INGENIERÍA CIVIL

Núm.: 193/2019
ISSN: 0213-8468

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE FOMENTO
MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

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

Transferencia de Conocimiento

INGENIERÍA CIVIL

Nº 193, enero/febrero/marzo 2019

CEDEX
Centro de Estudios y Experimentación
de Obras Públicas

Publicación incluida en el Programa Editorial para 2019

MINISTERIO DE FOMENTO
SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA
CENTRO DE PUBLICACIONES

COMITÉ DE REDACCIÓN

Presidente
Miguel González-Portal

Vocales
Justo Mora Alonso-Muñoyerro
José Manuel de la Peña Olivas
Pablo Mira McWilliams
Luis Pujol Terés
Laura Parra Ruiz
Francisco Javier Sáinz de Cueto Torres
José Bueno Pérez
Dolores Romero Muñoz

Comisión Asesora
Antonia Berjaga Peralta
Cristina de Santiago Buey

Secretaría
Leticia Martínez Etayo
Mª José de la Fuente Arenas
José-Carlos Pacheco Díaz

Colaboradores
Javier Plasencia Jiménez (Fotografía)
José-Carlos Pacheco Díaz (Redacción)

REDACCIÓN
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telfs.: (+34) 91 335 72 03/07/85
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/Henri Dunant, 17, 28036 Madrid
Telf.: (+34) 606 30 26 91 | daniel.casajus@cloudbridge.es

PVP.: 12,25 euros
ISSN.: 0213-8468 - NIPO papel.: 163-15-003-4
ISSN.: 2659-7039 - NIPO línea.: 163-18-020-5
NIPO html.: 163-19-002-7
Depósito Legal.: M-28150-1971

NUESTRA PORTADA: Vaciado del embalse de Enobieta (Artikutza, Navarra)

MIXTO
Papel procedente de fuentes responsables
FSC® C110522

Sumario

Artikutza (Navarra): diagnóstico ambiental de la red fluvial previo al desmantelamiento de un embalse y resultados preliminares del efecto del vaciado 4
Artikutza (Navarra): Environmental Diagnosis of the River Network Prior to the Dismantling of a Dam and Preliminary Results of the Emptying Effects
Aitor Larrañaga, Miren Atristain, Daniel von Schiller y Arturo Elosegi

Investigación de las causas del colapso de la iglesia de la Coveta Fumà de El Campello (Alicante) 16
Investigation of the Causes of the Collapse of the Coveta Fumà Church in El Campello (Alicante)
Luis J. Marco García y Jaime de Marco Mendívil

Aprovechamiento de energías marinas en instalaciones existentes en España 27
Use of Marine Energies in Existing Installations in Spain
Juan Manuel Espada Cuesta

Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica 36

Guías geotécnicas aplicables a proyectos y obras en terrenos volcánicos: Getcan y Macastab 37
Geotechnical Guides to Be Applicable to Projects and Works in Volcanic Environments: Getcan and Macastab
Luis Enrique Hernández Gutiérrez

Efecto de la contaminación del aceite (usado) de motor en las características geotécnicas de las arcillas de la zona urbana del Municipio de Tarija-Bolivia y su impacto en la construcción 46
Effects of Engine (Used) Oil Contamination on the Geotechnical Characteristics of Clays in the Urban Area of he Municipality of Tarija-Bolivia and its Impact on Construction
Esteban Manuel Villena Martínez, Andrea Villarroel y Marcelo León

Proyecto LIFESURE: Análisis de Ciclo de Vida de mezclas bituminosas templadas recicladas de alta tasa 54
Lifesure Project: Life Cycle Analysis of Half-Warm Bitumionous Mixtures at High Recycling Rates
Marcos Perelli Botello, Patricia Díaz Martín, Emilio Martínez Herranz, Tomás García Sanz y Jorge Gómez Fernández

Análisis de licuefacción y mitigación con columnas de grava 64
Liquefaction Analysis and Mitigation with Vibro-Stone Columns
Marcos García, Diego Manzanal y Enmanuel Carvajal Díaz

Planificación y obra civil española en el Protectorado de Marruecos 78
Planification and Spanish Civil Work in the Protectorate in Morocco
José Luis Salinas Rodríguez

Caminos de la innovación: Los nuevos hormigones en edificación 98
Ignacio Senra Fernández-Miranda

Hitos de la innovación en Ingeniería Civil: Los Sistemas Automáticos de Información Hidrológica (SAIH) una innovación que se exporta 101
Carmen de Andrés Conde, José Luis González Vallvé y Sara Centeno Gutiérrez

Noticias 107

Exposiciones: Fernando Higueras. Desde el origen 110

Ediciones del CEDEX 112

Normas de publicación 114
También disponibles en la página web del CEDEX: http://cedex.es

Artikutza (Navarra): diagnóstico ambiental de la red fluvial previo al desmantelamiento de un embalse y resultados preliminares del efecto del vaciado

Artikutza (Navarra): Environmental Diagnosis of the River Network Prior to the Dismantling of a Dam and Preliminary Results of the Emptying Effects

Aitor Larrañaga[1*], Miren Atristain[2], Daniel von Schiller[3] y Arturo Elosegi[4]

Resumen

Los embalses están ligados al desarrollo económico de una región, pero cada vez más están quedando en desuso en todo el mundo. Debido a que son infraestructuras que generan un notable impacto sobre los ecosistemas fluviales, su desmantelamiento es una acción restauradora necesaria cuando su vida útil llega a su fin. Este trabajo muestra el estado ambiental de la red fluvial antes del vaciado del embalse de Enobieta (Artikutza, Navarra) y el efecto del vaciado de esta sobre las comunidades acuáticas. La química del agua, el tamaño de sustrato, la cantidad de clorofila bentónica y la comunidad de macroinvertebrados demostraron que el embalse era el principal impacto negativo de la red fluvial de Artikutza. El vaciado aumentaba la turbidez del agua, pero no generaba efectos significativos sobre la cantidad de clorofila bentónica. Este trabajo demuestra que el desmantelamiento de los embalses en desuso es una acción restauradora necesaria para reducir el impacto ambiental que generan y que su vaciado no genera efectos ambientales significativos en las comunidades fluviales.

Palabras clave: tamaño de sustrato, química del agua, clorofila bentónica, macroinvertebrados, emisión de gases

Abstract

Dams are linked to the economic development of a region, but more and more are falling into disuse around the world. Since they are infrastructures that have a significant impact on fluvial ecosystems, their dismantling is a necessary restorative action when their useful life comes to an end. This work shows the environmental state of the fluvial network before the emptying of the Enobieta dam (Artikutza, Navarra) and the effects of this emptying on the aquatic communities. The chemistry of the water, the size of the substratum, the amount of benthic chlorophyll and the community of macroinvertebrates demonstrated that the dam was the main negative impact on the Artikutza fluvial network. Emptying increased the turbidity of the water, but effects on the quantity of benthic chlorophyll were negligible. This work shows that the dismantling of disused dams is a restorative action required to reduce the environmental impact they generate and that their emptying does not generate significant environmental effects on fluvial communities.

Keywords: *susbtrate size, water chemistry, benthic chlorophyll, macroinvertebrates, gas emission*

1. INTRODUCCIÓN

Los embalses son infraestructuras que van unidas al desarrollo económico de una región, ya que proporcionan agua, energía y previenen los efectos negativos de las crecidas. Se estima que en el mundo hay un total de 45.000 grandes presas junto con 800.000 presas y azudes de dimensiones menores (Nilsson *et al.,* 2005; Zarfl *et al.,* 2015), y estos números siguen aumentando (Lehner *et al.,* 2019). Por otro lado, como cualquier otra infraestructura, los embalses generan impactos ambientales, afectando a la calidad del agua, la hidromorfología y la estructura y funcionamiento de los ecosistemas fluviales (Brandt, 2000; Brittain & L'Abée-Lund, 1995; Mbaka & Mwaniki, 2015). Como todas las infraestructuras, los embalses tienen una vida útil limitada. Durante dicha vida útil el balance entre los beneficios y los impactos puede considerarse favorable, pero tras ésta el balance es siempre negativo. Por otro lado, la seguridad es un aspecto fundamental en la gestión de estas instalaciones, como han puesto en evidencia desastres como el de la presa de Tous, en Valencia, cuya rotura en 1982 causó la muerte de decenas de personas. Por ello, la reducción de efectos ambientales y la eliminación de riesgos aconsejan desmantelar las presas al final de su vida útil. Para eso, primero es necesario vaciar el embalse y

* Autor de contacto: aitor.larranagaa@ehu.eus

[1] Licenciado y Doctor en Biología. Departamento de Biología Vegetal y Ecología, Facultad de Ciencia y Tecnología, Universidad del País Vasco UPV/EHU.

[2] Graduada en Biología. Departamento de Biología Vegetal y Ecología, Facultad de Ciencia y Tecnología, Universidad del País Vasco UPV/EHU.

[3] Licenciado y Doctor en Biología. Departamento de Biología Vegetal y Ecología, Facultad de Ciencia y Tecnología, Universidad del País Vasco UPV/EHU.

[4] Licenciado y Doctor en Biología. Departamento de Biología Vegetal y Ecología, Facultad de Ciencia y Tecnología, Universidad del País Vasco UPV/EHU.

posteriormente eliminar el efecto barrera de la presa, bien desmantelándola totalmente, o bien mediante otra solución técnica. El efecto de estas actividades sobre el ecosistema fluvial no se conoce aún en detalle (Bellmore *et al.,* 2019; Poff & Hart, 2002).

El primer desmantelamiento de una presa del que tenemos constancia data del año 331 a.C., y fue llevado a cabo por Alejandro Magno en el Valle del Tigris (Wildman, 2013). Sin embargo, es a partir del siglo XX cuando aumenta el número de presas desmanteladas en Europa y Norteamérica. Estados Unidos ha desmantelado más de 1.400 presas (Bellmore *et al.,* 2019), Europa más de 4.500 (Fernández Garrido *et al.,* 2018), en su mayor parte infraestructuras obsoletas y de pequeño tamaño (Bellmore *et al.,* 2017). Dentro de la demarcación hidrográfica del Cantábrico Oriental, región en la que se sitúa el embalse objeto de estudio del presente trabajo, se encuentran al menos 20 embalses que acumulan más de 87 hm^3 (www.embalses.net). Entre las que están en proceso de desmantelamiento se encuentra la presa de Enobieta, en el norte de Navarra. Con sus 42 metros de altura va a ser la presa más grande a desmantelar hasta la fecha en Europa, por lo que el seguimiento de esta actividad cobra especial importancia a la hora de afinar protocolos de actuación y valorar costes y beneficios técnicos y ambientales.

El proyecto Desembalse, financiado por la Fundación BBVA, analiza los efectos ambientales del vaciado y desmantelamiento del embalse de Enobieta (Artikutza, Navarra), que se encuentra actualmente ultimando la fase del vaciado. Nuestros objetivos en este artículo son:

1. describir el estado de la red fluvial previo al vaciado del embalse y el impacto ambiental que genera la presa en las características fisicoquímicas del agua, la calidad del sustrato y la comunidad de macroinvertebrados fluviales, y
2. mostrar los efectos del vaciado del embalse en la turbidez del agua y el biofilm del sustrato.

2. ÁREA DE ESTUDIO

La finca de Artikutza, de 3.700 hectáreas, se sitúa en el extremo noroccidental de Navarra, y fue adquirida en 1919 por el Ayuntamiento de San Sebastián para garantizar el suministro de agua de calidad. Para mantener la calidad del agua se prohibió todo tipo de actividad extractiva (pesca, caza y minería), se aglutinó la población de la cuenca en el barrio de Artikutza y se restringió el acceso. Además, desde su adquisición, se ha reforestado gran parte de la cuenca y las acciones silvícolas y de gestión forestal han ido encaminadas en ese sentido. A consecuencia de la gestión extremadamente conservacionista realizada durante un siglo, Artikutza está hoy mayoritariamente cubierta de bosques autóctonos maduros y alberga una elevada biodiversidad, lo que ha valido su inclusión dentro de la red Natura 2000.

Los arroyos de Artikutza son los mejor conservados del entorno (Elosegi *et al.,* 2013). La calidad del agua en general es excelente, fruto de la escasez de actividades humanas en la cuenca. Destaca la calidad del hábitat físico, especialmente la abundancia de madera muerta en los cauces, que promueve la diversidad de hábitats, proporciona refugio a numerosos organismos, y retiene sedimentos y materia orgánica (Wohl *et al.,* 2016), que es la principal fuente de alimento para los organismos fluviales (Wallace *et al.,* 1997. La comunidad de macroinvertebrados es muy diversa e indicadora de aguas de muy buena calidad (Elosegi et al. 2013). En cuanto a la comunidad de peces, faltan especies migratorias, como la anguila y el salmón, por la imposibilidad de salvar las barreras de aguas abajo, especialmente la que supone la presa de Añarbe (Elosegi *et al.* 2013). Es de destacar la presencia del desmán ibérico (*Galemys pyrenaicus*), un topo acuático endémico de la Península Ibérica y del norte de los Pirineos, que está en franca regresión en toda su área de distribución, pero que en Artikutza mantiene una buena población (González-Esteban *et al.,* 2018).

El Ayuntamiento de San Sebastián, propietario de la finca, ha realizado numerosas labores para mejorar el estado de naturalidad del valle, garantizar la calidad del agua y potenciar la biodiversidad. Entre otras, en 2014 eliminó 7 azudes en desuso para potenciar la conectividad de organismos a lo largo de la red fluvial. El único obstáculo presente a día de hoy en la parte alta de la cuenca es la presa de Enobieta.

3. LA PRESA DE ENOBIETA

A mediados del siglo XX, el Ayuntamiento de San Sebastián estudió varias alternativas para construir un embalse en la finca de Artikutza. Entre 1947 y 1953 se construyó la presa de Enobieta (figura 1) para asegurar el abastecimiento de agua a largo plazo. Se trata de una presa

Figura 1. Fotos de la presa desde abajo (izq.) y del embalse desde la presa (dcha.).

de gravedad de pantalla de hormigón de 35 m de altura, cuya planta está diseñada con una única alineación recta de 137,45 m. La coronación se sitúa a la cota 357,12 m; la cota del lecho del río es 320,16 m por lo que la altura de presa sobre cauce es de 36,86 m y de 42,70 m sobre cimientos. Durante su construcción se apreciaron problemas de estabilidad en el estribo izquierdo, que se apoya en calizas karstificadas del paleozoico. Durante años se ensayaron diversas soluciones técnicas, pero ninguna de ellas funcionó, por lo que se decidió rebajar la capacidad útil del embalse de los 2,66 a los 1,63 hm^3, un volumen que pronto resultó insuficiente para satisfacer el consumo creciente de San Sebastián. Ante esta situación, se decidió construir un segundo embalse, Añarbe, de 44 hm^3 aguas abajo en el mismo río de Artikutza. El embalse de Añarbe entró en funcionamiento en 1975, momento en el que el de Enobieta cayó en desuso. La falta de mantenimiento del embalse de Enobieta ha originado que a día de hoy esté catalogada como de Categoría A, la de menor seguridad según el Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses. Dentro de los problemas técnicos que la presa presenta se incluyen fugas que vierten a las galerías internas y problemas eléctricos que dificultan la manipulación de la compuerta de fondo (Martín Vide, 2016).

Diversos estudios (Elosegi *et al.,* 2013; Elosegi y Diez, 2016) han puesto en evidencia que a día de hoy el embalse de Enobieta es la principal afección al estado de conservación de los ecosistemas fluviales de Artikutza. Por un lado, la presa es una barrera infranqueable para peces, para el desmán ibérico, así como para muchos invertebrados, que de esta forma ven fragmentadas sus poblaciones y reducida su capacidad de subsistencia y de recuperarse de eventos extremos. Por otra parte, el embalse supone un hábitat fuertemente modificado, no apto para la vida de la mayor parte de las especies originarias del arroyo. También deteriora la calidad del agua, especialmente en verano, cuando la baja concentración de oxígeno en el fondo promueve la disolución de metales, muy abundantes en la zona por sus características geológicas, y la aparición de fenómenos de turbidez y de olores sulfurosos.

Así, tras varios requerimientos por parte del Ministerio de Medio Ambiente, el Ayuntamiento de San Sebastián, propietario y gestor de la presa, tuvo que decidir si invertir una fuerte suma de dinero en actualizar el estado de seguridad de la misma o desmantelarla. En 2016, en vista de que las necesidades de abastecimiento estaban sobradamente cubiertas por el embalse de Añarbe, de que el embalse de Enobieta es la principal afección ambiental del valle, y de que no se prevé ningún uso futuro para el mismo, el Ayuntamiento de San Sebastián se decantó por la segunda opción. Se tomó la decisión de vaciar el embalse lentamente, para evitar que los sedimentos acumulados en el fondo se movilizasen. Asimismo, se consideró que la eliminación total de la presa era una actividad demasiado cara e impactante. El volumen de hormigón en la misma equivale a 100.000 camiones y su eliminación ocasionaría fuertes impactos por daños en la carretera de acceso a Artikutza, ruido y polvo, entre otros impactos. Por ello, se decidió mantener la presa en pie, pero aumentando la conectividad a través de la misma. La solución final todavía no se ha tomado, pero entre las alternativas evaluadas se encuentra la construcción de un túnel a través del fondo de la presa, que debería ser lo suficientemente ancho y rugoso como para permitir el paso de peces y del desmán.

El desmantelamiento de una gran presa puede tener efectos ambientales y sociales, y la recuperación de los ecosistemas afectados depende de múltiples factores (Bellmore *et al.,* 2019). En el caso de Enobieta, uno de las limitaciones a tener en cuenta es que no afecte negativamente al embalse de Añarbe, situado 12 km aguas abajo, y que abastece de agua potable a la mitad de la provincia de Gipuzkoa, incluyendo San Sebastián. En particular, había preocupación por la posible movilización de los sedimentos acumulados en Enobieta. Sin embargo, fruto del pequeño tamaño y del excelente estado de conservación de la cuenca, en Enobieta sólo hay 88.000 m^3 de sedimentos acumulados, que además, no presentan ningún problema de contaminación (Girder-Ingenieros, 2016). Este volumen es considerablemente inferior a las entradas anuales al embalse de Añarbe (123. 000 m^3) (CEDEX, 2005), por lo que no debería causar ningún problema al abastecimiento de agua, aunque podría afectar al tramo fluvial entre Enobieta y Añarbe, produciendo una disminución temporal en la concentración de oxígeno, o cubriendo el lecho de sedimentos finos, aspectos que se consideró importante estudiar. Otra de las incógnitas es la velocidad a la que se recuperarán los hábitats y comunidades, tanto en la zona actualmente anegada por el embalse como en los tramos aguas abajo de la presa. Los arroyos de la zona son muy dinámicos (Elosegi *et al.,* 2017), como consecuencia de su elevada pendiente y de las intensas precipitaciones, lo que sugiere una rápida recuperación de los cauces fluviales. En cuanto a los sedimentos emergidos en el lecho del embalse, se espera que se revegeten rápido, aunque el desarrollo del bosque necesitará más tiempo. El vaciado y desmantelamiento de Enobieta ofrece una oportunidad única para estudiar y comprender todos estos procesos.

4. EL PROYECTO DESEMBALSE

El grupo de investigación de Ecología Fluvial de la Universidad del País Vasco (UPV/EHU) presentó el proyecto "*DESEMBALSE. Efecto del vaciado del embalse de Enobieta (Navarra) sobre la biodiversidad y el funcionamiento de los ecosistemas fluviales*" a la convocatoria de 2017 de proyectos de investigación de la Fundación BBVA. El proyecto resultó financiado con 98.000 € y se desarrollará hasta finales de 2020. Además, hemos establecido una serie de colaboraciones con investigadores de la Universidad de Barcelona, del Instituto Catalán de Investigaciones Acuáticas (ICRA, Girona), del Centro Nacional de Investigación Científica Francés (CNRS, Moulis, Francia) y del Centro para Estudios Medioambientales (UFZ, Magdeburgo, Alemania) para ampliar el rango de variables estudiadas y de esta forma aprovechar esta oportunidad para evaluar los efectos del desmantelamiento de una gran presa en un entorno privilegiado desde el punto de vista ambiental.

El proyecto DESEMBALSE pretende analizar el efecto del embalse de Enobieta en la biodiversidad y funcionamiento ecosistémico de los arroyos de la cuenca de Artikutza, los impactos de la fase de vaciado, así como la recuperación, tanto de la zona anegada como de las zonas de la red fluvial afectadas por el embalse. Para ello, estudiamos tanto la zona anegada por el embalse como los

arroyos de la cuenca y analizamos una amplia gama de aspectos, desde la morfología de los cauces, las características del sedimento, la hidrología, la fisicoquímica del agua, las comunidades microbianas, de invertebrados y de vertebrados, así como procesos que definen el funcionamiento del ecosistema, desde la emisión de gases de efecto invernadero hasta la retención de nutrientes o la descomposición de materia orgánica. Este conjunto de variables viene determinado por nuestras hipótesis de trabajo, que se resumen en la figura 2.

La hipótesis de partida general es que el vaciado del embalse supondrá una transformación radical en la estructura y funcionamiento del área actualmente anegada por el embalse, un impacto inicial aguas abajo de la presa por el arrastre de sedimentos y materia orgánica, y una rápida recuperación del ecosistema fluvial como consecuencia del elevado dinamismo de estos arroyos de montaña. La recuperación del bosque terrestre en las zonas emergidas, por supuesto, ocurrirá en un marco temporal muy superior al de este proyecto.

Las hipótesis específicas son las siguientes (figura 2):

H1. En la zona actualmente anegada por el embalse se producirá la conversión de un ecosistema léntico en lótico. Se recuperarán los hábitats fluviales, formándose una secuencia de rápidos y pozas similar a la del arroyo Enobieta aguas arriba. Esta recuperación procederá de arriba abajo, conforme los sedimentos finos vayan siendo arrastrados por las crecidas.

H2. Conforme se reconfiguren los hábitats lóticos, serán recolonizados por invertebrados fluviales. Dado el carácter torrencial de los arroyos de la zona y la proximidad de fuentes de recolonizadores, hipotetizamos una rápida recolonización.

H3. El vaso del embalse y la parte alta del arroyo de Enobieta serán rápidamente recolonizados por el desmán ibérico. Su población actual en Artikutza es buena (Arturo Elosegi, datos sin publicar), pero los jóvenes no tienen sitios nuevos que recolonizar.

