions (IRSs)*. Para ello, se creó un grupo de trabajo presidido por la UIC, dirigido por el CEDEX y formado por representantes de diversos gestores de infraestructuras ferroviarias de Europa y Asia.

La UIC desarrolla y distribuye las denominadas *International Railway Solutions (IRSs)* con el objetivo de ayudar a las compañías ferroviarias a alcanzar una mayor

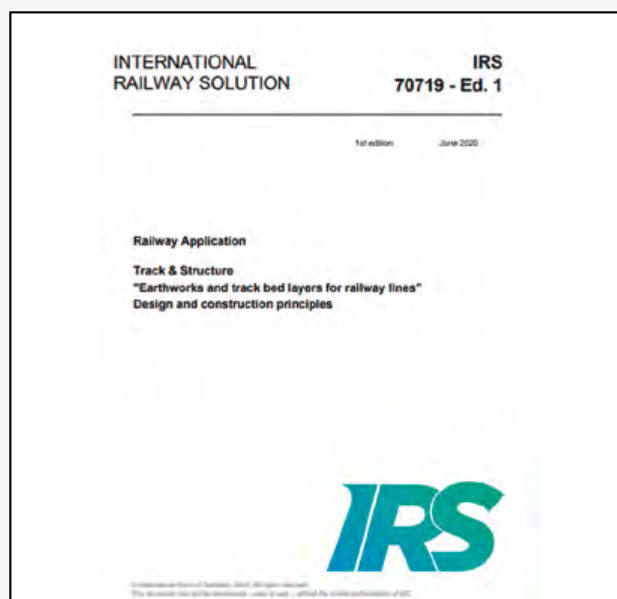
armonización y colaboración. Esto implica el cumplimiento riguroso de los procedimientos y normas de calidad.

El documento normativo premiado, IRS 70719, proporciona las definiciones, principios y reglas generales para el proyecto de las obras de tierra en las que se apoyan las vías ferroviarias.

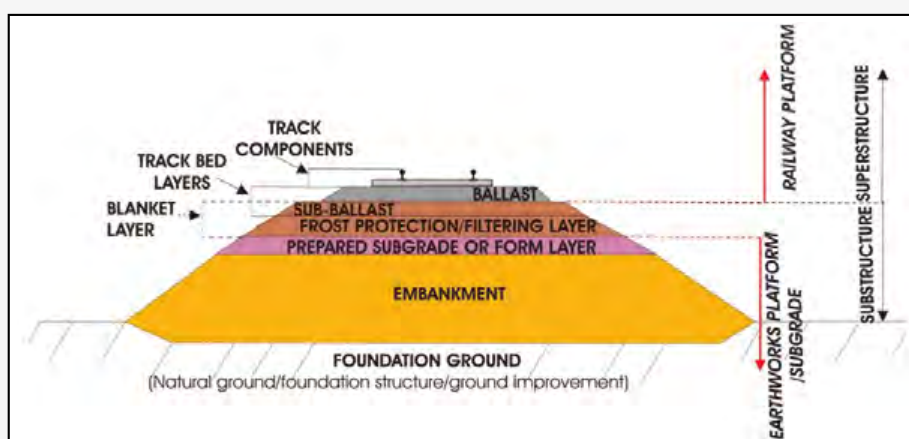
El documento comienza con la descripción de la sección transversal de una vía ferroviaria, tanto de las vías conformadas con balasto como de las vías en placa. A continuación, se especifican las condiciones que deben cumplir los materiales con los que se construyen las distintas capas que constituyen la vía ferroviaria (terraplén, capa de forma y capas de sub-balasto y balasto).

Posteriormente, se desarrollan los criterios de proyecto de nuevas líneas ferroviarias, basados en el marco normativo del Eurocódigo 7 y en los requisitos derivados de la Norma Europea EN 16907 relativa a estructuras de tierra, de reciente publicación por parte de CEN. Por último, el documento recoge los procedimientos de construcción y control de calidad que deben llevarse a cabo.