H4. Conforme se recupere el hábitat físico y las comunidades, el tramo fluvial recuperará un funcionamiento ecosistémico natural, que se reflejará en retención de nutrientes y retención y descomposición de materia orgánica similares a los del arroyo de Erroiarri, cuyo tamaño y topografía son casi idénticos al de Enobieta.

H5. Los sedimentos orgánicos emergidos comenzarán a descomponerse a mayor rapidez por su mayor aireación. Aumentará la emisión de CO_2 por parte de los mismos.

H6. A una escala temporal más larga, se iniciará la revegetación de los sedimentos emergidos y habrá cambios en las alisedas de cola del embalse, conforme el arroyo se encaje por arrastre de sedimentos.

H7. Durante la fase de vaciado se producirá el arrastre de sedimentos finos y orgánicos acumulados en el fondo del embalse, que aumentará la turbidez del río. Además, producirá la agradación del cauce y la disminución del tamaño de partículas aguas abajo. Este efecto irá desplazándose aguas abajo y suavizándose conforme los sedimentos sean redistribuidos por efecto de las crecidas. El impacto químico del embalse (precipitación de hierro y sales de manganeso por efecto de la termoclina en el verano-otoño) desaparecerá.

H8. Los peces (truchas y foxinos) actualmente presentes en el embalse colonizarán tramos aguas abajo, donde producirán un fuerte efecto sobre las redes tróficas. Las comunidades piscícolas acabarán ajustándose a la disponibilidad de alimento.

H9. Las comunidades de invertebrados cambiarán como consecuencia de los cambios geomorfológicos, los cambios químicos y la presión de predación por parte de los peces.

H10. Cambiará el funcionamiento del ecosistema. En el momento del vaciado se producirá un aumento de la

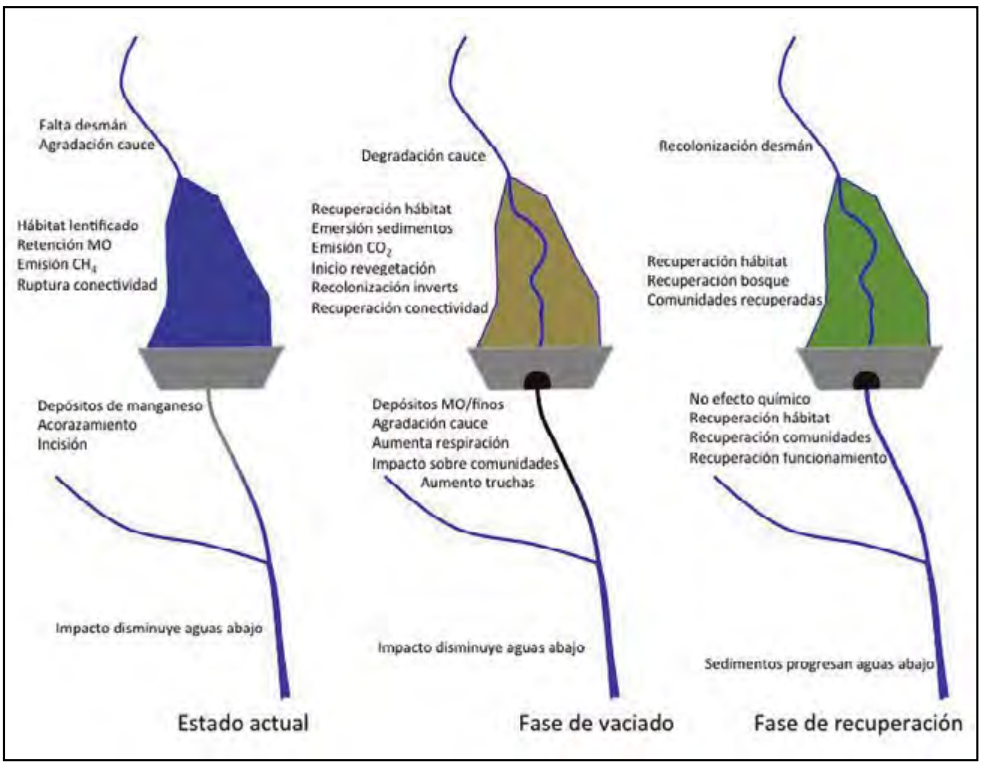


Figura 2. Esquema de las hipótesis de partida del proyecto Desembalse. MO = materia orgánica.

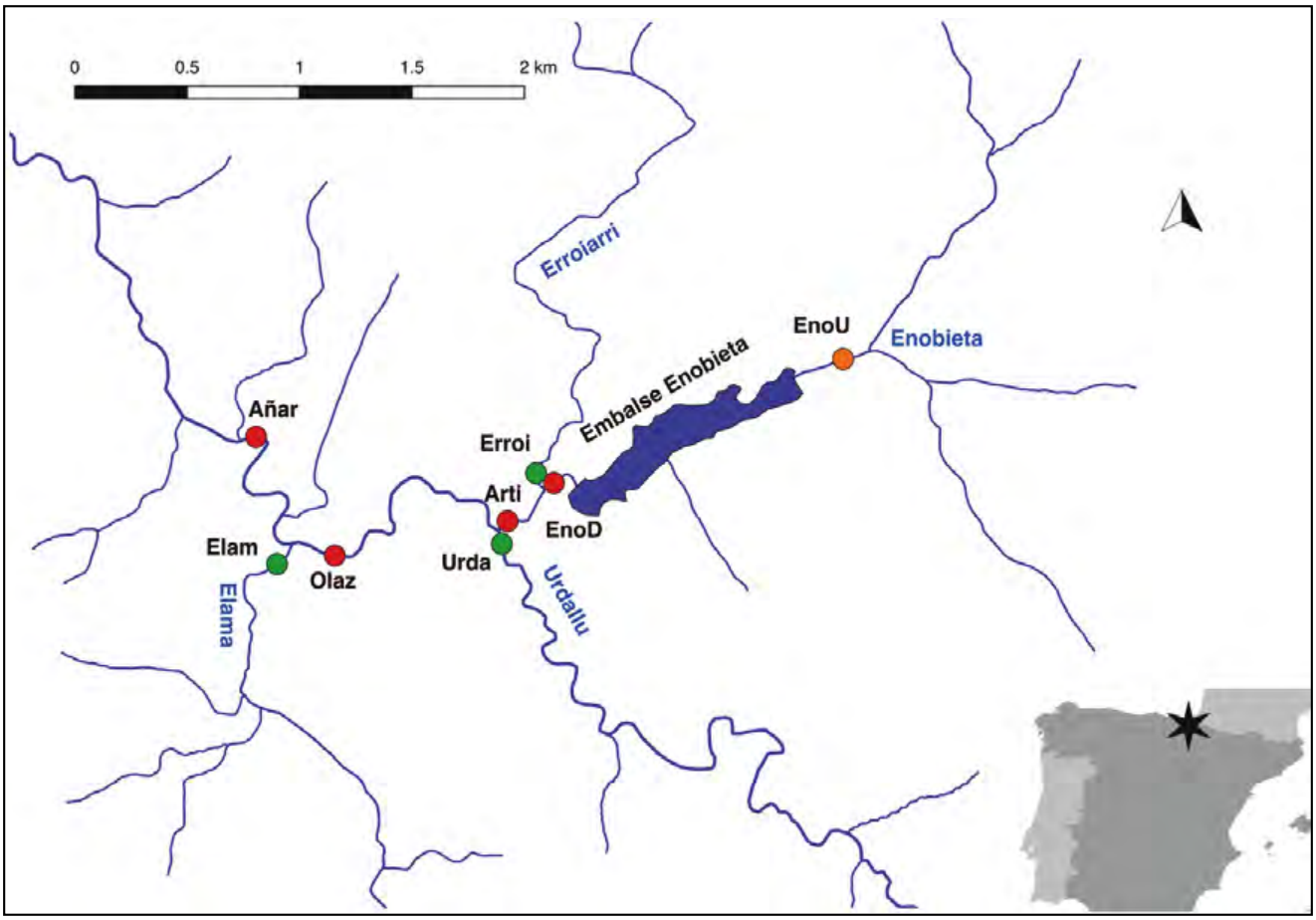


Figura 3. Área de estudio y localización de las 8 estaciones de muestreo (punto naranja: aguas arriba del embalse; rojo: aguas abajo del embalse; verde: tramos no afectados por el embalse).

heterotrofia por la acumulación de materia orgánica. Se reducirá la capacidad de retención de nutrientes por el aumento del sedimento fino y poco estable. Se reducirá la tasa de descomposición por el aumento en la disponibilidad de materia orgánica. Estos cambios serán transitorios y desaparecerán conforme las riadas redistribuyan los sedimentos y la materia orgánica.

Para tratar de responder estas hipótesis, el proyecto sigue un esquema general tipo BACI (del inglés Before-After/Control-Impact). El esquema BACI (Underwood, 1994) consiste en estudiar una serie de tramos afectados por el embalse, fundamentalmente tramos aguas abajo del mismo, y otros tramos similares pero no afectados, en nuestro caso, otros arroyos cercanos; compararlos antes del impacto y volver a compararlos tras el tras el vaciado. El diseño BACI es especialmente adecuado para evaluar el efecto de actividades humanas sobre el medio ambiente, ya que permite desligar los efectos de dichas actividades, en este caso del vaciado, de los cambios debidos a otras causas, por ejemplo, a diferencias meteorológicas entre los periodos anterior y posterior a la realización del impacto o a las diferencias basales entre los tramos de estudio.

En este estudio hemos establecido ocho estaciones de muestreo en la red fluvial: una estación aguas arriba del embalse, cuatro consecutivas aguas abajo de la misma y tres en ríos que drenan cuencas sin ningún tipo de efecto antrópico (figura 3). Además, se han realizado diversos muestreos en el embalse, desde embarcación tipo zodiac y desde el suelo, para poder evaluar los cambios que ocurren en el mismo.

5. ESTADO PREVIO AL VACIADO

En general, los arroyos de la cuenca de Artikutza tienen agua de excelente calidad, con una baja conductividad, elevada concentración de oxígeno, y baja concentración de nutrientes (figura 4), como consecuencia de la alta cobertura forestal de la cuenca. Sin embargo, aguas abajo de la presa la concentración de amonio es más alta que en el resto de las estaciones. Además, se detectan elevadas concentraciones de metales, especialmente hierro y manganeso, que a menudo aparecen a niveles superiores a los establecidos para aguas de boca (figura 5). Estos metales provienen del embalse, en cuyo fondo disminuye la concentración de oxígeno, aumentando así la solubilidad de los metales. Una vez debajo de la presa, el agua vuelve a oxigenarse y los metales se oxidan y precipitan. En el caso del manganeso, sus óxidos se acumulan en el lecho y confieren una turbidez negruzca al agua. Adicionalmente, en el tramo por debajo de la presa se aprecia una ausencia de sedimentos finos, tipo grava o arena, que son atrapados en el embalse.

Las comunidades de macroinvertebrados también muestran un efecto claro del embalse por debajo de la presa. El número total de taxones desciende notablemente de los 46 taxones en el tramo aguas arriba de la presa a sólo 7 taxones aguas abajo de la misma (figura 6). Además, del total de 61 taxones que se identificaron en la cuenca de Artikutza, 16 faltaban exclusivamente bajo la presa, y 8 de estos (*Atherix*, *Capnioneura*, *Habroleptoides*, Heptageniidae, *Leuctra*, *Sericostoma*, *Silo*

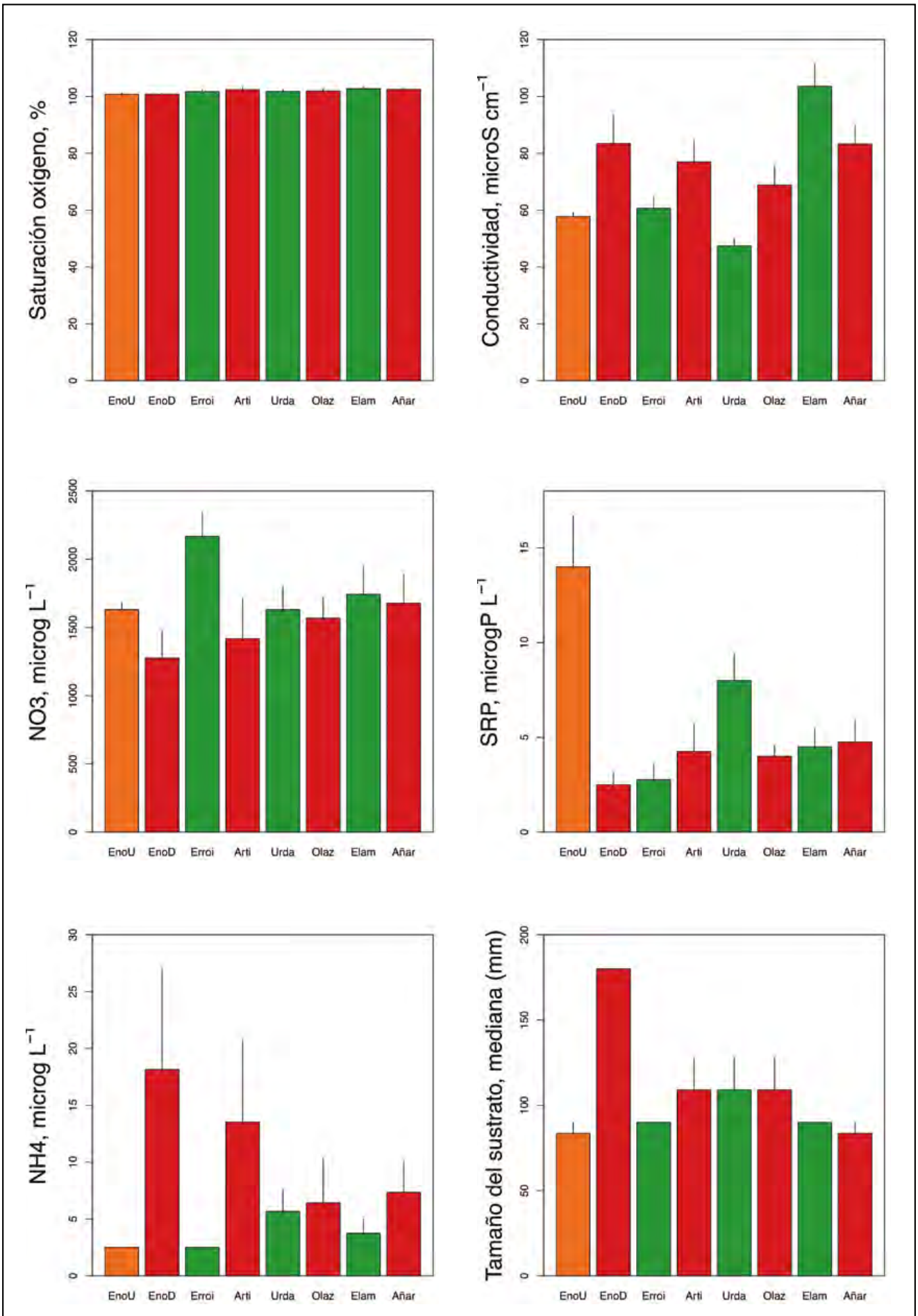


Figura 4. Características físico-químicas del agua y el tamaño del sustrato en los puntos de muestreo. NO3 = nitrato, NH4 = amonio, SRP = fósforo reactivo soluble.

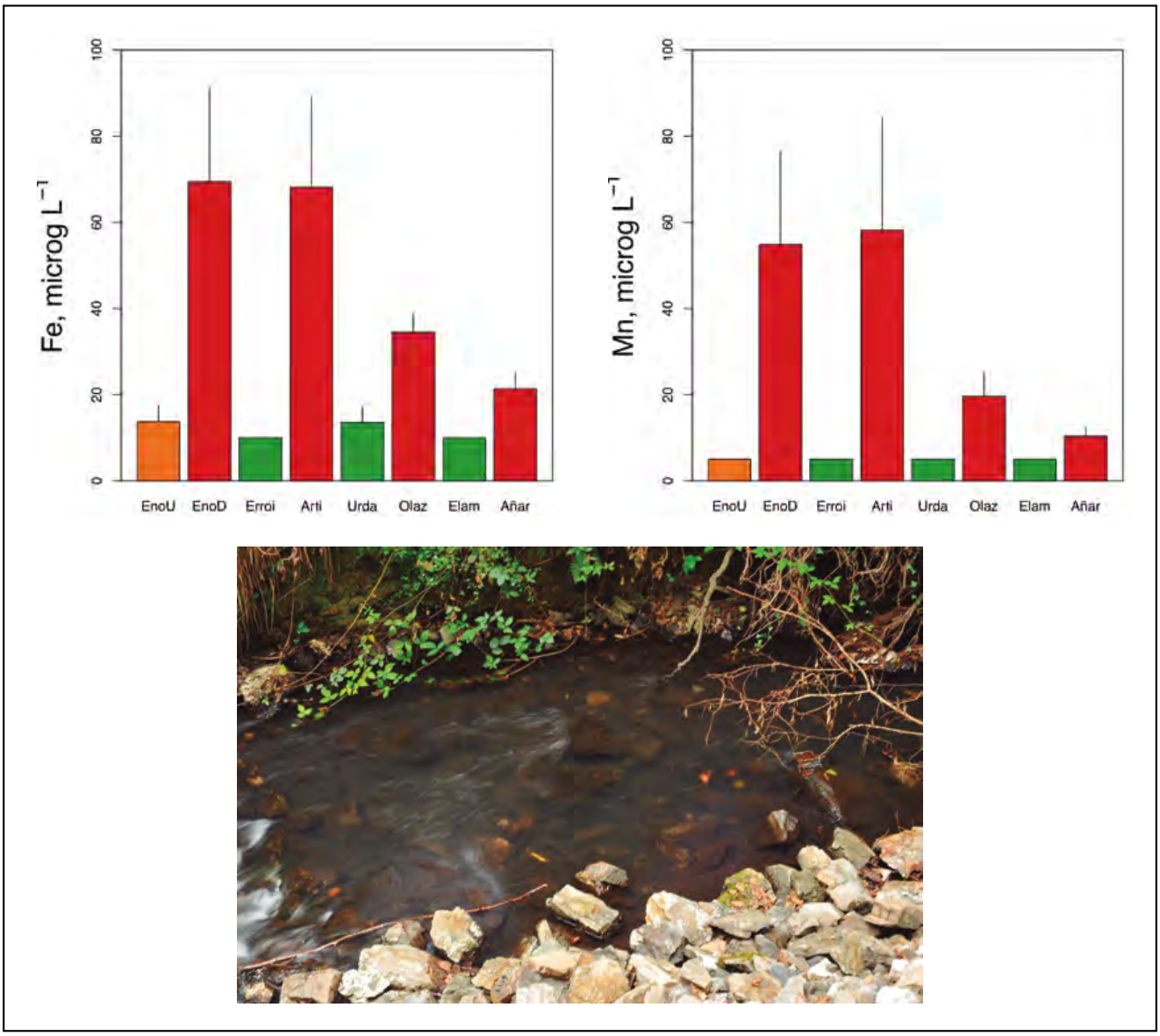


Figura 5. Arriba. Concentraciones de hierro y manganeso en los puntos de muestreo. Abajo. Óxidos de manganeso de color negruzco en el agua y sobre el sustrato aguas abajo de la presa de Enobieta.

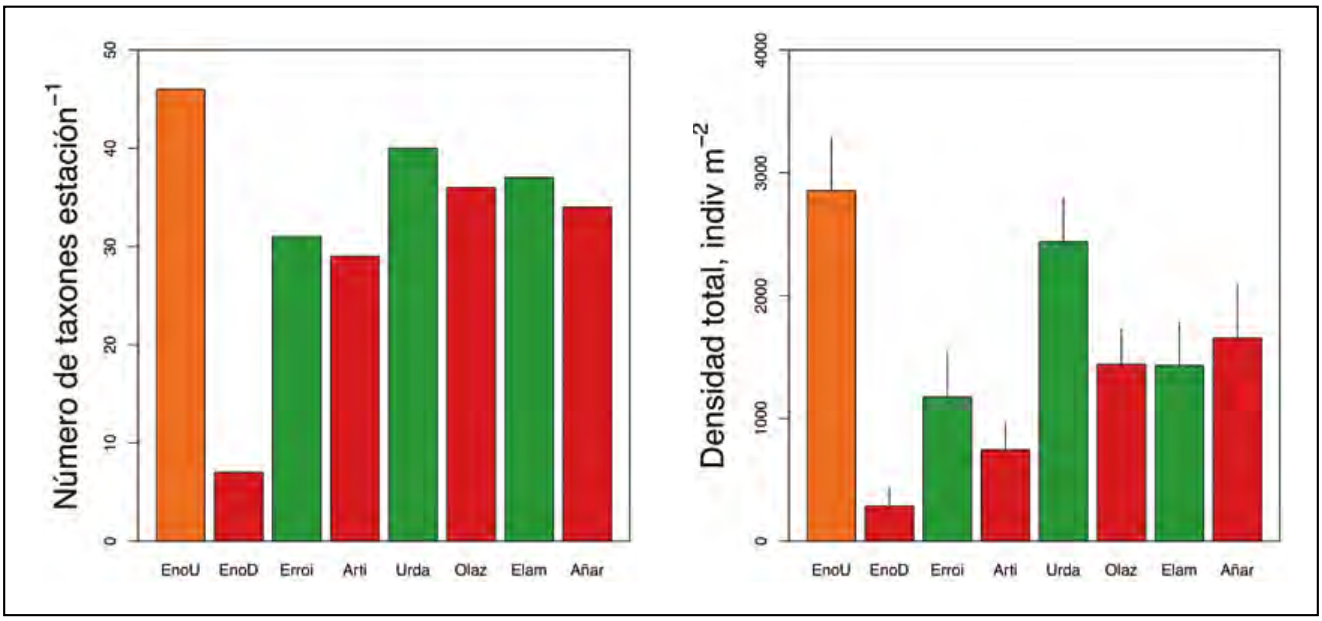


Figura 6. Riqueza de taxones (izquierda) y densidad de invertebrados en las estaciones de muestreo de la red fluvial de Artikutza (derecha). En ambos casos los números más bajos se detectan en el tramo EnoD, justo bajo la presa, y el impacto va disminuyendo aguas abajo.

y *Siphonoperla*) son muy sensibles a la contaminación. La densidad de macroinvertebrados también mostró una fuerte reducción debajo del embalse y una recuperación gradual aguas abajo, conforme se van incorporando otros tributarios. En conjunto, esta información sugiere que la contaminación por metales liberados en el embalse está afectando de forma negativa a las comunidades de invertebrados en la cuenca.

6. EFECTO DEL VACIADO

El mecanismo para regular el nivel del embalse de Enobieta es la compuerta de fondo, un rectángulo de 1 m de ancho por 1,5 m de alto con una doble compuerta que se acciona desde una cámara situada en el interior de la presa. Tras décadas de desuso, se consideró peligroso accionarla directamente para efectuar el vaciado. En su lugar, se activaron inicialmente cuatro sifones de 300 mm de diámetro, que en la época de explotación de la presa se utilizaban para suministrar agua superficial (figura 1). Estos sifones permitieron bajar el nivel del embalse unos 4 metros, tras lo cual se consiguió abrir la válvula de una de las tomas de 600 mm. Esto, junto con las fugas por filtraciones y por el tubo de aireación de la compuerta de fondo, que suponían unos 40 L/s (Martín Vide, 2016), permitieron reducir paulatinamente el nivel del embalse desde mayo hasta diciembre de 2018. En ese momento, con un embalse casi vacío, se reparó y activó la compuerta de fondo, vaciándose el embalse completamente el 18 de enero de 2019 (figura 7; figura 10). Sin embargo, un periodo de fuertes lluvias (más de 500 L/m^2 acumulados en dos semanas) hizo que el nivel del embalse volviera a subir 12 m, poniendo también en evidencia que la capacidad de desagüe de la compuerta de fondo estaba limitada por la acumulación de residuos en su boca de cascotes de hormigón, residuos producidos cuando se rebajó el nivel del aliviadero en los años 80. Para el 25 de febrero de 2019 los operarios del ayuntamiento consiguieron eliminar esos cascotes con lo que se abrió la compuerta de fondo y se vació definitivamente el embalse (figura 7).

El lento vaciado ha hecho aflorar buena parte de los sedimentos atrapados en el embalse. En la zona de cola del embalse los sedimentos consisten en paquetes densos de hojarasca, que van siendo reemplazadas por limo fino conforme nos acercamos a la presa. Estos sedimentos se han compactado y están siendo rápidamente cubiertos por vegetación, especialmente juncos, hierbas del género *Polygonum*, así como algunos sauces (figura 8). Conforme el nivel del embalse baja, el arroyo de Enobieta está incidiéndose en estos sedimentos, formando unas orillas escarpadas. Se aprecia una gradación clara en la granulometría del lecho, estando este formado por bloques y cantos en las partes más distales, por guijarros y grava en las más próximas a la presa.

Había expectación por lo que pudiera suceder con la apertura de la compuerta de fondo, sobre todo por el volumen de sedimentos que se pudieran movilizar y por los efectos que pudieran causar los mismos sobre el hábitat y las comunidades aguas abajo del embalse. En el momento de la apertura, la turbidez del agua aumentó hasta 280 NTU, pero fue un pico muy pasajero, volviendo la turbidez a niveles de 5-10 NTU en 3-4 horas. Este aumento se detectó inmediatamente debajo del embalse de Enobieta, mientras que en la estación de aforo situada en la entrada del embalse de Añarbe, 8 km más abajo, la turbidez apenas pasó de los 40 NTU (figura 9). Además, la concentración de oxígeno se mantuvo constantemente a niveles cercanos a la saturación, y no se ha apreciado ningún acúmulo de sedimentos finos que pudiera afectar de forma negativa al hábitat fluvial.

El seguimiento de la turbidez del agua de la estación Artikutza, situada aguas abajo del embalse, y las de Urdallu, un tramo no afectado por el embalse, mostraron 3 periodos en las que se superaron los 40 NTU que parecían responder a altas precipitaciones (figura 10). Los valores basales de turbidez fueron similares para las dos estaciones a lo largo del vaciado, pero mostraban valores ligeramente superiores tras el vaciado completo (figura 10). La cantidad de clorofila en el bentos era más alta en las estaciones referencia y la estación aguas arriba del embalse, que en las estaciones de aguas abajo (figura 10). Los valores mínimos fueron medidos en la estación inmediatamente debajo del embalse. El vaciado no generó ningún efecto sobre la cantidad de clorofila en el bentos y los valores tras el vaciado completo (el último muestreo), se mantuvieron dentro del rango de valores de los muestreos anteriores.

Figura 7. Izquierda: un operario del ayuntamiento limpia los cascotes que obstruían la entrada a la compuerta de fondo. Derecha: el embalse vacío.

Figura 8. Vista de la zona emergida del embalse. Apréciese la rápida revegetación de las zonas más distales, que en el momento de las fotos llevaban cuatro meses emergidas, y cómo el arroyo Enobieta va recuperando su cauce.

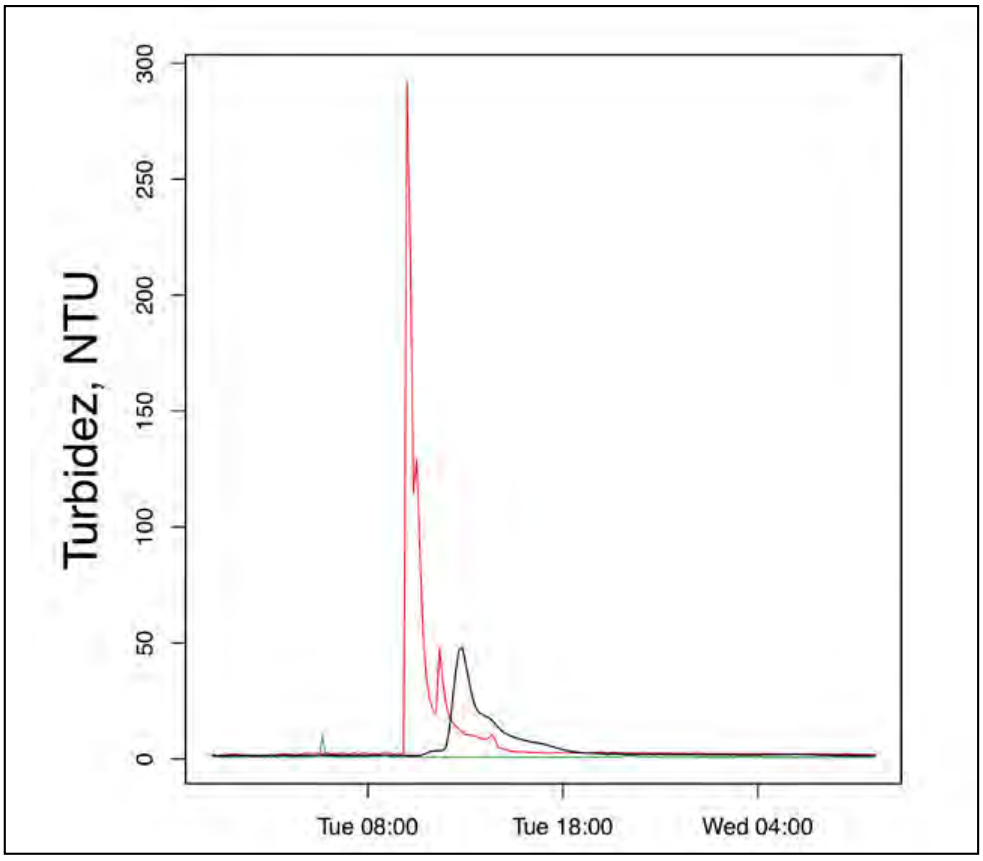


Figura 9. Turbidez en la estación Artikutza (línea roja), en la estación Urdallu (verde) y en la estación de aforo de Añarbe (negro) en la prueba de apertura de la compuerta (18/12/2018). La estación de aforo de Añarbe se encuentra 8 kilómetros aguas abajo de la estación de Artikutza.

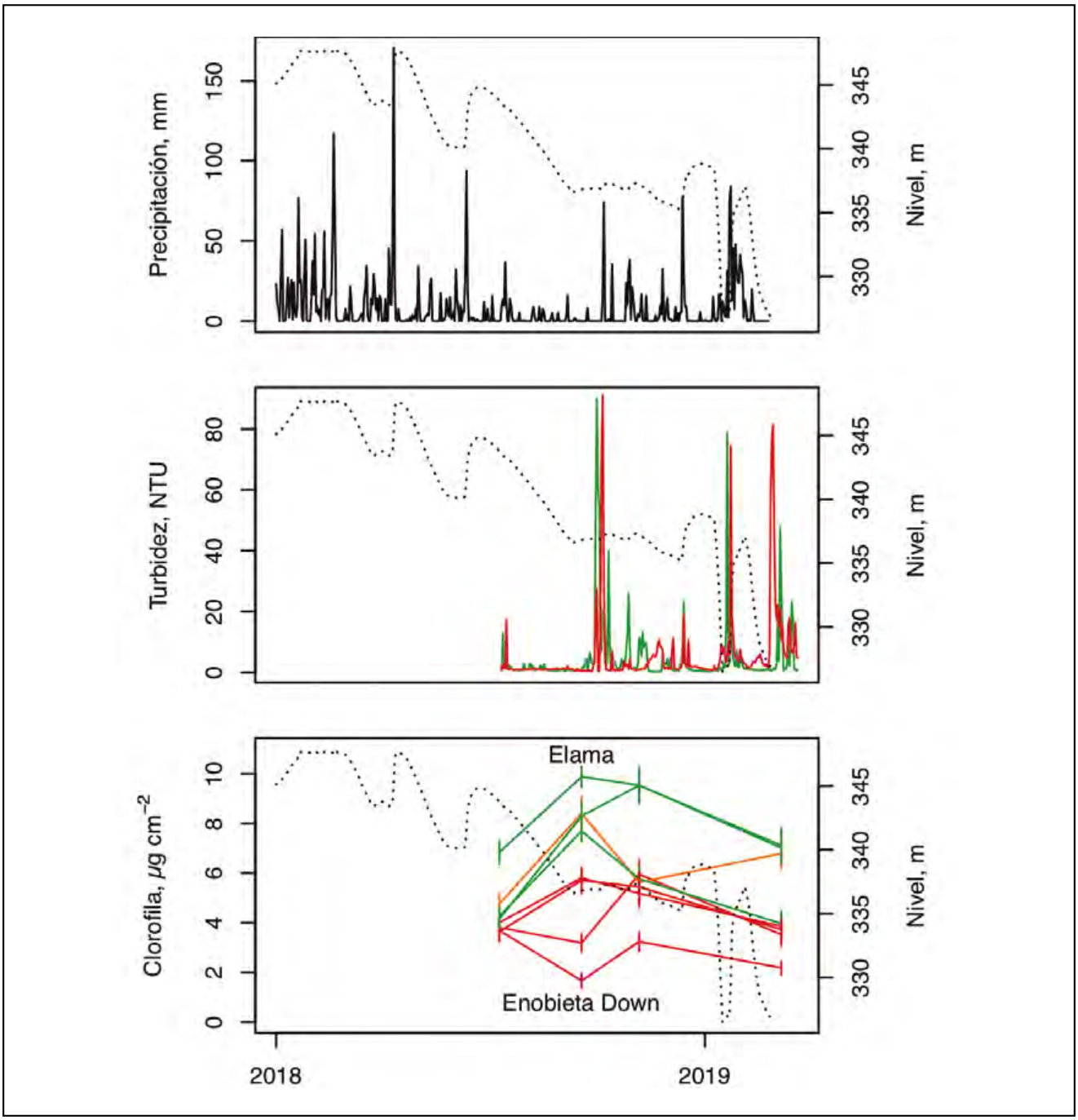


Figura 10. Seguimiento temporal de la precipitación diaria, la turbidez media diaria del agua y la cantidad de clorofila en el bentos a lo largo del vaciado del embalse de Enobieta. La línea de puntos muestra el nivel del agua en el embalse (escala de la derecha); la cota máxima mostrada corresponde a la capacidad máxima del embalse y la cota mínima al nivel del agua a la altura de la compuerta de fondo. Se muestran los datos de turbidez de Urdallu (verde) y Artikutza (rojo). Para la cantidad de clorofila se señalan las dos estaciones que mostraron los valores más altos (Elama) y más bajos (Enobieta Down) de las 8 estaciones muestreadas (línea naranja: aguas arriba del embalse; roja: aguas abajo; verde: tramos no afectados por el embalse).

7. EMISIONES DE GASES DE EFECTO INVERNADERO

El seguimiento de las emisiones de metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2) realizados antes y durante el vaciado del embalse de Enobieta está permitiendo constatar cambios relevantes en la cantidad total y relativa de estos flujos. En la fase previa al vaciado, el embalse emitía mucho CH_4 a la atmósfera, tanto de forma difusiva como por ebullición, desde la zona de la cola donde la acumulación de grandes cantidades de materia orgánica fresca y la baja concentración de oxígeno en el lecho favorecen la actividad de las bacterias metanógenas (figura 11). Los resultados preliminares indican que dichas emisiones han remitido fuertemente durante el vaciado, cuando hemos medido flujos muy pequeños de CH_4 tanto en las zonas aún anegadas como en los lechos emergidos. Por el contrario, el vaciado del embalse está favoreciendo las emisiones de CO_2 en los lechos emergidos. A falta de nuevos muestreos y un balance final, y debido a que el CH_4 es un gas de efecto invernadero unas 20 veces más potente que el CO_2, prevemos que el vaciado del embalse de Enobieta reducirá de forma significativa la huella de carbono de la ciudad de San Sebastián.

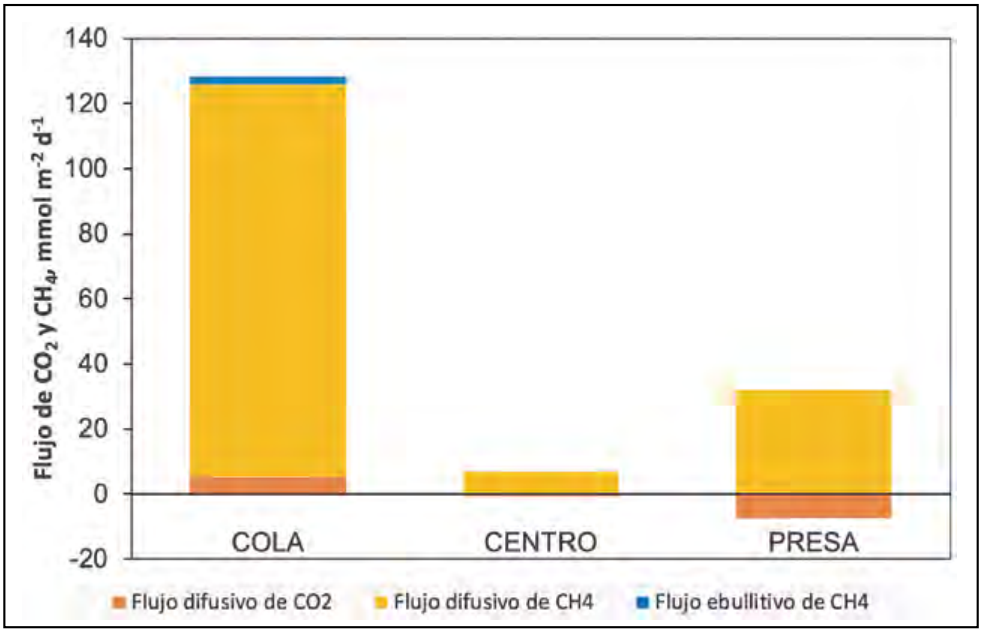


Figura 11. Flujos de CO_2 y CH_4 (en mmol m^{-2} d^{-1}) entre la superficie del agua y la atmósfera en la fase previa al vaciado del embalse. Se muestra la media para las distintas zonas del embalse.

8. CONSIDERACIONES FINALES

Los embalses, como toda infraestructura humana, tienen un periodo de vida útil limitado, tras el cual deben ser desmantelados para paliar sus efectos ambientales. El vaciado y posterior desmantelamiento del embalse de Enobieta proporcionará una oportunidad única para aprender sobre las complicaciones técnicas y los efectos ambientales de esta actividad. Los resultados obtenidos por ahora en el proyecto DESEMBALSE muestran que el embalse causa afecciones ambientales en la cuenca de Artikutza, que en general tiene un estado de conservación envidiable, pero que el vaciado no ha originado ningún problema adicional. En las zonas emergidas del embalse los ecosistemas, tanto fluviales como terrestres se están recuperando a buen ritmo y es de esperar que los tramos aguas abajo de la presa se recuperen también rápidamente una vez se ejecute la solución final para ponerla fuera de servicio. Estos resultados deberían servir de precedente para los gestores de otras presas obsoletas a la hora de emprender acciones para su desmantelamiento.

9. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Fundación BBVA (064—17), por el Gobierno Vasco (IT951-16) y por el Gobierno de Navarra (OTRI 2018.0370). Miren Atristain disfruta de una beca predoctoral de la Universidad del País Vasco (UPV/EHU). Gracias a Diputación Foral de Gipuzkoa y Aguas del Añarbe SA por compartir la información disponible sobre la cuenca de Añarbe. Nuestro más sincero agradecimiento al Ayuntamiento de Donostia-San Sebastián y en especial a Asun Yarzabal, Iñaki Uranga y a todo el personal de mantenimiento de la finca de Artikutza, por su apoyo constante. Queremos también reconocer la labor de los dos revisores que han ayudado a mejorar el manuscrito.

10. REFERENCIAS

Bellmore, J.R., Duda, J.J., Craig, L.S., Greene, S.L., Torgersen, C.E., Collins, M.J., y Vittum, K. (2017). Status and trends of dam removal research in the United States. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Water*, 4(2), e1164. DOI: 10.1002/wat2.1164

Bellmore, J.R., Pess, G.R., Duda, J.J., Connor, J.I.M.E.O., East, A.M.Y.E., Foley, M.M., Wilcox, A.C., Major, J.J., Shafroth, P.B., Morley, S.A., Magirl, C.S., Anderson, C.W., Evans, J.E., Torgensen, C.E., y Craig, L.S. (2019). Conceptualizing ecological responses to dam removal: if you remove it, what's to come? *BioScience*, 69(1): pp. 26–39. DOI: 10.1093/biosci/biy152

Brandt, S.A. (2000). Classification of geomorphological effects downstream of dams. *Catena*, 40(4): pp. 375–401. DOI: 10.1016/s0341-8162(00)00093-x

Brittain, J.E., y L'Abée-Lund, J.H. (1995). The environmental effects of dams and strategies for reducing their impact. En *Reservoirs in River Basin Development*. Róterdam: AA Balkema, pp. 129–138.

CEDEX (2005). Asistencia técnica para el estudio de la capacidad del embalse de Añarbe (Navarra). Madrid: CEDEX (Ministerio de Fomento).

Elosegi, A., Díez, J. R., Flores, L., y Molinero, J. (2017). Pools, channel form, and sediment storage in wood-restored streams: Potential effects on downstream reservoirs. *Geomorphology*, 279, pp. 165–175. DOI: 10.1016/J.GEOMORPH.2016.01.007

Elosegi, A., Díez, J., y González-Esteban, J. (2013). Diagnóstico de los ecosistemas ligados al agua de Artikutza. Informe para el Ayuntamiento de San Sebastián.

Elosegi, A., y Díez, J.R. (2016). Estudio de alternativas del vaciado del embalse de Enobieta (Artikutza). Implicaciones ecológicas. Informe para el Ayuntamiento de San Sebastián.

Fernández Garrido, P., Groot, L. de, Wanningen, H., Herk, J. van, y Geenen, B. (2018). Dam removal europe: Un movimiento necesario para apoyar a profesionales y desmentir mitos. Retos y experiencias de restauración fluvial en el ámbito de La Red Natu-

ra 2000, pp. 168-179. Disponible en //dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6700264

Girder-Ingenieros. (2016). Estudio de viabilidad de la puesta fuera de servicio de la presa de Artikutza.

González-Esteban, J., Elosegi, A., Esnaola, A., Aihartza, J., y Escudero, A.A. (2018). Need for speed : Preference for fast-flowing water by the endangered semi-aquatic Pyrenean desman (Galemys pyrenaicus) in two contrasting streams. *Aquatic Conservation*, 28(3): pp. 600-609. DOI: 10.1002/aqc.2893

Lehner, B., Reidy Liermann, C., Revenga, C., Vorosmarty, C., Fekete, B., Crouzet, P., Wisser, D. (2019). Global Reservoir and Dam Database, Version 1 (GRanDv1): Dams, Revision 01. Palisades, NY: NASA Socioeconomic Data and Applications Center (SEDAC).

Martín Vide, J.P. (2016). Estudio de alternativas del vaciado del embalse de Enobieta (Artikutza). Implicaciones hidrológicas y técnicas. Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

Mbaka, J.G., y Mwaniki, M.W. (2015). A global review of the downstream effects of small impoundments on stream habitat conditions and macroinvertebrates. *Environmental Reviews*, 23(3): pp. 257-262. DOI: 10.1139/er-2014-0080

Nilsson, C., Reidy, C.A., Dynesius, M., y Revenga, C. (2005). Fragmentation and flow regulation of the world's large river systems. *Science*, 308(5720): pp. 405–408. DOI: 10.1126/science.1107887

Poff, N.L., y Hart, D.D. (2002). How dams vary and why it matters for the emerging science of dam removal. *BioScience*, 52(8): pp. 659–668. DOI: 10.1641/0006-3568(2002)052[0659:HDVAWI]2.0.CO;2

Underwood, A.J. (1994). On Beyond Baci-sampling designs that might reliably detect environmental disturbances. *Ecological Applications*, 4(1): pp. 3–15. DOI: 10.2307/1942110

Wallace, J.B., Eggert, S.L., Meyer, J.L., y Webster, J.R. (1997). Multiple trophic levels of a forest stream linked to terrestrial litter inputs. *Science*, 277(5322): pp. 102–104. DOI: 10.1126/science.277.5322.102

Wildman, L. (2013). Dam removal: A history of decision points. En J.V. De Graff y J.E.Evans,*The Challenges of Dam Removal and River Restoration* (pp. 1–10). DOI: 10.1130/2013.4121(01)

Wohl, E., Bledsoe, B.P., Fausch, K.D., Kramer, N., Bestgen, K.R., y Gooseff, M.N. (2016). Management of large wood in streams: an overview and proposed framework for hazard evaluation. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 52(2): pp. 315–335. DOI: 10.1111/1752-1688.12388

Zarfl, C., Lumsdon, A.E., Berlekamp, J., Tydecks, L., y Tockner, K. (2015). A global boom in hydropower dam construction. *Aquatic Sciences*, 77(1): pp. 161–170. DOI: 10.1007/s00027-014-0377-0

Investigación de las causas del colapso de la iglesia de la Coveta Fumà de El Campello (Alicante)

Investigation of the Causes of the Collapse of the Coveta Fumà Church in El Campello (Alicante)

Luis J. Marco García[1] y Jaime de Marco Mendívil[2*]

Resumen

A finales de junio de 2018 colapsó violentamente la iglesia de la Coveta Fumà en El Campello. Se investiga en este artículo las causas que originaron este desenlace basándose en el comportamiento de las obras de fábrica y sus hipótesis de cálculo, el análisis de las posibles influencias externas a la obra que lo provocaron, el estudio de los puntos singulares de la estructura susceptibles de convertirse en defectos de proyecto y/o ejecución, el examen de la sensibilidad de la obra frente a los fenómenos de fragilidad y fatiga. Para ello, se han modelizado todos estos comportamientos mediante diferentes métodos, contrastando los resultado obtenidos con lo observado en la realidad.