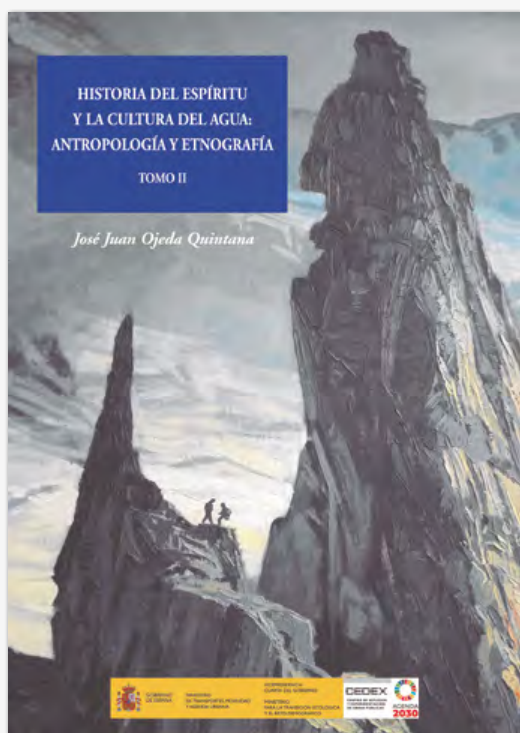
El galardón se entregó el pasado 16 de marzo, durante la Sesión Plenaria de la UIC, de forma virtual.



Portada del documento IRS 70719.



Sección transversal esquemática de una vía en balasto sobre terraplén.



Historia del espíritu y la cultura del agua: Antropología y Etnografía.
Tomo II

Autor: José Juan Ojeda Quintana

ISBN: 978-84-7790-628-5

Año: 2020

PVP: 30 €

En este Tomo II, dividido en tres partes, se continúan mostrando algunos aspectos del proyecto de investigación sobre “la Historia y la Cultura del Agua en sus aspectos Antropológicos y Etnográficos”, que se suman a los ya expuestos en el Tomo I.

En las partes I Y II de este libro se contemplan no solo los estados físicos del agua, en estado líquido (la lluvia) o sólido (nieve y hielo), sino también sus desequilibrios: sequías, tormentas, inundaciones, y el impacto de estos fenómenos en los seres humanos a través de la historia, la religión y la cultura de los diferentes pueblos. El ser humano busca un benefactor y, a través de la religión y la hechicería, acude con sus ruegos a dioses, vírgenes, santos y otras deidades para que se apiaden de sus miserias. En este libro se recogen gran parte de esas peticiones hechas a lo largo de los siglos.

Se completa este estudio histórico sobre catástrofes ocasionadas por el agua, y sobre rogativas y tradiciones populares en las diferentes países y culturas, con una amplia aportación de la presencia de todo esto en el arte, así en la literatura y la pintura como en las narra-

ciones y las canciones populares, lo que refleja la importancia del agua en la historia y la cultura de la humanidad.

En la Parte III se hace una extensa recopilación de las fuentes en España y en el resto del mundo, con anécdotas e historias de las mismas, así como su reflejo en el arte, la prosa, la poesía y la literatura en general, y en la pintura.

El libro aporta una extensa bibliografía, de gran valor para investigadores y estudiosos del tema.

Volume II, divided into 3 parts, continues showing some aspects of the research project called “the History and Culture of Water in its Anthropological and Ethnographic aspects”, which are to be added to those already exposed in Volume I.

Parts I and II of this book include not only the physical states of water, in liquid state (rain), or solid (snow and ice), but also its imbalances: droughts, storms, floods, and the impact of these phenomena on human beings through history, religion, and culture of different peoples.

Since human beings need spiritual comfort, they go through religion and witchcraft praying to gods, virgins, saints and other deities to take pity on their miseries. This book recounts many of these pleas made throughout centuries.

This historical study on catastrophes caused by water, and on prayers and popular traditions in different countries and cultures, is completed with a wide contribution of the presence of all this in art, both in literature and painting, as well as in narratives and popular songs, reflecting the importance of water in the history and culture of humankind.

In Part III, there’s an extensive compilation of fountains in Spain and the rest of the world, with anecdotes and stories of them and their reflection on art, prose, poetry, literature in general, and painting.

Last but not least, the book provides an ample and valuable bibliography for researchers and scholars on the subject.