Palabras clave: arco, bóveda, obras de fábrica, fallo por cortante, colapso arcos, teoría de la excentricidad para obras de fábrica.

Abstract

At the end of June 2018, the Coveta Fumà Church in El Campello collapsed violently. This article investigates the causes leading to such an outcome on the basis of the behavior of factory works and their calculation hypotheses, the analysis of possible external influences at work that provoked it, the study of the singular points of the susceptible structure to become defects of either the project or the execution, and the assessment of the sensitivity of the work against the phenomena of fragility and fatigue. To do so, all these behaviors have been modelled through different methods, contrasting the results obtained with what was observed in reality.

Keywords: *arch, vault, roadworks, masonry works, shear failure, collapse arches, Theory of Eccentricity for Masonry Works.*

1. INTRODUCCIÓN

El domingo 24 de junio de 2018 alrededor de las 11h 15m se derrumbó sin previo aviso aunque se habían detectado daños en la techumbre, la cubierta de la iglesia de la Coveta Fumà en la población alicantina de El Campello, provocando el colapso de uno de sus muros laterales que aplastó a tres vehículos estacionados en su entorno, figura 1.

Afortunadamente, aunque apenas un cuarto de hora antes se había celebrado un oficio religioso para unos ochenta asistentes, al encontrarse el templo totalmente vacío no hubo que lamentar desgracias personales.

Se pretende en esta comunicación, partiendo de los antecedentes, proyecto y construcción e historia de la obra, aplicando los conceptos teóricos y prácticos estructurales que justifican su empleo a esta iglesia, analizar las causas que llevaron a su colapso.

2. ANTECEDENTES

El proyecto de la iglesia se visó en septiembre de 1965 De sus planos de cimientos, plantas y cubiertas, figura 2, se determina que la nave tiene, referido todo a ejes, unas dimensiones de 7,40 m de ancho por 10,20 m de largo, en tres módulos de 3,40 m cada uno, con una sacristía adosada al muro noreste de 3,10 m de ancho por 3,40 m de largo. Inicialmente en el proyecto, tal como se ve en la misma figura, existen cuatro contrafuertes por lateral, siendo dos de ellos los propios muros de la sacristía, sin embargo los otros seis nunca se construyeron.

El plano de secciones, figura 4, pone de manifiesto que la cubierta, de la nave es una bóveda cilíndrica de 3,7 m de radio construida con cuatro hojas de rasilla, la primera cogida con yeso y las otras tres con mortero de cemento 1:3 de dosificación encima de la cual se asientan las tejas curvas de cubrición sobre un lecho de mortero de cal, estimándose el peso del conjunto en 190 kp/m^2.

Los muros, de mampostería de piedra caliza tomada con mortero de cemento son vistos por sus dos paramentos, presentan una altura de 3 m con un espesor de 40 cm en el arranque de la bóveda que presenta un espesor de 15 cm y su eje en el apoyo coincide con el del centro del muro. El muro en la base es de 80 cm con la intención de formar un talud que contrarrestara el empuje de la bóveda,

El proyecto considera una resistencia a compresión entre 10 y 40 kp/cm^2 para el muro de mampostería de piedra

* Autor de contacto: jaimedemarco@gmail.com

[1] Profesor, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, Infraestructura y Transporte, Alfonso XII 3-5, 28014 Madrid, España.

[2] Catedrático de Construcción, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, Infraestructura y Transporte, Alfonso XII 3-5, 28014 Madrid, España.

Figura 1. Fotos tomadas tras el derrumbe de la cubierta.

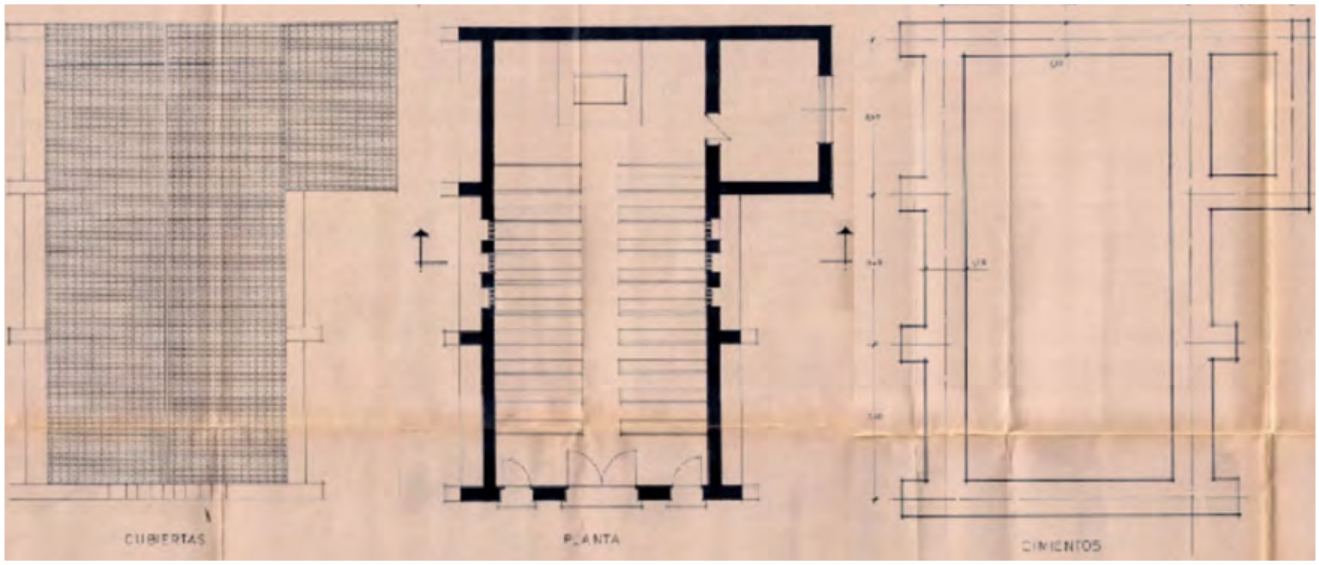


Figura 2. Plano inicial de cimientos, plantas y cubiertas.

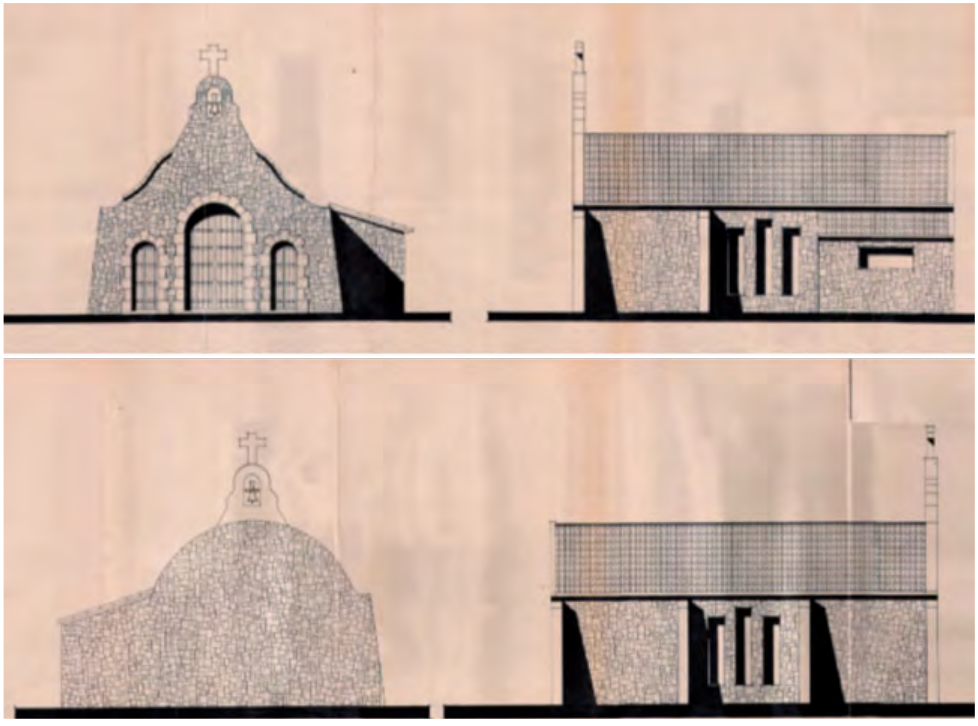


Figura 3. Plano inicial de alzados.

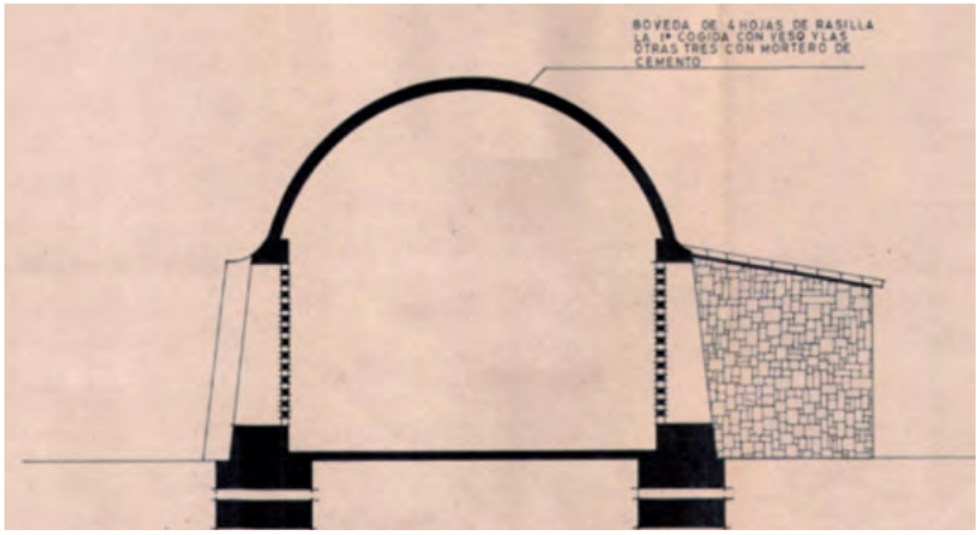


Figura 4. Plano inicial de secciones.

tomada con mortero de cemento de dosificación 1:5, sin embargo no fija la resistencia a compresión de la bóveda y que puede cifrase, de acuerdo a construcciones similares en unos 50 kp/cm^2.

Los contrafuertes previstos, que nunca se construirían, se suponía serian también de piedra caliza vista.

3. HIPÓTESIS BÁSICAS

Dada la naturaleza del material de la cubierta como obra de fábrica se suele asumir en este desarrollo las hipótesis de cálculo, propuestas por Heynmann, (1), siguientes:

1. Si una fábrica aguanta 5 minutos aguantará 500 años.
2. La estructura de fábrica puede describirse por un modelo que suponga resistencia nula atracción e infinita a compresión, (Hipótesis de Coulomb).
3. Como consecuencia una estructura de fábrica resultará estable si es posible una línea de presiones contenida dentro de la sección.

Con relación a la primera hipótesis este estudio justifica, precisamente, la causa del colapso repentino de la estructura que se mantuvo en pie durante 52 años incumpliendo la idea anterior.

En este desarrollo se admite la segunda hipótesis en toda su extensión.

Respecto al tercer punto en lugar de utilizar una resolución gráfica, normalmente empleada en estos casos, emplearemos el "Método de la excentricidad para el cálculo de obras de fábrica", (2), que entendemos no solo obtiene los mismos resultados que los procedimientos gráficos sino que además permite obtener información adicional en el proceso de la mecánica del colapso de las obras de fábrica.

4. INFLUENCIAS EXTERNAS

Dentro de las acciones externas que pueden alterar la durabilidad de este tipo de estructuras se encuentran:

a) Las acciones térmicas
b) El efecto del viento

Acciones térmicas:

En las fechas en que se produjo el suceso estudiado las temperaturas en la población eran acordes a los valores medios de las series históricas (28º-19º) aunque ligeramente más altas (29º-21º), la diferencia de temperaturas

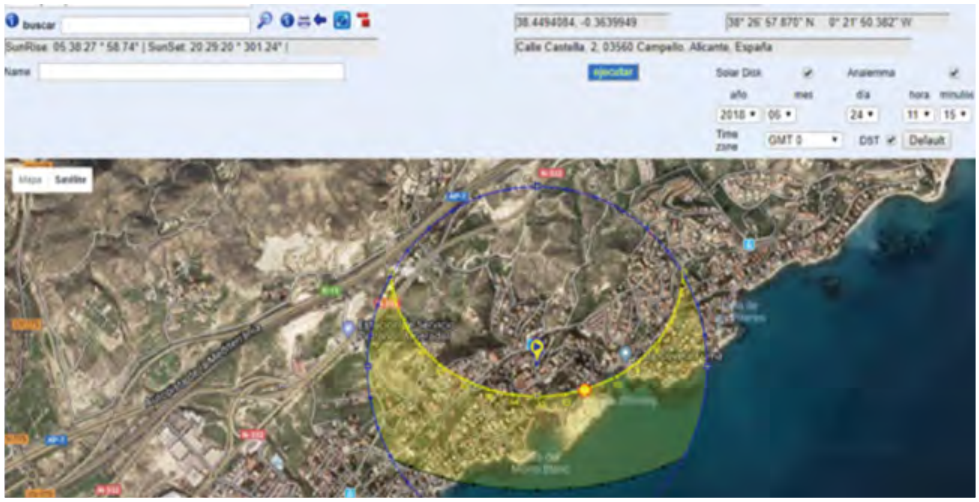


Figura 5. Recorrido solar en la hora del colapso.

ente la fachada Noreste y la Noroeste de acuerdo a las horas de insolación, figura 5, puede cifrarse en unos 4º, por lo que el factor temperatura carece de toda importancia a efectos de este estudio.

Efecto del viento.

La iglesia se encuentra en una situación de exposición

Figura 6. Ubicación de la iglesia en su entorno.

al viento, figura 6, por lo que dadas las características del colapso, ha de analizarse la posible influencia del mismo.

De acuerdo a las series históricas de los valores del viento en El Campello y la aplicación de la rosa de los vientos sobre las fachadas Noreste y Noroeste, figuras 7 y 8, se desprende que la acción del viento sobre ambas fachadas es muy similar por lo que puede tomarse un mismo valor para éstas con la diferenciación que de acuerdo a la bibliografía y normativas, (3) y (4) puede considerarse que las cargas a barlovento son el doble de las originadas a sotavento. Si se analiza el comportamiento del viento las dos semanas anteriores a la situación del colapso, se observa que la fachada que se ha mantenido en pie fue sobre la que sistemáticamente sopló el viento, pudiéndose establecer como carga del mismo a barlovento de 20 kp/m y de 10 kp/m a sotavento.

De las figuras 7 y 8 se puede diseñar el diagrama de la carga cíclica producida por el viento sobre cada una de las fachadas consideradas, figura 10, en periodos de 20 minutos.

Evidentemente esta aproximación es una forma de establecer un diagrama que se aproxime al efecto cíclico del viento con el fin de poder darle un tratamiento adecuado en la evaluación de la estructura a cargas por fatiga pero que es perfectamente admisible de acuerdo a la literatura técnica, (5). Según todo lo analizado el número de ciclos como el anterior a los que ha sido sometida

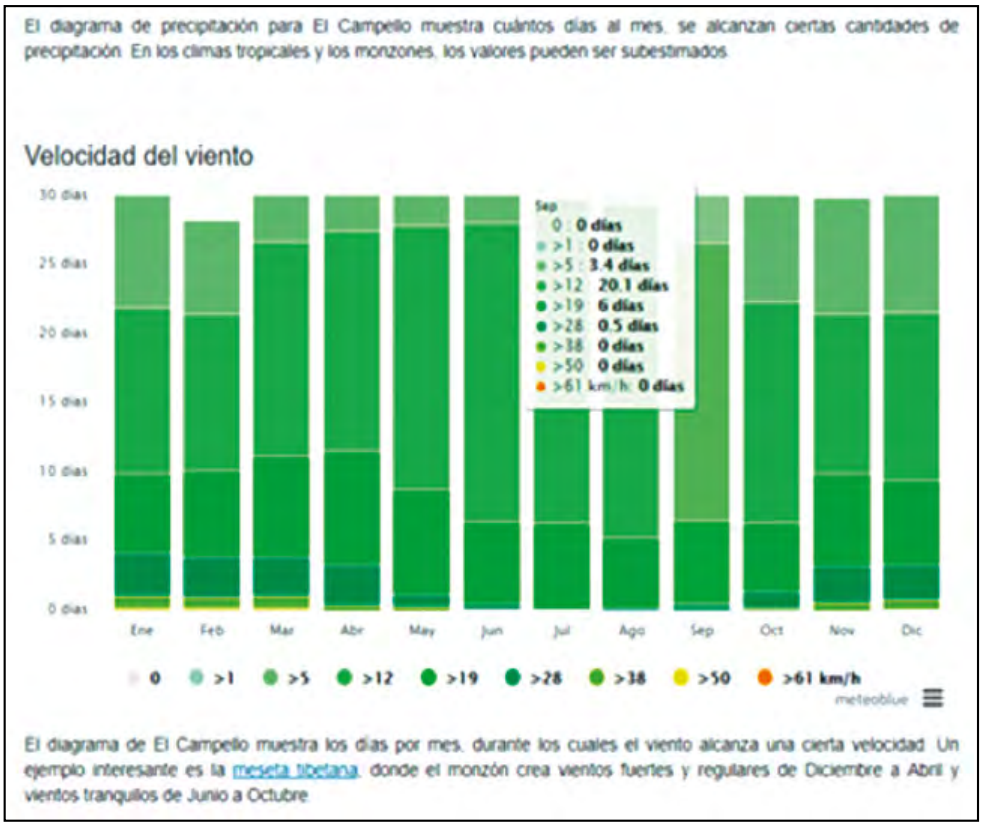


Figura 7. Series históricas de la velocidad del viento.

Figura 8. Rosa de los vientos aplicada a las fachadas laterales.

la estructura se puede cifrar en unos 825.000 a lo largo de toda su vida.

5. PUNTOS SINGULARES DE LA ESTRUCTURA

La estructura presenta un punto singular que afectará

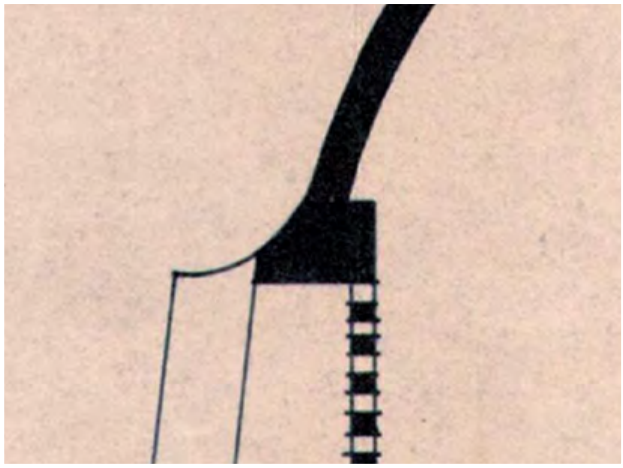


Figura 11. Detalle de la unión de la bóveda con los muros.

su comportamiento: El enlace de la bóveda con los muros, figura 11.

Figura 9. Actuación del viento en los 14 días anteriores al colapso.

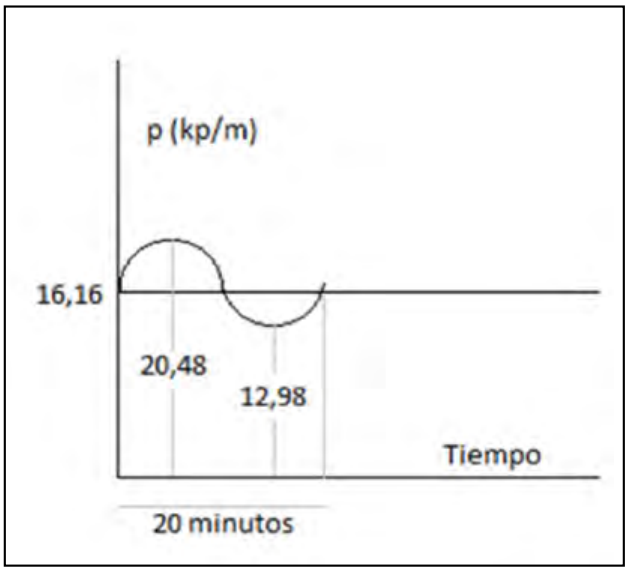


Figura 10. Actuación del viento en los 14 días anteriores al colapso.

En efecto mientras la transición con el muro en el extradós se realiza mediante una curva de acuerdo, en el intradós está situación no se produce, provocando un cambio brusco de sección y el consiguiente efecto de concentración de tensiones.

6. COMPORTAMIENTO FRÁGIL DE LA ESTRUCTURA

Como se sabe las estructuras como consecuencia de perforaciones, cambios, bruscos de sección entallas, etc., experimentan un efecto de concentración de tensiones que pueden originar micro fisuras susceptibles de desarrollarse más o menos rápidamente, enfocándose su estudio de formas diferentes como Griffith, criterio energético, o Irwin, criterio tensional, (6), tratándose, en general, mediante la Mecánica Lineal Elástica de la fractura MELF o LEFM, que permite abordar los problemas de establecer la magnitud y distribución de las tensiones cerca de los extremos de la grieta en función de las propiedades del material, las tensiones aplicadas a distancia del elemento agrietado y el tamaño y la forma de la grieta. En nuestra situación el material es elástico pero frágil.