Norma NLT-383/20. Evaluación de la resistencia, tenacidad y energía de rotura de las mezclas bituminosas mediante el ensayo FÉNIX

Edición papel

NIPO: 797-20-019-7

Depósito legal: M-15786-2020

PVP: 20 €

Edición memoria USB

NIPO: 797-20-021-5

Depósito legal: M-21537-2020

PVP: 15 €

Año: 2020

Norma de nueva creación, que describe el método de ensayo Fénix desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña. Permite determinar propiedades en tracción, como ductilidad y tenacidad, de las mezclas bituminosas y aplicar los resultados para comparar la resistencia a la fisuración de distintos materiales, como método de control de calidad o como indicadores del estado de una mezcla durante su vida de servicio.

Newly created standard, which describes the Phoenix test method developed at the Polytechnic University of Catalonia. It allows determining tensile properties, such as ductility and toughness, of bituminous mixtures and applying the results to compare the resistance to cracking of different materials, as a quality control method or as indicators of the state of a mixture during its service life.



Ensayos de análisis químicos en Geotecnia. Empleo de técnicas instrumentales

Autor: Rafael Rodríguez Abad

Serie Monografías: M-141

ISBN: 978-84-7790-621-6

Año: 2019

PVP: 25 €

En esta monografía se compilan y revisan los métodos de ensayo para la determinación en laboratorio de los principales parámetros químicos en el estudio geotécnico de geomateriales y residuos reciclables en la obra civil, así como de sus aguas y lixiviados asociados.

Para ello, en este trabajo se describen en primer lugar 29 procedimientos experimentales diferentes para el análisis químico de geomateriales y residuos (15), y de aguas y lixiviados (14), indicando en cada caso el objeto, la normativa existente, la preparación de muestras, las características analíticas de los métodos con empleo de técnicas instrumentales, las ventajas de su aplicación y las observaciones a tener en cuenta a la hora de seleccionarlos.

This monograph compiles and reviews the test methods for laboratory determination of the main chemical parameters in the geotechnical study of geomaterials and recyclable wastes in civil public works, as well as associated waters and leachates.

To this end, 29 different experimental procedures are first described for the chemical analysis of geomaterials and waste (15), and of waters and leachates (14), indicating in each case the object, the current regulations, the preparation of samples, the analytical characteristics of the methods using instrumental techniques, the advantages of their application, and the observations to take into account when selecting them.

Moreover, this analysis presents 12 experiences in applying these methods in various research lines developed at CEDEX's Geotechnics Laboratory, describing the object of the study, the chemical instrumental methods and techniques used, the most significant results, and the main conclusions drawn from them.

Finally, a list of the bibliography and regulations cited in this work is included, as well as two annexes with a detailed record of the instrumentation and laboratory material used to conduct the aforementioned procedures, and a set of test reports representative of the type of results obtained in them.

NORMAS DE REDACCIÓN

INTRODUCCIÓN

Ingeniería Civil (IC) se define como una publicación científico-técnica especializada en ingeniería civil y medioambiental. Es editada con periodicidad trimestral por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organismo público de referencia –en los campos de la ingeniería civil, la edificación y el medio ambiente asociado–, al que han estado ligados eminentes ingenieros españoles tales como Eduardo Torroja o José A. Jiménez Salas. IC cuenta con un sistema de revisión por pares en el que son objeto de evaluación externa todos los artículos científico-técnicos recibidos, y acepta para su publicación artículos sobre trabajos de investigación centrados en las siguientes áreas temáticas y tecnológicas de actividad: Aguas, Estructuras y Materiales, Puertos y Costas, Transportes y Carreteras, Geotecnia, Señalización Ferroviaria, Medio Ambiente, Patrimonio Histórico-Artístico de Obras Públicas, Actividades Horizontales y Transferencia de Conocimiento. En este sentido, la revista realiza una labor fundamental como vehículo de difusión y transferencia tecnológica dentro de las áreas de conocimiento mencionadas.

PRESENTACIÓN DE ARTÍCULOS

Los originales se enviarán en formato electrónico a la siguiente dirección de correo: ingcivil@cedex.es

Los originales deberán seguir la siguiente estructura: (1) página de título; (2) introducción que defina la finalidad del estudio; (3) metodología utilizada; (4) resultados obtenidos y su significación; y (5), conclusiones principales.