En un caso general de carga, la zona de tensiones singulares se puede obtener superponiendo las tensiones ocasionadas por tres patrones distintos de solicitaciones, representados en la figura 12.

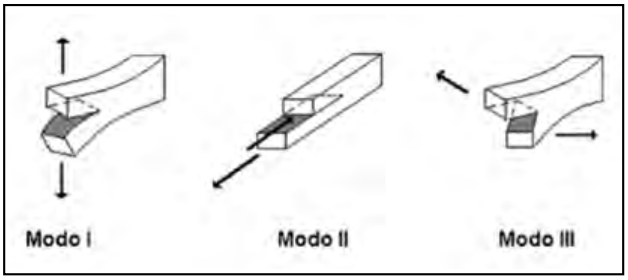


Figura 12. Patrones de solicitación.

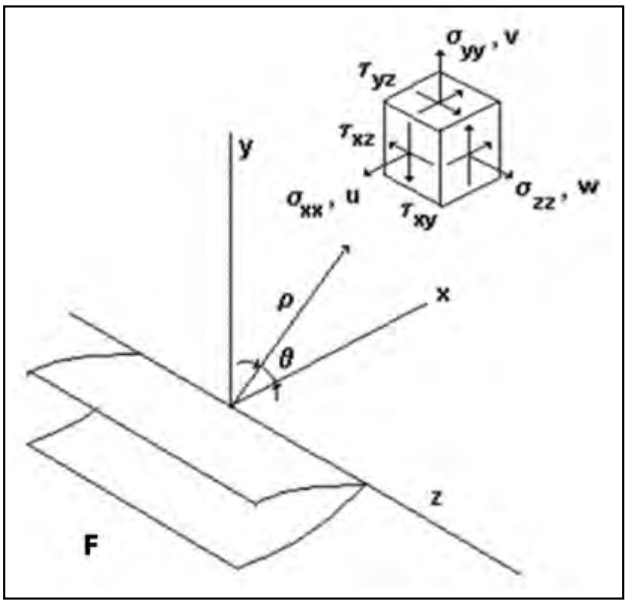


Figura 13. Nomenclatura.

En el caso analizado solo se producen las situaciones correspondientes al Modo I y al Modo II.

Las tensiones y deformaciones asociadas a cada uno de los Modos elementales son, de acuerdo a la nomenclatura de la figura 13.

Modo I

=

$s_{zz} = n\,(s_{xx} + s_{yy})$ (Deformación plana)

$s_{zz} = 0$ (Tensión plana)

=

w = 0 (Deformación plana)

w = - (Tensión plana)

Modo II

=

$s_{zz} = n\,(s_{xx} + s_{yy})$ (Deformación plana)

$s_{zz} = 0$ (Tensión plana)

=

w = 0 (Deformación plana)

w = - (Tensión plana)

Siendo m el Módulo de elasticidad transversal o módulo de cortadura del material, y k = 3 - 4n en el caso de deformación plana y k = (3n)/(1 +n) para los estados de tensión plana. Las magnitudes K_I, K_{II}, y K_{III}, representan los coeficientes de concentración de tensiones para los tres Modos elementales.

Para la determinación de los coeficientes de concentración de tensiones se ha empleado el método de los elementos finitos, modelizando el apoyo de la bóveda, figura 14, obteniéndose para la situación del pre colapso, figura 15, como valores: $K_I = 2{,}20$ y $K_{II} = 1{,}85$.

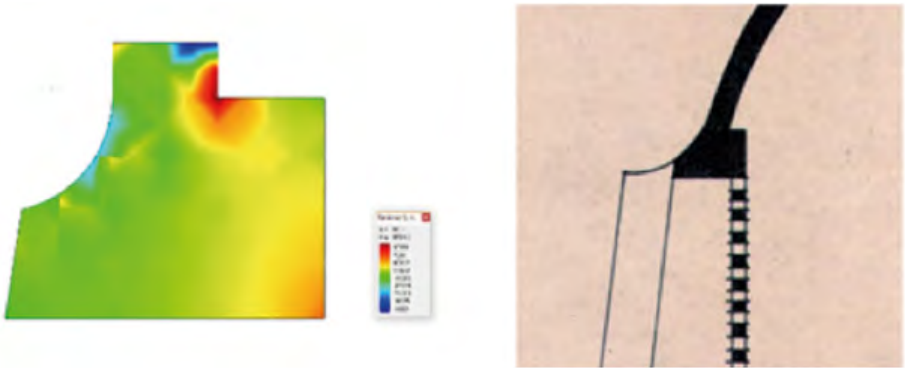


Figura 14. Modelización del nudo en el MEF.

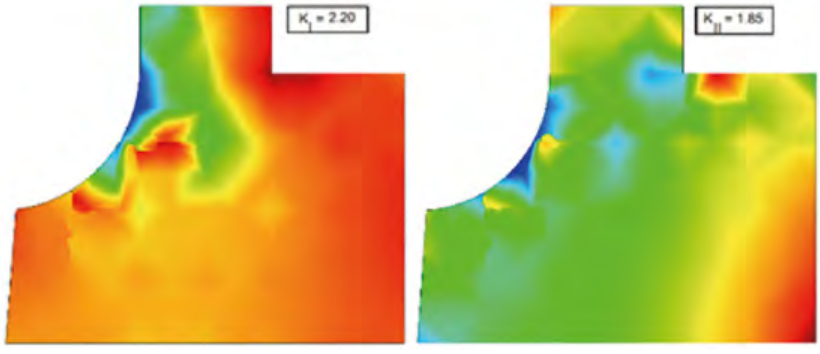


Figura 15. Resultado de la modelización del nudo.

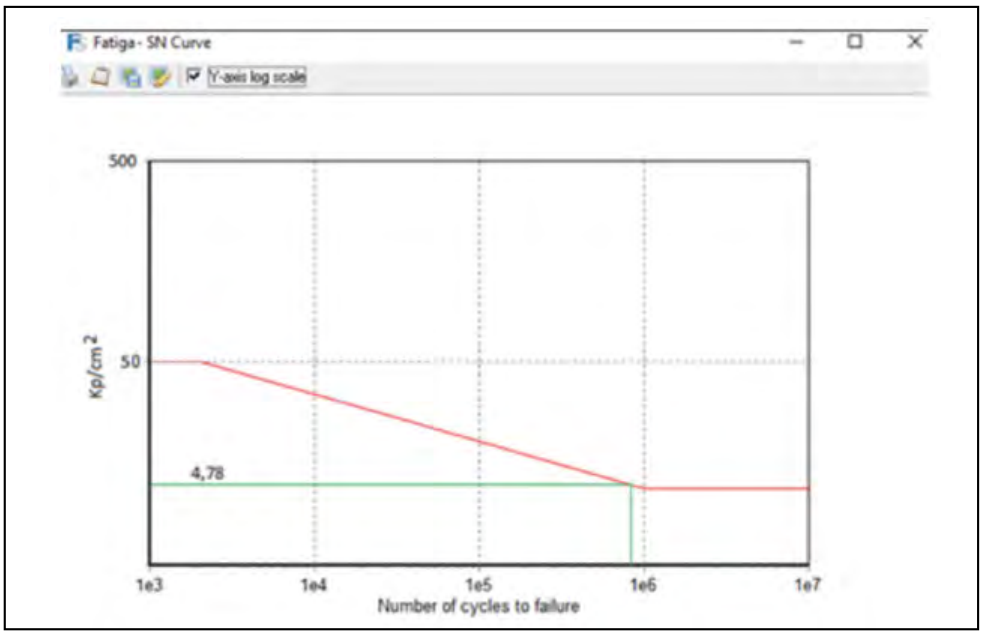


Figura 16. Diagrama S-N.

Es de esperar que una vez formada una grieta de tamaño $2a_0$, si se somete la pieza a una serie de N ciclos de carga crezca de una manera como la propuesta por la Ley de Paris-Erdogan.

7. COMPORTAMIENTO A FATIGA DE LA ESTRUCTURA

La fatiga es un proceso de cambio estructural localizado permanente y progresivo que sufre el material cuando se le somete a condiciones que le inducen tensiones y deformaciones en uno o varios puntos conduciéndole a la creación de grietas que le pueden llevar hasta la rotura después de un número suficiente de fluctuaciones ante esfuerzos mucho menores que los correspondientes a la fluencia.

La fatiga comienza con una dislocación o deslizamiento de la estructura microscópica del material seguida por el desarrollo de una grieta que crece de forma progresiva de tamaño, hasta que el material no tiene capacidad para soportar el esfuerzo aplicado rompiendo entonces en forma instantánea por deformación plástica o por fragilidad.

La iniciación de la grieta es de carácter más frágil que dúctil por lo que casi siempre aparece, como se ha visto, en los puntos de concentración de esfuerzos como agujeros, soldaduras, muescas o raspaduras, localizados preferentemente en la superficie, si bien, pueden ser también internos.

El comportamiento a fatiga se ha analizado mediante el Método de Tensión-Vida, obteniéndose los resultados de la figura 16, que pone de manifiesto que en la situación del pre colapso en la transición de la bóveda al muro se reduce prácticamente a la décima parte de la resistencia inicial de modo que el borde longitudinal Noroeste de la bóveda prácticamente trabaja como un apoyo deslizante, mientras que el Noreste a causa de los apoyos proporcionados por los apoyos en los muros transversales y en la sacristía mantendrá un cierto grado de rigidez.

8. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LA EXCENTRICIDAD

En estas condiciones se puede modelizar el comportamiento de un anillo de bóveda mediante el Método de la Excentricidad, (7), obteniéndose los resultados siguientes bajo peso propio y la acción del viento:

Tabla 1. Valores de la excentricidad en la formalización de las diferentes rótulas hasta el colapso

Tramo	e 1ª Rótula	e 2ª Rótula	e 3ª Rótula
1	**0,316**	0	0
2	0,112	0,045	0,05
3	0,034	0,2	0,241
4	0,124	0,529	0,775
5	0,173	1,118	2,84
6	0,18	2,312	-7,631
7	0,146	5,003	-2,104
8	0,075	14,138	-0,971
9	0,0185	**-303,208**	0
10	0,119	-25,817	-1,511
11	0,179	-20,263	-8,08
11_12	0,214	-17,216	**-12,733**
12	0,215	-39,175	13,681
12_13	0,218	-49,325	**17,813**
13	0,217	65,778	7,898
14	0,153	7,643	5,43
15	0,066	2,403	4,526
16	0,023	0,591	3,978
17	0,088	0,221	3,628
18	0,124	0,664	3,392
19	0,121	0,905	3,225
20	0,082	1,035	3,055
21	0,012	1,089	2,92

Los cálculos corresponden a los resultados proporcionados por el programa SAP2000, y algunos resultados fueron testeados a mano mediante el método energético de

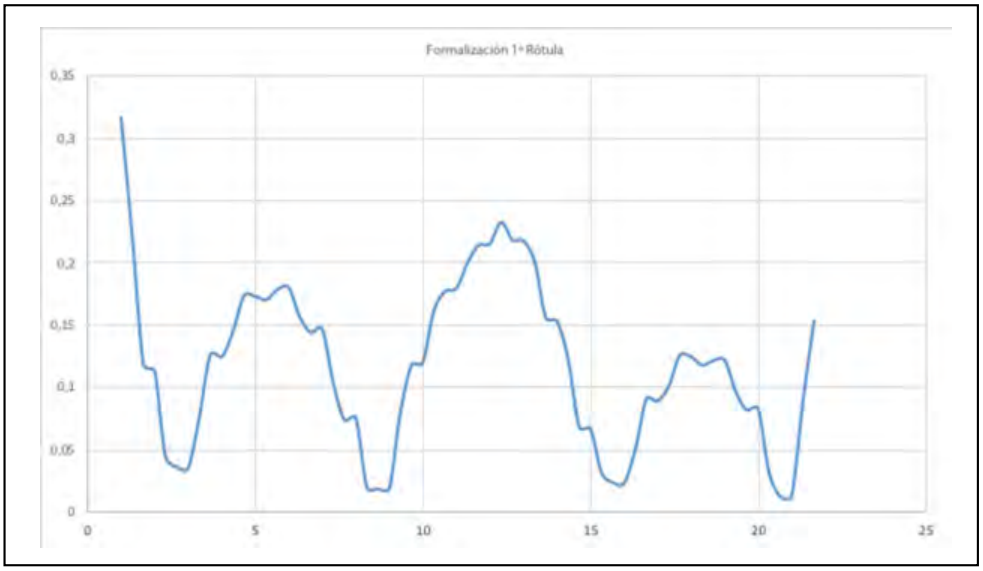


Figura 17. Formalización primera rótula.

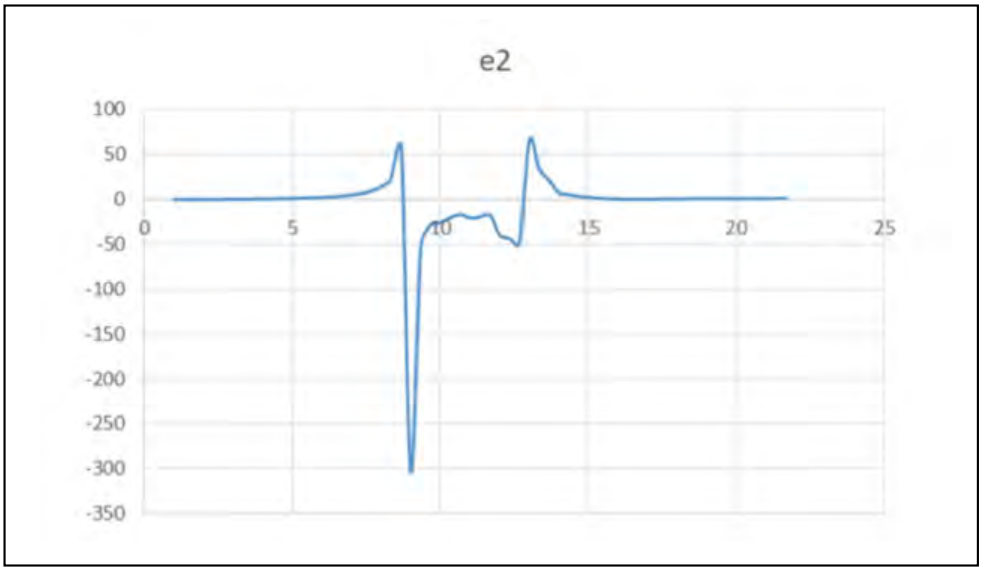


Figura 18. Formalización segunda rótula.

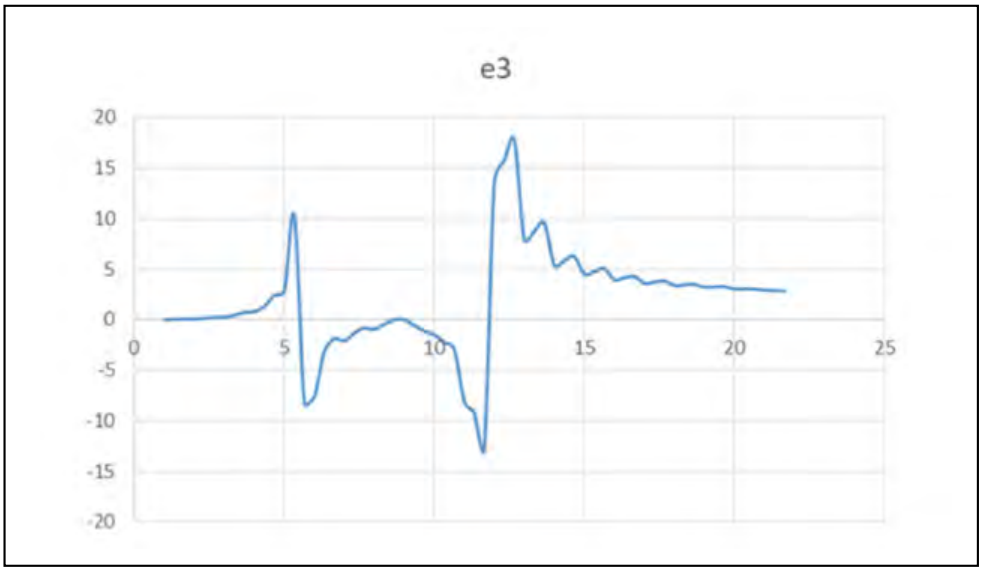


Figura 19. Formalización tercera rótula.

Castigliano, obteniéndose valores idénticos salvo por errores de redondeo.

Los resultados se representan gráficamente en las figuras 17,18 y 19.

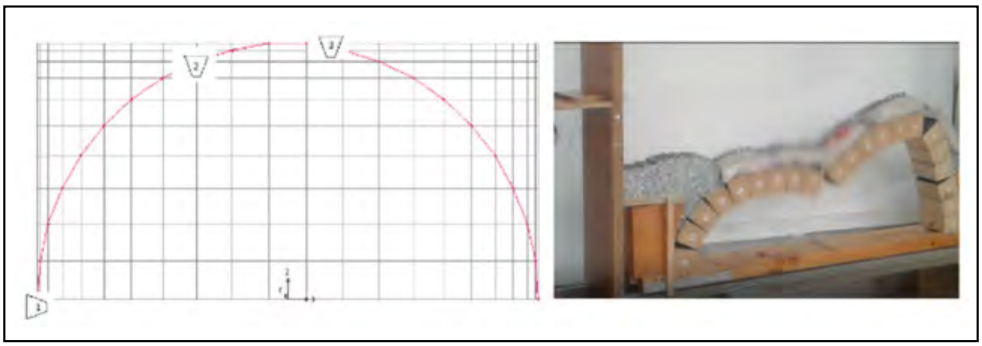


Figura 20. Modelización de los resultados frente a ensayo en modelo reducido.

En la figura 20 se contrasta el resultado previsto frente a un ensayo sobre modelo reducido efectuado en el laboratorio de geotecnia de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Madrid, en el que aunque las cargas gravitatorias pretenden emular el efecto de los rellenos sobre el arco, el mismo está sometido a un desplazamiento horizontal de un apoyo consecuencia de las reacciones del arco. En la figura se aprecia como los mecanismos de colapso son idénticos aunque por la diferencia del estado de cargas, las rótulas se producen en puntos ligeramente distintos a los previstos. Se ha elegido este modelo debido a que en el estado final, figura 21, casualmente la parte caída sustenta la parte del arco correspondiente al apoyo no desplazado, reproduciendo el colapso de este estudio.

Figura 21. Situación de colapso del modelo reducido.

9. CONTRASTE DEL MODELO DE RUPTURA REAL CON EL MODELIZADO EN TRES DIMENSIONES DE ACUERDO A LAS HIPÓTESIS DESARROLLADAS EN EL ARTÍCULO

Como complemento del modelo bidimensional anterior, se ha desarrollado uno tridimensional mediante el Método de los Elementos finitos, que dadas las circunstancias de la estructura en el estado de pre colapso y al introducir las condiciones de borde en el apoyo propuestas debe reflejar el comportamiento previsto de la estructura ante las cargas solicitantes, figura 22.

Si se compara la línea de rotura propuesta por el modelo con la real, figuras 23 y 24, se aprecia la bondad de ajuste entre ambas, lo que supone una garantía de que todo el proceso aquí empleado es un buen reflejo del comportamiento estructural real.

Es igualmente de destacar el buen ajuste con la realidad de la formalización de la rótula de colapso prevista mediante el Método de la Excentricidad, que prevé su formación a una altura del 97% del radio, figura 25, especialmente en

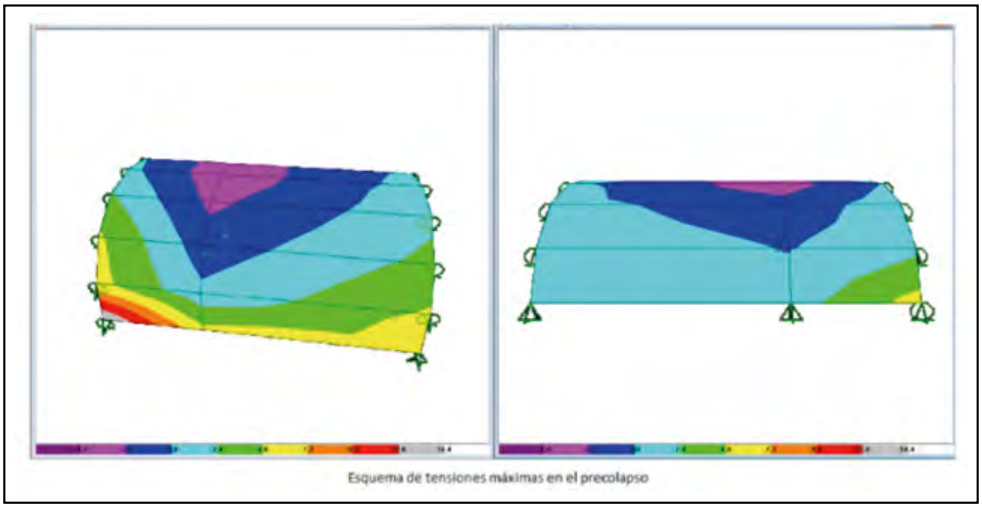


Figura 22. Diagrama de las tensiones máximas en la situación de pre-colapso.

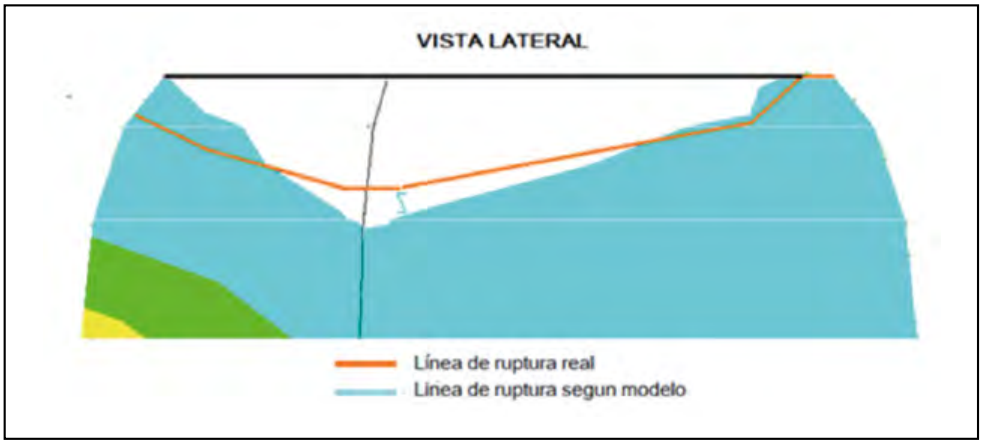


Figura 23. Contraste entre la línea de rotura propuesta y la real.

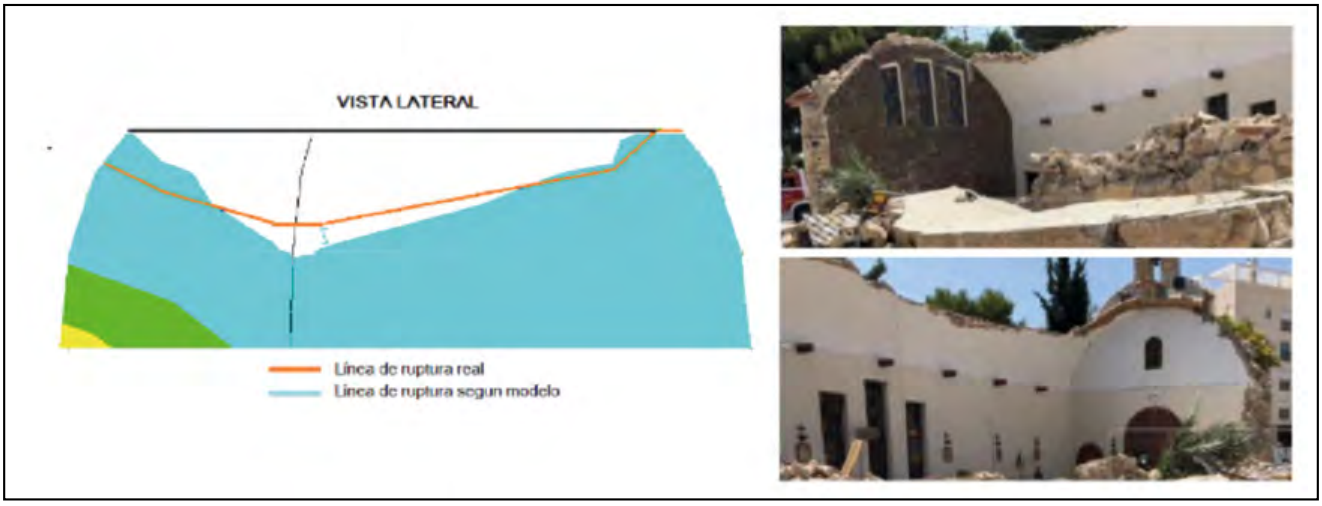


Figura 24. Contrate del colapso propuesto con las fotos de la iglesia tras el mismo.

las uniones de la bóveda con los muros frontales, donde el coeficiente de empotramiento de la bóveda es más próximo a la unidad, valor éste utilizado en los cálculos del arco empleado en el método, lo que no solo certifica la validez de éste, sino que nos permitiría, de modo inverso, ajustando la altura real de la rótula de colapso en cada anillo de la bóveda, determinar el grado de empotramiento de la misma como consecuencia de los procesos de plastificación de sus bordes de apoyo.

Figura 25. Formalización de la rótula de colapso en los apoyos transversales de la bóveda.

El proceso de colapso propuesto justifica también el del muro longitudinal Noreste arrastrado en la caída de la cubierta por el rozamiento debido al deslizamiento de ésta sobre él y por el descentramiento de la reacción vertical de la bóveda, provocando ambos efectos un momento de vuelco que no puede ser contrarrestado por el peso del muro, produciendo su derrumbamiento hacia el exterior tal como se contempla en las fotografías. Igualmente queda justificado igualmente que el muro longitudinal Noroeste permanezca en pie pese al derrumbe de la cubierta.

10. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN EL CASO DE QUE EN SU CONSTRUCCIÓN SE HUBIERAN DESARROLLADO LOS CONTRAFUERTES PREVISTOS EN EL PROYECTO ORIGINAL

Como se ha indicado al principio, el proyecto original preveía la colocación de seis contrafuertes adicionales para añadir al efecto provocado por la sacristía en este sentido, y que nunca se construyeron. Se plantea aquí, dando por buenas todas las hipótesis de trabajo anteriores, y tras haber comprobado la bondad de su funcionamiento, cuál hubiera sido la situación si los mismos hubieran sido edificados. Para ello se ha

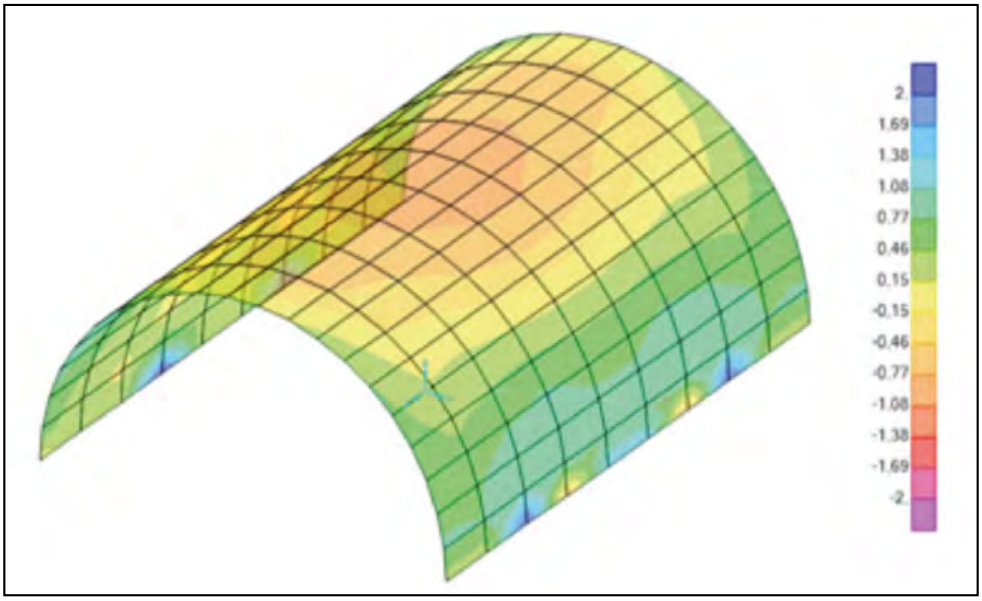


Figura 26. Estado tensional de la bóveda con contrafuertes.

efectuado una modelización tridimensional mediante el MEF, figura 26, en la que se puede apreciar que en las condiciones de borde equivalentes a la propuesta anteriormente, las tensiones de tracción son mínimas con picos que no superan los 1.7 kp/cm^2, de lo que se deduce que si el proyecto constructivo se hubiera adecuado al previsto el derrumbe de la cubierta no se habría producido.

11. CONCLUSIONES

De acuerdo a lo aquí expuesto, queda claro que el colapso, tal como se ha producido, de la cubierta de la iglesia de la Coveta Fumà en El Campello obedece a diferentes factores:

a) Un mal diseño de la unión entre la bóveda y los muros longitudinales que provoca micro fisuras por un proceso de amplificación local de tensiones.
b) Un crecimiento brusco de las grietas producidas en el proceso anterior provocando la plastificación y rotura por fatiga, debido a la acción del viento sobre los bordes de apoyo de la bóveda en los muros.
c) La acción beneficiosa del efecto contrafuerte que suponen los muros adosados de la sacristía en el muro noroeste que proporciona, junto a los muros transversales, una rigidización en la parte correspondiente de la bóveda.

El análisis pone también en valor los métodos de modelización del fenómeno empleados, por cuanto sus resultados se adaptan muy bien al comportamiento real observado del colapso.

12. REFERENCIAS

1. Heyman, J. (2015). *Teoría, historia y restauración de estructuras de* fábrica. Madrid: Instituto Juan de Herrera, Escuela Técnica Superior de Arquitectura Madrid.

2. De Marco Mendívil, J., y Marco García, L.J. (2016). *Un nuevo enfoque para el diseño y cálculo de obras de fábrica*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Madrid (UPM).

3. Balendra, T. (1993). *Vibration of buildings to wind and earthquake loads*. Nueva York/Berlín/Heidelberg: Springer-Verlag.

4. Meseguer, J. (2001) *Aerodinámica civil, Cargas de viento en las edificaciones*. Madrid: McGrawHill Profesional.

5. ISFF'91 Proceedings (1991). *Fatigue and fracture in steel and concrete structures*. Structural Engineering Research Centre. Madrás, India.

6. Marco García, L.J. (1998). Fundamentos para el cálculo y diseño de estructuras metálicas de acero laminado. Madrid: McGraw-Hill.

Aprovechamiento de energías marinas en instalaciones existentes en España

Use of Marine Energies in Existing Installations in Spain

Juan Manuel Espada Cuesta[1*]

Resumen

En transición hacia un futuro con la utilización de una energía limpia y renovable, surge la necesidad de explorar nuevas formas de energía que permitan aprovecharse de manera plena, competitiva y sostenible. Un ejemplo de ello son las energías marinas.

Este artículo consiste en el estudio de las energías marinas, con el fin de conocer su estado actual y establecer unas bases adecuadas que permitan analizar el potencial energético marino en la costa española, pudiendo así utilizar las instalaciones existentes en el mar para la ubicación de dispositivos energéticos marinos en diferentes lugares repartidos a lo largo del litoral español.

Palabras clave: renovables, eólica marina, undimotriz, mareomotriz.

Abstract

In the transition underway towards a future with the use of clean and renewable energy, the need arises to explore new forms of energy that can be used in a full, competitive and sustainable way. An example of this is marine energy.

This article consists of a study of marine energies, with the aim of ascertaining their current state and establishing suitable bases for analysing the marine energy potential on the Spanish coast, thus being able to use existing installations in the sea to locate marine energy devices in different places distributed along the Spanish coastline.

Keywords: *renewable, offshore wind, wave energy, tidal energy.*

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años debido al cambio climático y la alta dependencia de combustibles fósiles, se ha originado una preocupación política al respecto. Con el objetivo de prevenir un problema mayor, se han creado unas políticas climáticas y energéticas para conseguir una sostenibilidad ambiental.

Para ello, las energías renovables juegan un papel fundamental. En este artículo se hará hincapié en las energías de origen marino. El océano ha sido una parte integral de la civilización humana y de su desarrollo desde tiempo atrás y, aunque su uso potencial en la generación de energía ha sido objeto de diferentes patentes, las tecnologías capaces de aprovechar este basto recurso solo se han desplegado con un cierto interés recientemente. Los océanos y los mares tienen el potencial de desempeñar un papel importante en el suministro de energía limpia e inagotable, ya que contiene grandes cantidades de energía.

Los recursos energéticos oceánicos se estiman con un potencial de 120.000 TWh cada año (OES, 2015), suficiente como para satisfacer más del 400% de la demanda global de electricidad.

Para el aprovechamiento y el conocimiento de las energías marinas surge la Agencia Internacional de la Energía (AIE), que es una organización que trabaja para asegurar una energía confiable, segura y limpia. Las cuatro aéreas principales que engloba son:

- Seguridad energética
- Desarrollo económico
- Conciencia ambiental
- Participación en todo el mundo

A través de un extenso trabajo, la Agencia Internacional de la Energía está a la vanguardia de proporcionar aportes a los objetivos internacionales para el despegue de la energía oceánica y de ofrecer recomendaciones prácticas para eliminar las barreras a la penetración de los mercados.

Con el objetivo de impulsar el sector, han surgido diversas iniciativas para poder aprovechar su potencial energético. Una de ellas es el Acuerdo de Implantación de Sistemas Energéticos Oceánicos (IEA-OES), que tiene como objetivo tener instalados 337 GW de capacidad en todo el mundo en el año 2050, situación que a día de hoy se prevé difícil de conseguir (IEA, 2015).

En cuanto a las barreras que actualmente deben superarse son las relacionadas con la tecnología, ya que representan el reto más importante del sector de la energía oceánica tanto a corto como a medio plazo. El desarrollo tecnológico es primordial para el crecimiento del sector y para el establecimiento de un mercado estable en todo el mundo.

Otra de las barreras a las que se enfrenta actualmente el sector se debe a la alta demanda de capital de los primeros proyectos, en los que resulta clave asegurar la inversión.

* E-mail: j.m.espadacuesta@gmail.com

[1] Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

Para que la tecnología oceánica resulte viable es crucial que tenga un apoyo financiero público para su desarrollo.

En los últimos años el sector ha sido testigo de señales alentadoras, en el que algunas tecnologías marinas como la undimotriz, la mareomotriz y la eólica han hecho progresos significativos.

Si bien a pesar de los progresos que se han realizado, la previsión a corto y a largo plazo para el sector es muy modesta. Esto es debido a la situación incipiente de las tecnologías y a los obstáculos técnicos, medioambientales y financieros que obstaculizan el desarrollo del mercado (Ocean Energy, 2015).

Este artículo resume los resultados de un Trabajo Fin de Máster, en el que se desarrolló un estudio que permitirá mejorar la situación actual de las energías marinas en nuestro país.

2. OBJETIVOS

Su objetivo principal consistió en analizar la viabilidad para la implantación de dispositivos energéticos en infraestructuras existentes a lo largo de la costa española, destacando el gran potencial existente en ella. Cuando se habla de instalaciones existentes, se hace referencia a diques, espigones y plataformas oíl/gas repartidas a lo largo del litoral español. Para ello, ha sido necesario un análisis exhaustivo de las energías marinas junto con la tecnología actual existente, además de analizar el potencial energético marino a lo largo del litoral español.

3. METODOLOGÍA

El primer paso de este trabajo se fundamenta en la necesidad de emplear energías renovables, en este caso energías marinas, para conseguir una sostenibilidad ambiental y reducir los gases contaminantes de la atmósfera. Para ello se ha realizado una búsqueda exhaustiva de la información sobre las energías marinas existentes, además de conocer su estado actual y las perspectivas a corto y a largo plazo que se prevé que alcancen.

Tras realizar un análisis completo de cada una de las fuentes energéticas marinas, resulta de vital importancia conocer y diferenciar cada una de las tecnologías existentes encargadas para su aprovechamiento energético. Para ello, se ha realizado un estudio detallado que permita conocer el estado actual y el grado de desarrollo de cada una de las energías marinas.

Dicha documentación resultará clave para abordar la siguiente parte de este trabajo, que consistirá en realizar un estudio y análisis detallado del potencial energético marino a lo largo del litoral español. Para ello se ha dividido la costa española por zonas, para posteriormente conocer en detalle cual es el potencial energético marino asociado a cada una de ellas. Este estudio va a permitir conocer cuáles son las zonas más óptimas para la instalación de dispositivos energéticos. Además, se ha realizado un análisis de los proyectos energéticos existentes en cada una de las zonas de estudio, así como futuros proyectos en un avanzado estado de desarrollo.

En base a todo lo anterior se realizará un estudio para la implantación de dispositivos energéticos marinos a los largo de las infraestructuras existentes a lo largo de la costa española. Las infraestructuras hacen referencia a diques, espigones y plataformas oíl/gas.

Se han identificado las instalaciones existentes en cada una de las zonas en las que se ha dividido la costa española y, una vez hecho esto se ha desarrollado un estudio más detallado de tres infraestructuras, las cuales posen las mejores condiciones técnicas y energéticas para la instalación dispositivos energéticos. Este estudio se ha realizado para cada una de las zonas en las que se ha dividido la costa española. Cada modelo de estudio está compuesto por un análisis donde se determinarán las características técnicas de la sección a estudiar y las características energéticas de la zona de estudio.

En base a los resultados obtenidos se determinará el tipo de dispositivo de captación a instalar. Atendiendo al tipo de dispositivo se realizará un plan de obra resumido, seguido de un análisis económico básico donde se mostrará la viabilidad de cada uno de los casos de estudio.

4. ENERGÍAS MARINAS

La preocupación por el cambio climático y la necesidad de reducir las emisiones de gases contaminantes han provocado que haya una mayor necesidad en cuanto al estudio y a la explotación de las energías renovables. Se conoce como energía renovable aquella que utiliza los recursos naturales, que son inagotables a escala humana, y cuyo impacto al medio ambiente es muy reducido.

El sector de las energías marinas renovables en los últimos años ha tenido un mayor reconocimiento, ya que se está hablando de unas energías limpias e inagotables que se encuentran prácticamente sin explotar. El gran potencial que muestran las energías marinas se debe en gran parte al abanico de posibilidades que ofrecen para su explotación.

- Energía eólica marina
- Energía undimotriz
- Energía mareomotriz
- Energía de corrientes
- Energía térmica marina
- Energía de gradiente salino
- Biomasa marina
- Energía geotérmica marina
- Energía solar marina

Por otra parte, ante el creciente interés que han generado las energías renovables marinas en los últimos años, más de una docena de países han creado políticas de apoyo para el desarrollo y la explotación de dicha energía así como normativas específicas para su regulación con el fin de crear una mayor competitividad en el sector, y poder mejorar técnica y económicamente.

La Agencia Internacional de la Energía (AIE) ha acordado algunos paquetes legislativos en materia de cambio climático, fijando unos objetivos ambiciosos. Para ello ha fijado dos fechas claves para el futuro de la energía oceánica. Uno de ellos es el 2020, donde prevé que se alcance un mayor grado de desarrollo y madurez tecnológica. La otra fecha clave en el futuro de la misma es el año 2030, donde se espera que los costos nivelados (LCOE) alcancen unos valores que les permitan ser competitivos (IRENA, 2014).

Ante estos objetivos, multitud de empresas se han puesto en marcha en la fabricación, diseño y estudio de multitud de prototipos para la explotación de este recurso energético. Por ello, se ha analizado los diferentes tipos de tecnología

que emplea cada fuente energética, pudiendo establecer el estado actual de desarrollo tecnológico de cada una de ellas.

Las proyecciones de los costes nivelados (LCOE) adquieren un papel fundamental, ya que son la piedra angular para el desarrollo de los diferentes dispositivos y proyectos energéticos. El objetivo final es generar una energía a un coste que sea competitiva con otras formas alternativas de generación energética.

En la actualidad no existe un enfoque internacional y estandarizado para elaborar estimaciones de costes (LCOE) que permitan crear un mercado estable, ya que la falta de reglas y directrices hace que los resultados sean incomprensibles. De ahí que actualmente exista un amplio rango en los datos que se proporcionan debido a la diversidad de conceptos lo que dificulta su estudio y desarrollo (OES, 2015).

Este estudio ha permitido conocer qué; la eólica *offshore*, undimotriz y mareomotriz son las que presentan un mayor grado de desarrollo. A pesar de ello, estas energías han experimentado una desaceleración en su etapa de progreso debido a las altas inversiones que hay que realizar combinado con los riesgos técnicos asociados.

El resto de energías marinas requieren aún mas de inversiones en I+D+i para poder desarrollar e implantar una tecnología a escala comercial fiable, ya que la mayoría de proyectos están orientados a un estado precomercial.

Actualmente el sector está sometido a unas barreras que impiden que tenga un crecimiento adecuado. Las principales barreras están relacionadas con el desarrollo de las infraestructuras, el avance tecnológico, el sector, las condiciones financieras, planificación de los proyectos, etc. (Ocean Energy, 2015).

Con el fin de solventar los problemas relacionados con el sector se han impuesto una serie de soluciones como son:

- Comprender mejor las barreras que obstaculizan su desarrollo
- Una mayor incentivación en los mercados
- Será necesario un apoyo financiero de las entidades públicas

Siendo necesario el apoyo de los Gobiernos y de la ciudadanía. El papel del Gobierno es decisivo tanto en lo que se refiere a la I+D como al establecimiento de marcos legales que favorezcan la inversión. Deben ser más consistentes en el esfuerzo por comercializar todas las aplicaciones necesarias para el aprovechamiento energético. Con una visión solida junto con una amplia cooperación y una planificación pragmática se pueda aprovechar cada vez más la abundante, limpia y segura energía almacenada en los océanos del mundo.

En lo referente a la participación de la ciudadanía es fundamental que haya una mejor percepción sobre este tipo de energías y los beneficios que con ellas se obtendrían. Actualmente existe un gran desconocimiento de las posibilidades que ofrece el mar para la obtención de una energía limpia e inagotable.

Aun teniendo en cuenta las soluciones impuestas, las previsiones a corto y largo plazo para el sector son muy modestas, al tratarse de una energía que se encuentra en estado "inicial" sigue presentando ciertas carencias que dificultan su progreso.

Haciendo referencia a nuestro país, el Consejo Europeo aprobó en 2009 el objetivo obligatorio de alcanzar una cuota del 20% de energía procedente de fuentes renovables en el consumo total de la Unión Europea en el año 2020. En España, la Directiva 2009/28/CE, se asumieron los objetivos energéticos y elaboró el Plan de Acción Nacional de Energías Renovables (PANER).

El Plan de Acción Nacional de Energías Renovables (PANER) constituye un hito en el impulso de las energías renovables, ya que la fijación de unos objetivos marca una senda de futuro y abre un horizonte de oportunidades para el desarrollo de nuevas fuentes y tecnologías de energía renovables. El desarrollo de un nuevo sector energético constituye un reto de envergadura donde se requiere de una visión a largo plazo y de una fuerte voluntad política para llevarla a cabo. Se estableció como objetivo tener instalados 100 MW de energía oceánica para el año 2020 (IDAE, 2011).

En los primeros años tras su aprobación, el sector experimentó un crecimiento notable donde se implantaron muchas de las condiciones impuestas por el Consejo Europeo. Sin embargo, debido a la crisis económica que sufrió nuestro país se produjo un descenso significativo en la aportación económica dentro del sector de las energías renovables, lo que incluyó las marinas.

Actualmente en España es necesario tomar medidas urgentes para poder afrontar los retos marcados. Será necesario tomar las siguientes medidas:

- Realizar una reestructuración del sector energético marino de manera definida y coordinada
- Dar una mayor incentivación de los mercados con apoyo a la inversión para reducir el riesgo de los inversores
- Regular las tarifas para una atractiva financiación de los proyectos
- Planificar las infraestructuras de la red eléctrica
- Concienciar de los impactos positivos para frenar el cambio climático

Se necesita comprender las complejas barreras para que se produzca el despegue esperado de la tecnología oceánica y que los países trabajen juntos para crear las condiciones propicias para liberar todo su potencial.

Es fundamental dar los pasos correctos hoy para poder asegurar que la energía del océano contribuya al futuro de la energía sostenible al que se aspira.