La página de título, por su parte, ha de incluir los siguientes componentes: (a) título en español e inglés; (b) nombre completo de los autores así como sus respectivos centros de trabajo; (c) dirección de correo electrónico y postal tanto del correspondiente autor de contacto como de los coautores; (d) resumen (español)/abstract (inglés), con una extensión entre 150-250 palabras; y (e), palabras clave (español) y keywords (inglés), con 5 términos como mínimo.

ESTRUCTURA DE LOS ARTÍCULOS

Con carácter general, la extensión máxima del texto será de 40 páginas (incluidas notas y bibliografía), tamaño DIN A4 (en formato preferentemente MSWord), escritas a doble espacio y con cuerpo de letra 12. En casos excepcionales podrán publicarse artículos de mayor extensión, que quedarán igualmente al criterio y aprobación del Comité de Redacción.

Los originales deberán seguir, siempre que sea posible la siguiente estructura: resumen/abstract, palabras clave/keywords, texto del artículo (introducción, materiales y métodos, resultados y discusión), agradecimientos y bibliografía.

Deberá indicarse el centro de trabajo y la localidad y país del centro de trabajo de cada uno de los autores, así como la dirección de correo electrónico y/o postal del autor/a de contacto o *corresponding author*.

Las figuras, cuyo objeto es simplificar y/o complementar el texto, se ordenarán según el orden de aparición en el texto, siendo identificadas con la expresión “Figura nº xx”. Todas las figuras deberán llevar un pie de figura o descriptor que ha de ser simple y claro. Además, las imágenes de las figuras habrán de enviarse en los formatos propios de imagen (tiff, jpg, png, etc.) para alcanzar los estándares de calidad plástica y gráfica exigidos en la revista. La resolución de las imágenes, para posterior impresión, ha de ser 300 ppp (píxeles por pulgada), aunque a 240 también se puede considerar un valor aceptable.

En el caso de las tablas, se seguirá el mismo criterio de numeración que en las figuras, utilizando la expresión “Tabla nº xx”. Todas las tablas llevarán un título en cursiva que ha de ser breve y explicativo.

Los títulos de los ejes de coordenadas y cualquier elemento de texto que se incorpore a las figuras y gráficos deben estar realizados en la misma fuente y tamaño (preferentemente “Minion pro”).

Es conveniente que las fórmulas y ecuaciones incluidas en el artículo estén realizadas a un tamaño de 9 puntos de la fuente “Cambria math”.

Las citas en el texto se incluirán con el autor y año en minúsculas y entre paréntesis. Cuando el autor forma parte de la argumentación, sólo el año entre paréntesis. Cuando se citan varias obras de un mismo autor y año, se añade a, b, c, etc.

“...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...”

En lo que se refiere a la citación de fuentes bibliográficas o de cualquier otro tipo, se remite a los autores al seguimiento de las pautas del sistema Harvard-APA (American Psychological Association: <http://www.apa.org/>). Sirvan a este respecto los ejemplos que siguen a continuación:

Libros

Dean, E.T.R. (2010). *Offshore Geotechnical Engineering*. London: Thomas Telford Publishing.

Fernández Casado, C. (2008). *Historia del puente en España: puentes romanos*, (2ª ed.), Madrid (Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid): Doce Calles.

Jiménez Salas, J. A., de Justo, J. L., y Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas*. Madrid: Editorial Rueda.

Capítulos de libros

Richardson, W.J. (1995). Documented Disturbance Reactions. En W.J. Richardson, C.R. Greene, C.I. Malme y D.H. Thomson (eds.), *Marine Mammals and Noise* (pp. 241-324). San Diego, CA (EE UU): Academic Press.

Artículos de revistas

Casagrande, A. (1965). Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering. Terzaghi Lecture. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 91, nº 4, pp. 1-40.

Dapena, E., Alaejos, P., Lobet, A., y Pérez, D. (2011). Effect of Recycled Sand Content on Characteristics of Mortars and Concretes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(4): pp. 414-422.

Ponencias, congresos, conferencias y seminarios

Stive, M.J.F., De Schipper, M.A., Luijendijk, A.P., Ranasinghe, R.W.M.R.J.B., Van Thiel de Vries, J.S.M., Aarninkhof, S., Van Gelder-Maas, C., De Vries, S., Henríquez, M., y Marx, S. (2013). The Sand Engine: A Solution for Vulnerable Deltas in the 21st Century? En *Coastal Dynamics: 7th International Conference on Coastal Dynamics, Arcachon, France, 24-28 June, 2013* (pp. 1537-1546). Bordeaux (France): Bordeaux University.

Tesis no publicadas

Toledo, M.A. (1997). *Presas de escollera sometidas a sobrevertido: estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa*. Tesis Doctoral no publicada. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

Recursos electrónicos

A la referencia correspondiente según el tipo de documento (libro, artículo, etc.), se añadirá a continuación el número de identificación digital (DOI, por sus siglas en inglés), que es un identificador único y permanente para las publicaciones electrónicas, y si no lo tuviese se añadirá la URL correspondiente poniendo a continuación “Disponible en <http://xxxxx>”

Oude Essink, G.H.P., Van Baaren, E.S., y De Louw, P.G.B. (2010). Effects of Climate Change on Coastal Groundwater Systems: A Modeling Study in the Netherlands, *Water Resources Research*, 46 (10), W00F04, doi: <http://dx.doi.org/10.1029/2009WR008719>

U. S. Environmental Protection Agency (2004). *Guide to purchasing green power* (EPA430-K-04-015). Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency. Disponible en http://www.epa.gov/grnpower/documents/purchasing_guide_for_web.pdf

El listado bibliográfico ha de ser revisado y, en su caso, corregido por el propio autor. Las citas irán en todo caso debidamente numeradas, evitando utilizar como tales frases imprecisas. Las fuentes bibliográficas que se citen sin haber sido aún publicadas irán acompañadas, al final, de la expresión “en prensa”.

INGENIERÍA CIVIL

BOLETÍN DE SUSCRIPCIÓN ANUAL

Colegiados ☐ 35 € – Número de colegiado España ☐ 49 € Extranjero ☐ 81,12 €

Empresa N.I.F.: Particular N.I.F.:

Nombre:

Cargo:

Dirección:

C.P.: Localidad:

Provincia: Teléfono:

E-mail:

Fecha:

Firma:

FORMA DE PAGO: TRANSFERENCIA BANCARIA

Transferencia a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

IBAN (Int bank account number) ES11 2100 5731 7402 0025 7800

BIC (Bank Identification Code) CAIXESBBXXX

Revista Ingeniería Civil

Servicio de Publicaciones

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)

Edificio CETA

C/Alfonso XII, 3 y 5

28014 MADRID

Mail: ingcivil@cedex.es

Disponibilidad en la Red: la revista y su fondo histórico son de libre de acceso en formato electrónico (PDF y XML/HTML) a través de la web oficial del CEDEX (<http://www.cedex.es>)



Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN

Directora: **Aurea Perucho Martínez**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 75 14/15

SECRETARÍA DEL CEDEX

Secretaria: **Sonia Fernández-Pacheco Rodríguez**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 75 01

GABINETE DE RELACIONES EXTERNAS Y ACTIVIDADES COMERCIALES

Jefe: **Miguel González Portal**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 74 90

CENTRO DE ESTUDIOS HIDROGRÁFICOS

Director: **Federico Estrada Lorenzo**
Pº Bajo de la Virgen del Puerto, 3 - 28005 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 79 00

CENTRO DE ESTUDIOS DE PUERTOS Y COSTAS

Director: **José María Grassa Garrido**
C/Antonio López, 81 - 28026 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 77 00

CENTRO DE ESTUDIOS DEL TRANSPORTE

Director: **Antonio Sánchez Trujillano**
Autovía de Colmenar Viejo, km 18,2 - 28049 El Goloso, Madrid
Telf.: (+34) 91 335 78 00

CENTRO DE ESTUDIOS DE TÉCNICAS APLICADAS

Director: **Francisco Javier Cachón de Mesa**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 72 00

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES

Directora: **Pilar Alaejos Gutiérrez**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 335 74 11/13

LABORATORIO DE GEOTECNIA

Director: **Fernando Pardo de Santayana Carrillo**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 73 43/46

LABORATORIO DE INTEROPERABILIDAD FERROVIARIA

Director: **Jorge Ignacio Iglesias Díaz**
C/Julián Camarillo, 30 - 28037 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 71 50

CENTRO DE ESTUDIOS HISTÓRICOS DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (CEHOPU)

C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 74 56