5. RECURSOS ENERGÉTICOS MARINOS EN LA COSTA ESPAÑOLA

España posee un importante potencial energético marino, contando con más de 7.800 kilómetros de costa. Por esta razón, se ha llevado a cabo en los últimos años la instalación de centros tecnológicos junto con plantas de demostración cuyo objetivo se centra en la investigación y desarrollo de proyectos, siendo clave para que estos puedan alcanzar una fase comercial.

En los últimos años se han propuesto diferentes tipos de proyectos dentro del sector energético marino, pero no están teniendo ni la consideración ni los medios adecuados para alcanzar un mayor grado de desarrollo.

El sector de la energía undimotriz es la que cuenta con un mayor grado de evolución en España. Dispone de la instalación de algunos prototipos colocados en diferentes

zonas de la costa, además de diferentes centros encargados del desarrollo e investigación tecnológica. A pesar de ello, la energía undimotriz junto con el resto desempeña un papel muy pobre tanto en desarrollo, investigación y explotación de energías renovables marinas.

Para conocer el recurso marino en la costa española se ha realizado un análisis en profundidad que permite analizar el potencial de cada una de las fuentes de energías marinas a lo largo de la costa española.

En primer lugar se ha dividido el territorio español en una serie de zonas (figura 1), permitiendo así poder realizar un estudio en profundidad que permita conocer el potencial energético para cada una de ellas. A continuación, se muestra el resultado final de tal división:

Las zonas (figura 1) son:

- Costa Cántabra (Zona I)
- Costa Gallega (Zona II)
- Costa Atlántica sur (Zona III)
- Costa Islas Canarias (Zona IV)
- Costa Mediterránea sur (Zona V)
- Costa Mediterránea norte (Zona VI)

Se dispondrán, de manera resumida, los detalles que se han tenido en cuenta para poder analizar cada una de las fuentes energéticas marinas.

Energía eólica

Para analizar el potencial eólico en las costas españolas se ha realizado un estudio de los mapas de velocidades en cada una de las zonas en las que se ha dividido el litoral español. Los mapas de velocidades han sido obtenidos por el Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía (IDAE) cuyo ámbito de estudio abarca una banda de litoral de 24 millas náuticas (45 km).

Asigna como referencia las velocidades medias anuales a una altura de 80 metros sobre el nivel del mar, siendo esta la altura de buje estimada para un aerogenerador marino (IDAE, 2011). Se ha estudiado las velocidades del viento para diferentes calados (20 m, 50 m, 100 m) en cada una de las zonas de estudio indicadas, además de conocer los diferentes proyectos existentes para cada zona de estudio.

Se considerarán zonas óptimas aquellas que posean una velocidad media anual superior a 6 m/s, a una altura de 80 metros sobre el nivel del mar.

Energía undimotriz

Para analizar el potencial de las energías de las olas en el litoral español se ha llevado a cabo un estudio de los mapas de potencia de cada una de las zonas en las que se ha dividido la costa española.

Se ha empleado el atlas del oleaje de IH. Cantabria para tener una visión global de las potencias medias anuales a lo largo del litoral español. Para el estudio de cada zona de la costa española se ha utilizado los mapas anuales de mallas de IDAE, ya que permiten obtener con mejor detalle las características del recurso tanto a nivel de potencia como a nivel direccional.

Se ha estudiado el recurso de energía undimotriz para profundidades de 20 metros, 50 metros, 100 metros y para profundidades indefinidas. El valor de este recurso va a depender de la profundidad en la que se encuentren la instalación, se aconseja que los valores mínimos se sitúen en torno a 10 kW/m.

Energía mareomotriz

Para analizar el recurso de la energía mareomotriz a lo largo de las costas españolas, se ha realizado un estudio de los datos de mareas correspondientes a la red de mareógrafos del litoral español. Los mareógrafos componen toda la red integrada española, situados en los diferentes puertos del país. Los mareógrafos de REDMAR (Red de Mareas de Puertos del Estado) están referidos en general al cero del puerto.

El régimen de mareas a lo largo de la costa española es muy variado, por lo tanto, no se puede realizar el mismo estudio

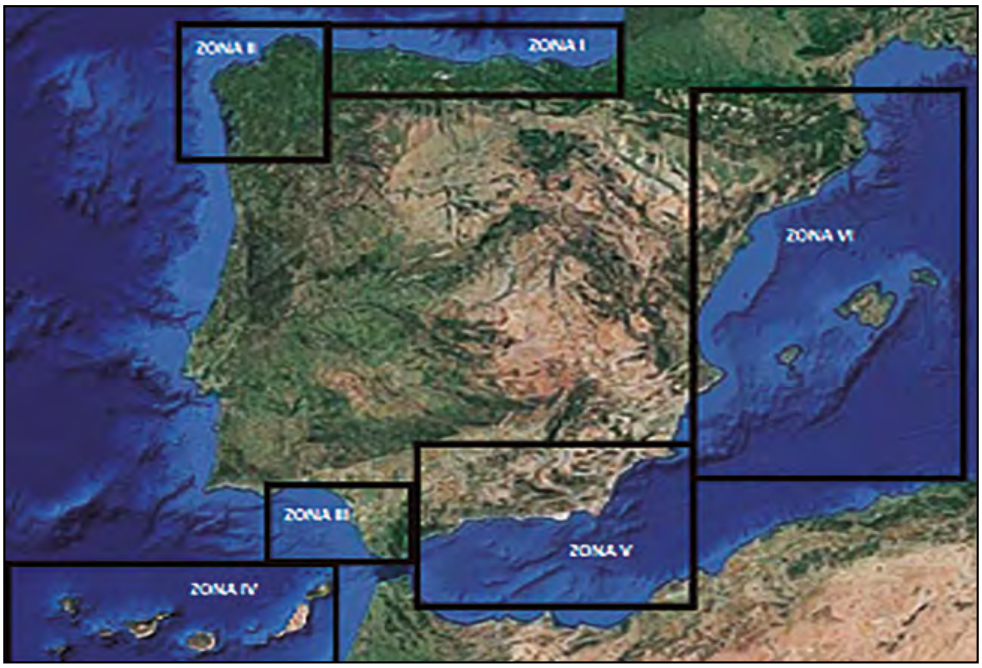


Figura 1. División por zonas del litoral español (Fuente: elaboración propia).

para cada una de las series de REDMAR. Para que el aprovechamiento de este recurso sea lo más viable posible es necesario que se proporcione una diferencia de nivel entre la pleamar y la bajamar de al menos 5 metros y que exista una bahía apropiada para la recogida y almacenamiento del agua en las pleamares.

Energía de las corrientes marinas

Para analizar el recurso de la energía de las corrientes marinas a lo largo de las costas españolas, se ha realizado un estudio de los valores obtenidos en cada una de las boyas que Puertos del Estado tiene instaladas a lo largo del litoral español. Dicho estudio incluye las velocidades máximas y medias promedio de los últimos 10 años.

Para que el aprovechamiento de este recurso sea lo más viable posible es necesario que la velocidad de las corrientes marinas deba ser superior a 2 m/s, para que su aprovechamiento sea rentable.

Energía térmica marina

Para analizar el recurso de la energía térmica marina a lo largo de las costas españolas, se ha realizado un estudio de los valores en cada una de las boyas que Puertos del Estado tiene instaladas a lo largo del litoral español. Dicho estudio incluye los valores de temperatura máxima, mínima y medias promedio de los últimos 10 años

Hay que tener en cuenta que, para que el aprovechamiento de la energía térmica marina sea viable hay que buscar zonas con una temperatura promedio de 25-30 grados, junto con una temperatura mínima en superficie de 24 grados.

Energía osmótica

Para el análisis del recurso de la energía osmótica a lo largo de las costas españolas, se ha realizado un estudio de los valores obtenidos en cada una de las boyas que Puertos del Estado tiene instaladas a lo largo del litoral español. Se ha establecido para cada una de ellas los valores de grado de salinidad máxima y media promedio de los últimos 10 años.

Hay que tener en cuenta que, para que el aprovechamiento de la energía osmótica sea posible es necesario que las instalaciones se ubiquen en las desembocaduras de los ríos para que se produzca esa diferencia de salinidad y obtener una fuente de energía. No existe un valor de concentración salina que defina si una zona es apta o no. Prevalecerán aquellas zonas que tengan un mayor potencial energético.

Biomasa marina

En cuanto al recurso procedente de la biomasa marina se encuentra muy limitado en España, en concreto en la zona norte correspondiente a la costa cántabra y gallega debido a que las laminarias son un género de aguas frías.

Energía geotérmica marina

En cuanto al recurso geotérmico marino, España no tiene las condiciones para su explotación debido a que no posee ventilaciones hidrotermales submarinas a lo largo de sus costas.

Energía solar marina

Para analizar este recurso no existe un valor mínimo que defina si una zona es apta o no. Se ha establecido para cada comunidad autónoma los valores de irradiación solar medias anuales, prevalecerán aquellas zonas en kWh/m2día que tengan un mayor potencial energético.

Atlas español de recursos energéticos marinos

Tras analizar el recurso energético marino en la costa española, ha permitido conocer qué tipo de energía (figura 2) es aprovechable para cada una de las zonas en las que se ha dividido el litoral español.

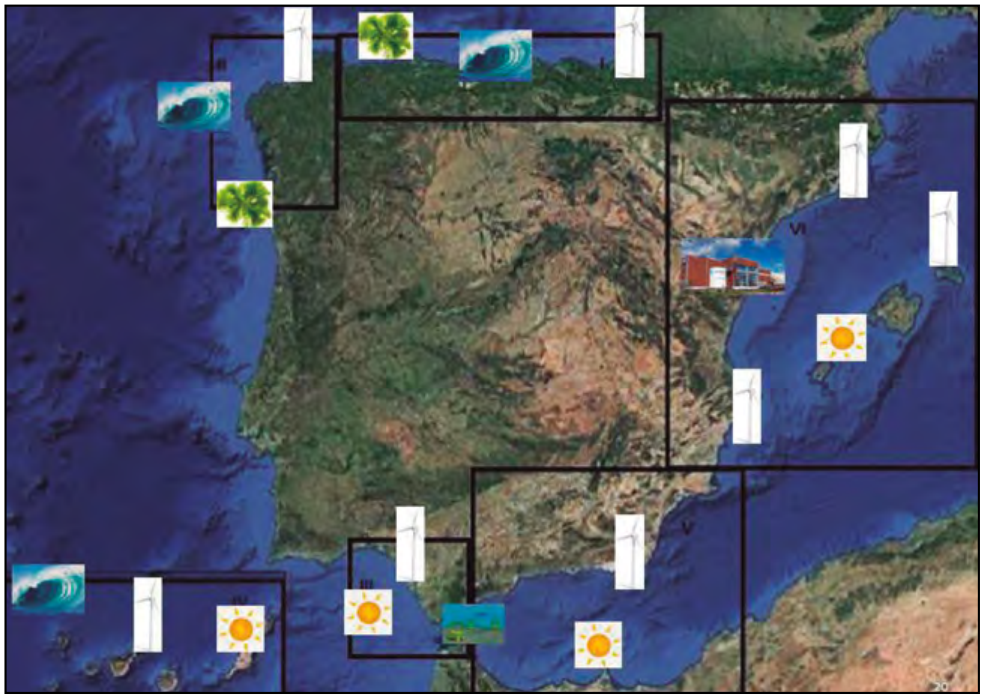


Figura 2. Representación energética en la cosa española (Fuente: elaboración propia).

La distribución energética queda reflejada:

- **Zona I:** eólica, undimotriz y biomasa
- **Zona II:** eólica, undimotriz y biomasa
- **Zona III:** eólica, corriente marina y solar
- **Zona IV:** eólica, undimotriz y solar
- **Zona V:** eólica y solar
- **Zona VI:** eólica, osmótica y solar

6. IMPLANTACIÓN DE DISPOSITIVOS ENERGÉTICOS

En España en los últimos años se ha llevado a cabo la implantación de dispositivos energéticos marinos en infraestructuras ya construidas repartidas a lo largo del litoral. Cabe destacar algunos ejemplos como el caso del dispositivo de OWC en el dique de Mutriku, los cinco aerogeneradores marinos en el dique Punta de Lucero en Bilbao y, el aerogenerador en el puerto de Arinaga en Gran Canaria.

Aunque son escasos los proyectos que se han llevado a cabo, han servido como punto de inicio para posibles futuras instalaciones.

Se ha analizado la viabilidad para la instalación de dispositivos energéticos en las infraestructuras disponibles en cada una de las zonas. Cuando se habla de infraestructuras se hace referencia a diques, espigones y plataformas oíl/gas repartidas en territorio español.

Se han descrito las infraestructuras existentes a lo largo de la costa española para una posible incorporación de dispositivos energéticos marinos. Se realizará a modo de ejemplo, un estudio detallado de algunas de las infraestructuras existentes a lo largo de la costa española. El estudio va a incorporar:

- Características de la estructura
- Características energéticas de la zona de estudio
- Sistema energético empleado
- Resumen abreviado del plan de obra a seguir.
- Análisis económico

En este trabajo se han analizado las siguientes instalaciones:

Zona 1: Orio (undimotriz), Bermeo (eólica), Gijón (eólica)

Zona 2: San Ciprián (eólica-undimotriz), Ferrol (eólica), Malpicá de Bergantiños (eólica- undimotriz)

Zona 3: Cádiz (eólica), Algeciras (eólica), Ceuta (eólica)

Zona 4: Tenerife (eólica), La Gomera (eólica), La Estaca (eólica)

Zona 5: Málaga (eólica), Motril (eólica), Cartagena (eólica)

Zona 6: Cambrils (eólica), Plataforma Casablanca (solar), Cólera (eólica)

A modo de ejemplo se va a resumir uno de los casos de estudio. El dique (figura 3) está situado en el puerto de Algeciras. Posee una longitud de 1.657 metros, componiéndose de cuatro tramos. El primero de 156 metros localizado en la dársena "La Galera" y los otros tres restantes de 1.501 metros pertenecientes a la dársena "Norte". Se va a realizar el estudio sobre la dársena "Norte".

Características de la estructura

Es un dique vertical de 1.501 metros de longitud con 21,40 metros de anchura coronación. Está compuesto (figura 4) por cajones de hormigón cimentados a la cota -32,50 metros. El cajón se apoya sobre una banqueta de escollera de núcleo "todo uno". La banqueta está protegida por una doble capa de escollera (H/V=3/1), una principal de 2-4 toneladas seguida de otra capa de 100-300 kilogramos de peso.

El trasdós (H/V=3/1) se compone de una doble capa de escollera, una principal de 1-2 toneladas seguida por otra capa de 100-300 kilogramos. El espaldón está coronado a cota + 7,50 metros sobre la B.M.V.E.

Características energéticas

En lo referente a las características energéticas del emplazamiento, la velocidad de viento media (figura 5) anual a una altura de 80 m sobre el nivel del mar se sitúa entre 7,5-8,0 m/s.

Sistema energético

Atendiendo a las características energéticas y partiendo de la obra definida, se ha optado por la incorporación de aerogeneradores.

Figura 3. Dique exterior situado en el puerto de Algeciras (Fuente: elaboración propia).

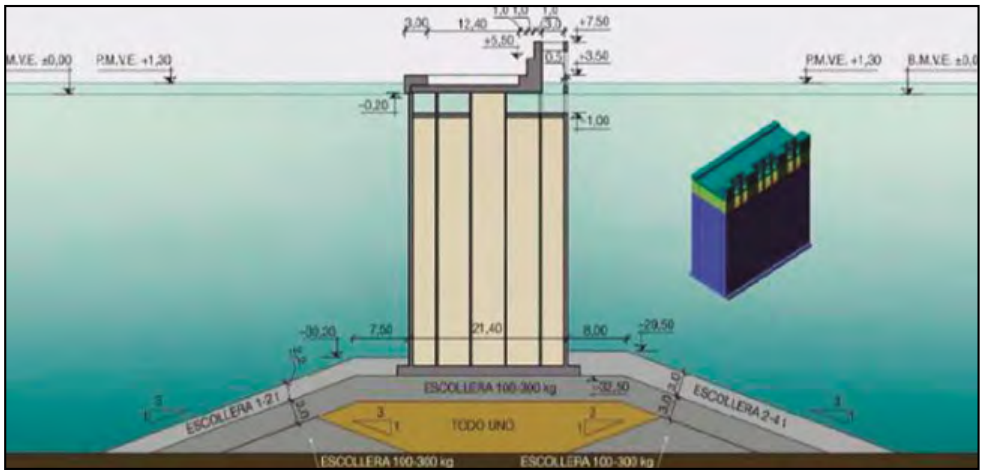


Figura 4. Sección dique vertial puerto de Algeciras (Fuente: MOPU, 1988).

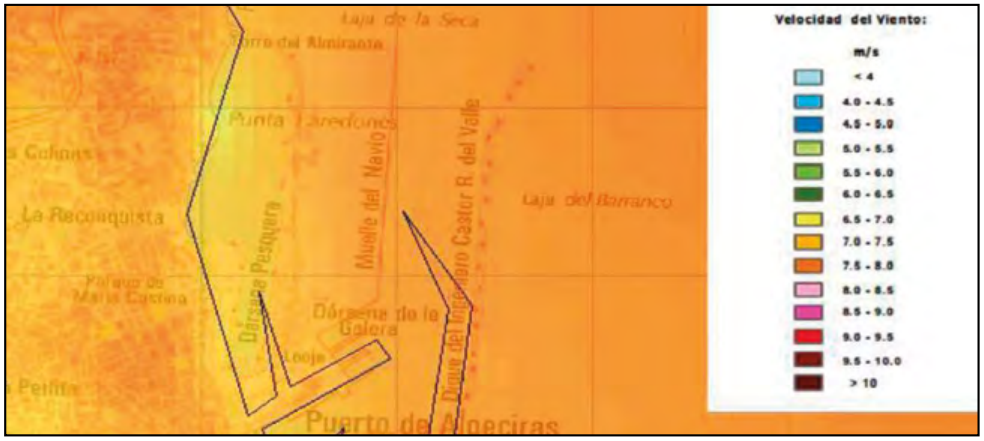


Figura 5. Velocidad media anual puerto de Algeciras (Fuente: www.atlaseolico.idae.es).

Plan de obra

Se ha establecido para cada ejemplo un plan de obra resumido indicando los puntos claves que se tendrían que realizar para cada uno de ellos, a continuación se muestra los pasos fundamentales que se ha tenido en cuenta:

- Trabajos previos
- Cimentación
- Montaje
- Ejecución de la instalación eléctrica y pavimentación

Se ha optado por la incorporación de aerogeneradores de Gamesa, 4,5 MW de potencia unitaria. Atendiendo a las características del dique, se ha optado por la instalación de 2 aerogeneradores Se situarán a una distancia de 640 metros, ya que las buenas prácticas indican que deben estar a una distancia de 5 veces su diámetro de rotor.

Análisis económico

En referencia al análisis económico, se ha realizado una hipótesis de cálculo de lo que supondría la instalación de los dispositivos energéticos. En primer lugar, se ha tenido en cuenta las características de la planta

Figura 6. Aerogeneradores en el puerto de Algeciras (Fuente: elaboración propia).

Cálculo horas equivalentes

Coordenadas UTM(m): 281642,4003160
Elevación (m): 0
Rugosidad (m): 0.001 | **Weibull C (m/s):** 8.51 | **Weibull K (m/s):** 2.264

Pérdidas (%): 15

Velocidad (m/s)	Producción (kW)	Velocidad (m/s)	Producción (kW)	Velocidad (m/s)	Producción (kW)
1	0	11	4400	21	4000
2	0	12	4500	22	3750
3	100	13	4500	23	3500
4	300	14	4500	24	3400
5	450	15	4500	25	3250
6	750	16	4500	26	3000
7	1500	17	4500	27	2750
8	2100	18	4450	28	0
9	3000	19	4400	29	0
10	3700	20	4100	30	0

17473.196239 **Producción bruta (MWh/año)**
14852.216803 **Producción neta (MWh/año)**
Calcular

Figura 7. Cálculo producción neta anual Weibull (Fuente: elaboración propia).

Año	Mantenimiento €/año	Venta electricidad €/año	Flujo Neto €
0			-13.500.000
1	445.566	1.485.221	1.039.655
2	445.566	1.485.221	1.039.655
3	445.566	1.485.221	1.039.655
4	445.566	1.485.221	1.039.655
5	445.566	1.485.221	1.039.655
6	445.566	1.485.221	1.039.655
7	445.566	1.485.221	1.039.655
8	445.566	1.485.221	1.039.655
9	445.566	1.485.221	1.039.655
10	445.566	1.485.221	1.039.655
11	445.566	1.485.221	1.039.655
12	445.566	1.485.221	1.039.655
13	445.566	1.485.221	1.039.655
14	445.566	1.485.221	1.039.655
15	445.566	1.485.221	1.039.655
16	445.566	1.485.221	1.039.655
17	445.566	1.485.221	1.039.655
18	445.566	1.485.221	1.039.655
19	445.566	1.485.221	1.039.655
20	445.566	1.485.221	1.039.655
21	Desmantelamiento €		-135.000
	VAN	-3.319.332	

Figura 8. Balance económico (Fuente: elaboración propia).

eólica, siendo fundamental conocer su producción media anual en MWh/año. Para ello, se ha realizado el cálculo de horas equivalentes mediante la escala de Weibull (figura 7).

Con respecto a los costes, en la investigación se ha estimado el valor de los mismos atendiendo a las causas que se van a detallar a continuación. En referencia a la inversión inicial, se ha tenido en cuenta la dificultad añadida que supone la instalación de un aerogenerador sobre un dique optando por coger un valor de 1,5 M€/MW.

En cuanto a los costes de operación y mantenimiento, el entorno marino hace difícil su actividad debido a la corrosión y a las fuerzas extremas a las que van a verse sometidas. Debido a estas condiciones se ha optado por coger un valor de 0.015 €/kWh.

Con respecto al precio de venta de la electricidad, se ha escogido el valor que tiene actualmente, el cual ronda los 50 €/MWh. El conjunto de operaciones ha permitido establecer un balance económico (figura 8).

Al obtener un VAN <0 la inversión produciría perdidas y, por lo tanto, el proyecto debe rechazarse. No se ha calculado la TIR, ya que al obtener un valor negativo del VAN no tiene sentido realizar la inversión.

7. CONCLUSIONES

Como conclusiones, se destacarían las que siguen:

1º Tras analizar el recurso energético en referencia a las costas españolas, cabe destacar que España posee buenas aptitudes para el aprovechamiento energético marino.

2º Actualmente la capacidad energética marina instalada representa un porcentaje muy pequeño. Será necesaria una mayor consolidación del sector, que permita poder aumentar su capacidad energética, pudiendo competir con las demás fuentes energéticas.

3º Uno de los principales problemas a los que se enfrenta este sector son los elevados costes de inversión iniciales, así como los elevados costes de operación y mantenimiento, que generan una incertidumbre y riesgos a los inversores. Además, destacar que en España no hay un marco legislativo claro.

4º Existen multitud de infraestructuras tales como diques, espigones y plataformas oíl/gas donde es posible la instalación de dispositivos energéticos marinos.

5º Se han analizado 18 instalaciones, de las cuales en 16 se ha estudiado una instalación eólica, en 3 una undimotriz y en 1 una solar.

6º Tras realizar un análisis económico básico en los diferentes casos de estudio, se ha comprobado que actualmente no es viable económicamente la instalación de dispositivos energéticos. Sería necesario una ayuda económica en forma de prima de referencia para que los proyectos fueran rentables.

8. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Al centrarse en una materia con una experiencia previa escasa, se hace necesario que la información de este trabajo deba actualizarse con el tiempo para que se adapte a los nuevos conocimientos que vayan surgiendo.

Se han identificado una serie de líneas de investigación que pueden ser motivo de estudio y desarrollo en un futuro. Las futuras línea de investigación se clasifican a continuación:

1º La mejora del conocimiento de aquellas fuentes energéticas marinas que se encuentran en una fase de estudio y desarrollo menor.

2º El perfeccionamiento de los costes que engloban a las energías marinas. A medida que se vaya produciendo un desarrollo del sector, será más fácil la elaboración de unos costes que permitan ajustarse de una manera más precisa un sector que está en constante estudio y desarrollo de nuevas tecnologías.

3º El uso de los modelos de estudio realizados para la implantación de dispositivos energéticos como la base de proyectos a realizar en un futuro.

9. REFERENCIAS

APPA (2011). *Revisión Régimen Económico Energías Renovables.* Informe propuestas.

Carbon Trust (2012). *Technology Innovation Needs Assessment (TINA) Marine Energy.* Summary Report.

EWEA (European Wind Energy Association) (2015). *The European Offshore Wind Industry – Key Trends and Statistics 2014.*

IDEA (Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía) (2011). *Plan de Energías Renovables. Renovables 2011-2020. Evaluación Ambiental Estratégica.*

IEA (International Energy Agency) (2015). *Energy Technology Perspectives 2015: Mobilising Innovation to Accelerate Climate Action*.

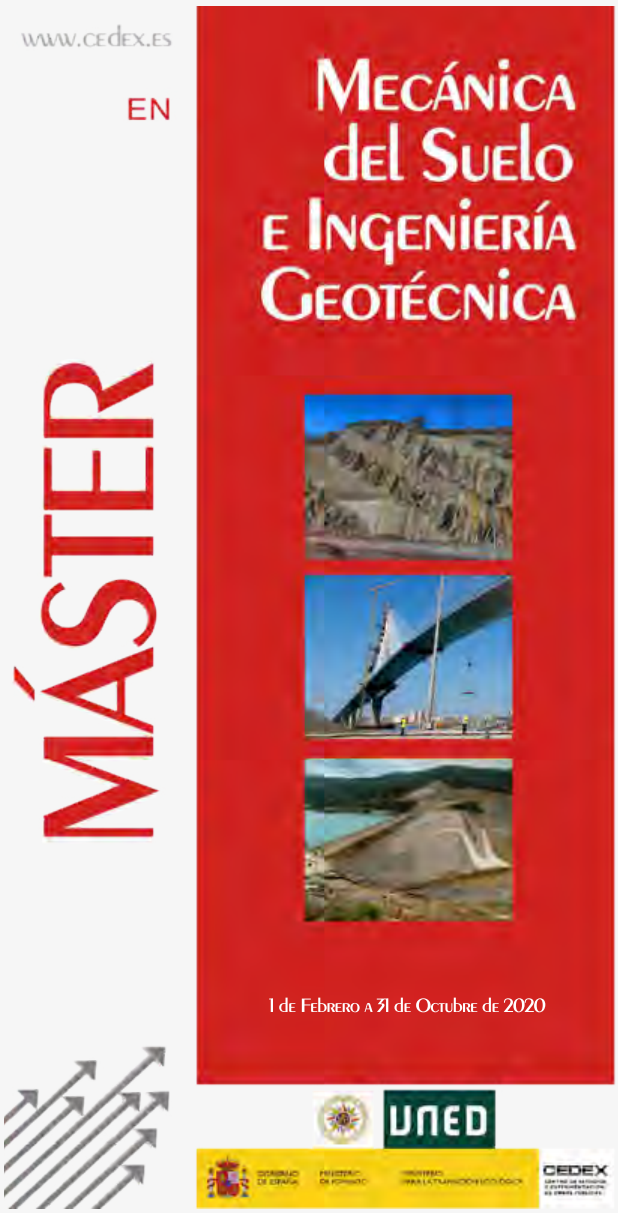
IEA-OES (International Energy Agency – Ocean Energy Systems) (2014). *Worldwide Database for Ocean Energy*.

IRENA (International Renewable Energy Agency) (2014). *Ocean Energy: Technology Readiness, Patents, Deployment Status and Outlook*.

MOPU (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo) (1988). *Diques de abrigo en España*. Tomos I y II.

Ocean Energy Europe (2015). *European Commission Issue Paper on Ocean Energy Industry Response*. www.puestos.es

MÁSTER DE MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



La UNED y el CEDEX organizarán de forma conjunta en 2020 el Máster en Mecánica del suelo e Ingeniería Geotécnica, dentro de la convocatoria de Formación Permanente. El Máster está destinado a ingenieros de Caminos, de Minas, geólogos y a todos aquéllos procedentes de cualquier país, con titulaciones afines relacionadas con la especialidad y dominio del idioma español, interesados en profundizar en sus conocimientos en Geotecnia en una doble vertiente teórico-práctica.

El perfil internacional de los estudiantes se confirma con la notable presencia de titulados iberoamericanos y, en menor medida, con otros provenientes de países europeos y africanos.

PROGRAMA

Consta de **14 módulos** de entre una y dos semanas de duración aproximadamente cada uno:

1. Mecánica del suelo básica (2,5 semanas)
2. Reconocimientos geotécnicos de campo
3. Mecánica de rocas
4. Cimentaciones superficiales
5. Cimentaciones profundas
6. Estabilidad de taludes
7. Estructuras de contención
8. Estructuras de tierra
9. Túneles
10. Mejora del terreno
11. Geotecnia de presas
12. Geotecnia medio ambiental y minera
13. Dinámica de suelos y de cimentaciones
14. Modelización numérica

El programa se completa con clases de **Geotecnia Avanzada,** distribuidas a lo largo del curso, que versan sobre:

- Geotecnia de estructuras costa afuera (off-shore)
- Geomecánica aplicada al del sector del gas y petróleo
- Fiabilidad geotécnica
- Modelos constitutivos
- Teoría del Estado Crítico
- Teoremas de estados límite
- Suelos no saturados
- Geotermia

El temario se refuerza con prácticas de laboratorio, de campo y de modelización con códigos numéricos comerciales.

Se prevé un curso de una semana de MIDAS GTS-NX, con licencia completa para los alumnos durante el periodo docente, y una sesión introductoria de PLAXIS.

DESARROLLO DEL MÁSTER Y EVALUACIÓN

El Máster consta de un periodo lectivo, entre el 1 de febrero y el 30 de junio, de asistencia obligatoria, en cuyas clases se imparte el programa; y un periodo no lectivo, desde julio a octubre, durante el cual el alumno ha de desarrollar, bajo la tutela de un profesional del sector, una tesina que ha de defender ante un tribunal a finales de octubre. Las clases se imparten de lunes a viernes de 9:00 a 13:30 y, de 2 a 3 veces por semana, de 15:00 a 17:00 h. Se realiza una evaluación continua con ejercicios semanales y tres exámenes parciales.

VALOR AÑADIDO

- Visita técnica y viaje de prácticas para visitar obras geotécnicas de relevancia en España.
- Premio CEDEX a la tesina más sobresaliente, otorgado por el Director del CEDEX en la ceremonia de clausura.
- Contacto con empresas españolas de actividad internacional, asociaciones y sociedades del sector.

Guías geotécnicas aplicables a proyectos y obras en terrenos volcánicos: Getcan y Macastab

Geotechnical Guides to Be Applicable to Projects and Works in Volcanic Environments: Getcan and Macastab

Luis Enrique Hernández Gutiérrez[1*]

Resumen

Los gobiernos regionales de Canarias, Azores y Madeira deben desarrollar documentos normativos que recojan la singularidad de sus terrenos volcánicos y que faciliten la aplicación de las normas que dictan sus respectivos países en materia constructiva. Por este motivo, surge la guía GETCAN-011, como metodología para la realización de estudios geotécnicos para edificación en Canarias, pero que se puede aplicar a cualquier territorio volcánico del planeta. A raíz de la convocatoria de proyectos del Programa de Cooperación INTERREG V-A España-Portugal MAC (Madeira-Azores-Canarias) 2014-2020, los gobiernos regionales de Canarias, Azores y Madeira, junto a la Universidad de Cabo Verde, se han unido para trabajar en el proyecto MACASTAB, que pretende facilitar la gestión de un problema geotécnico común, los movimientos de laderas y taludes. En este artículo se presentan las aportaciones de ambos proyectos al ámbito de la Geotecnia en terrenos volcánicos.

Palabras clave: terrenos volcánicos, estabilidad de taludes, estudios geotécnicos.

Abstract

The regional governments of the Canary Islands, the Azores and Madeira must develop normative documents that reflect the uniqueness of their volcanic soils, and that facilitate the application of the rules dictated by their respective countries in constructive matters. For this reason, the GETCAN-011 guide was created as a methodology for geotechnical studies for building on the Canary Islands, but it can also be applied to any volcanic territory. Following the call for projects of the INTERREG V-A Spain-Portugal MAC (Madeira-Azores-Canarias) 2014-2020 Cooperation Program, the regional governments of the Canary Islands, the Azores and Madeira, together with the University of Cape Verde, have joined forces to work on the MACASTAB project, which aims to facilitate the management of a common geotechnical problem, that's, the movements of hillsides and slopes. This article presents the contributions of both projects to the field of Geotechnics in volcanic terrains.

Keywords: *volcanic terrains, slope stability, geotechnical studies.*

1. INTRODUCCIÓN

España y Portugal tienen en común que la mayoría de su territorio se ubica en territorio continental, en la Península Ibérica, pero además que ambos países poseen territorios insulares atlánticos, que se corresponden con archipiélagos de naturaleza volcánica (Canarias, Azores y Madeira). Con frecuencia, las normas y códigos, que en materia de construcción se dictan en los respectivos países, no recogen las singularidades de estos archipiélagos volcánicos, lo que dificulta la aplicación de las mismas por parte de los técnicos que desarrollan allí su actividad. Esto obliga a los gobiernos regionales a realizar un esfuerzo adicional para desarrollar documentos propios que recojan las peculiaridades de su territorio volcánico, que permitan interpretar, adaptar y aplicar la normativa estatal con garantía y rigor.

En España, la irrupción del Código Técnico de la Edificación (CTE) en el panorama normativo del país ha supuesto un hito en la regulación de los estudios geotécnicos para edificación, ya que, por primera vez, se define la intensidad y alcance de los reconocimientos, así como la obligatoriedad de acompañar estos estudios al proyecto de edificación. Esto supuso un reto y una oportunidad para el Gobierno de Canarias, pues se hacía necesaria la interpretación de la norma estatal con un documento que recogiera las peculiaridades geotécnicas de los terrenos volcánicos de Canarias; y que más tarde serviría de base para otros documentos normativos, así como para otros estudios e investigaciones en la materia. Así surge la guía GETCAN-011, que, además, en 2013 fue aprobada por el Ministerio de Fomento del Gobierno de España como Documento Reconocido del CTE, con referencia CTE-DR/045/13.

GETCAN requirió de trabajos previos de investigación de las propiedades geotécnicas de los materiales volcánicos, porque los estudios realizados eran escasos y dispersos, y estaban circunscritos únicamente a casos puntuales relacionados con algunas obras. Así, en 2002, se iniciaron varios proyectos de caracterización de los materiales

* E-mail: lhergut@gobiernodecanarias.org

[1] Doctor en Ciencias Geológicas. Gobierno de Canarias, Santa Cruz de Tenerife, España. Proyecto MACASTAB, Feder Interreg-Mac 2014-2020.

volcánicos de Canarias que sirvieron de base para la redacción de la guía y cuyos resultados actualmente siguen utilizándose por la comunidad científica y técnica, y en particular en el proyecto MACASTAB.

Por otro lado, la elevada incidencia, en las últimas décadas, de eventos meteorológicos causantes de procesos de inestabilidad de laderas y taludes en los archipiélagos volcánicos de la Macaronesia, como consecuencia del cambio climático, la creciente urbanización y su desarrollo en áreas expuestas a estos fenómenos, demandaba por parte de técnicos y responsables públicos, un documento normativo y/o guía que estableciera los procedimientos de actuación adecuados ante la ocurrencia de estos procesos, que garantice por un lado la efectividad de las soluciones técnicas aportadas por los profesionales y por otro que delimite la responsabilidad civil de los distintos agentes intervinientes en los mismos (técnicos y responsables públicos). Así, en 2016, surge el proyecto MACASTAB, cuyo objetivo principal es obtener un documento de bases para que las regiones implicadas puedan elaborar sus guías metodológicas para la gestión de este tipo de riesgos naturales. El ámbito de actuación abarca a los archipiélagos de Azores, Madeira, Canarias y Cabo Verde.

En este artículo se presentan ambos proyectos, GETCAN y MACASTAB y se exponen algunas de las aportaciones más importantes que de ellos se han derivado para la Geotecnia en terrenos volcánicos.

2. GUÍA DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA LA EDIFICACIÓN EN CANARIAS, GETCAN-011

2.1. Antecedentes de la guía GETCAN-011

La publicación de la *Guía para la Planificación y Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias, GETCAN-011* (Gobierno de Canarias, 2011), formó parte de un plan de proyectos que comenzó a gestarse por parte de la Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias en el año 2002. Este plan consistió, en sus primeras etapas, en la caracterización geotécnica de los materiales volcánicos presentes en Canarias y posteriormente, la información obtenida se empleó para la elaboración de la cartografía geotécnica y la guía de estudios geotécnicos para edificación.

El primero de los proyectos denominado "Estudio de caracterización geotécnica de las rocas volcánicas de las islas Canarias", consistió en la elaboración de una base de datos con las propiedades geomecánicas y geoquímicas de todas las formaciones rocosas del Archipiélago, así como de las correlaciones entre los parámetros más empleados en la práctica geotécnica.

El segundo de los proyectos, denominado "Caracterización geotécnica de los piroclastos canarios débilmente cementados", fue realizado en colaboración con el Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento, Gobierno de España.

En el proceso de desarrollo de estos proyectos irrumpe en el panorama normativo español un documento de gran importancia en el sector de la construcción: el Código Técnico de la Edificación, CTE (Gobierno de España, 2006). Este código, aprobado por el Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, se estructura en varios documentos que regulan los distintos aspectos que intervienen en el proceso edificatorio, entre los que interesa destacar el Documento Básico de Seguridad Estructural, Cimientos, DB SE-C (CTE, 2006), que dedica su capítulo 3 al Estudio Geotécnico. Este documento de planificación emplea como criterio básico para tal fin los tipos de terrenos, clasificándolos en tres grupos o categorías: T-1 Terrenos favorables, T-2 Terrenos intermedios y T-3 Terrenos desfavorables. La aplicación de este documento a los terrenos volcánicos de Canarias requería de una herramienta que permitiera su interpretación, surgiendo la necesidad de elaborar la correspondiente guía.

La guía GETCAN-011 es un documento, dirigido a los distintos agentes que intervienen en el proceso edificatorio, donde se articula una metodología adecuada para la planificación de los reconocimientos geotécnicos preceptivos en los proyectos de edificación (CTE, 2006), así como para la realización de los estudios geotécnicos correspondientes, de acuerdo con la normativa vigente y teniendo en cuenta las peculiaridades de los terrenos volcánicos de las Canarias.

Los estudios geotécnicos deberán contar, de acuerdo a esta guía, con un contenido suficiente que satisfaga los requerimientos del proyectista y del director de la obra para poder proceder al análisis y dimensionado de los cimientos y elementos de contención del edificio.

Con objeto de facilitar su manejo, la estructura y contenido de la guía GETCAN-011 se organiza en diferentes partes, atendiendo al interés que cada una de ellas pueda despertar en los usuarios del documento; como aportación importante a la geotecnia en terrenos volcánicos, se destacan las siguientes que se exponen a continuación.

2.2. Mapas de zonificación geotécnica de las Canarias

Para la elaboración de los mapas de zonificación geotécnica del Archipiélago se ha empleado como base la cartografía geológica digital del IGME, Instituto Geológico y Minero de España, a escala 1:25.000, suministrada por GRAFCAN, Cartográfica de Canarias, S.A. (Barrera & García, 2011). En este sentido, tomando como base las trazas cartográficas de las distintas unidades geológicas de la cartografía del IGME, se establecieron un conjunto de unidades geotécnicas integrando dentro de las mismas una o varias unidades geológicas.

La metodología empelada consistió en realizar una parcelación del territorio insular en áreas de características litológico-geotécnicas similares, que permitiera establecer, en cada unidad/unidades geotécnicas, los criterios mínimos a contemplar en el reconocimiento o investigación geotécnica. De esta forma, y en función de las características de la construcción y de los problemas geotécnicos asociados a cada unidad geotécnica diferenciada, se propondrían los reconocimientos mínimos exigibles en cada caso.

Como resultado de esta zonificación se confeccionó una clasificación de unidades geotécnicas del archipiélago canario (tabla 1). Cada una de estas unidades se asignó a su vez a uno de los tres tipos de terrenos que define el CTE para la planificación de la campaña de reconocimiento geotécnico.

Tabla 1. Clasificación de unidades geotécnicas de las Canarias y tipo de terreno del CTE

Unidad	Subunidad	Terreno CTE
Unidad I: Complejos basales		T3
Unidad II: Coladas y macizos sálicos		T1
Unidad III: Macizos basálticos alterados		T3
Unidad IV: Coladas basálticas sanas	IVa: Coladas "aa" poco escoriáceas	T1
	IVb: Coladas "pahoehoe" y "aa" muy escoriáceas	T3
Unidad V: Materiales piroclásticos	Va: Ignimbritas y tobas	T2
	Vb: Depósitos piroclásticos sueltos o débilmente cementados	T3
Unidad VI: Materiales brechoides		T2
Unidad VII: Depósitos aluviales y coluviales		T3
Unidad VIII: Suelos arenosos		T3
Unidad IX: Suelos arcillosos y/o limosos		T3
Unidad X: Rellenos antrópicos		T3

Tabla 2. Profundidad mínima de sondeos (m)

Unidad Geotécnica (Terreno CTE) / Tipo de Edificio	I (T-3)	II (T-1)	III (T-3)	IVa (T-1)	IVb (T-3)	Va (T-2)	Vb (T-3)	VI (T-2)	VII (T-3)	VIII (T-3)	IX (T-3)
C-0	5	4	5	4	5	5	5	5	5	5	5
C-1	8	6	8	6	8	7	8	7	8	8	8
C-2	12	8	12	8	12	10	12	10	12	12	12
C-3	16	10	16	10	16	12	16	12	16	16	16
C-4	20	12	20	12	20	14	20	14	20	20	20

2.3. Planificación del reconocimiento geotécnico en terrenos volcánicos

La planificación de la campaña de reconocimiento geotécnico es el conjunto de actividades destinadas a determinar las características del terreno, cuyos resultados quedarán reflejados en el estudio geotécnico. En esta parte se establece la intensidad y alcance del reconocimiento geotécnico de acuerdo con los preceptos recogidos en el capítulo 3 "estudio geotécnico" del DB SE-C del CTE y teniendo en cuenta las singularidades del territorio insular volcánico.

Como criterios de planificación se han de considerar, según el CTE, el tipo de terreno (unidad geotécnica) y el tipo de edificio. El CTE define cinco categorías de edificio atendiendo al número de plantas y a la superficie construida, que de menor a mayor son: C-0, C-1, C-2, C-3 y C-4. A partir del tipo de edificio y de la unidad geotécnica el CTE establece un protocolo que permite concretar el número de prospecciones y ensayos que es preciso realizar para un caso concreto. En cuanto a la profundidad de los sondeos mecánicos y de las penetraciones dinámicas, el CTE indica unas profundidades orientativas, pero no obligatorias, mientras que la guía GETCAN-011 establece unas profundidades mínimas obligatorias para cada unidad geotécnica en función del tipo de edificio proyectado (tabla 2). Será obligación del autor del estudio geotécnico, en base a sus conocimientos y experiencia, prolongar la profundidad final de los reconocimientos hasta que resulte suficiente para alcanzar una cota del terreno por debajo de la cual se pueda garantizar que no se desarrollarán asientos significativos bajo las cargas que pueda transmitir el edificio.

2.4. Otras herramientas geotécnicas de la guía GETCAN

Otras aportaciones de la guía GETCAN-011 útiles y prácticas para los profesionales de la geotecnia, que desarrollen su actividad en ambientes volcánicos, son las siguientes.

2.4.1. Clasificación de litotipos volcánicos aplicados a la Ingeniería Civil y a la Arquitectura

Se aporta una clasificación simplificada del amplio espectro de tipos de rocas o litotipos volcánicos, para su aplicación en el sector de la construcción. El objeto de esta clasificación es facilitar al ingeniero civil y al arquitecto, con conocimientos limitados de geología, un medio para asignar un nombre a una roca, que tal vez no sea estrictamente correcto desde el punto de vista geológico, pero que permite situar a la misma dentro de una familia y, por tanto, ayudar a la identificación de problemas ingenieriles asociados con esa familia. Los nombres se han seleccionado principalmente entre aquellos que se utilizan en los libros no especializados en geología, y no se utilizan en sentido estricto, sino en término general para un amplio grupo de tipos de rocas (litotipos) relacionadas.

En base a criterios sencillos y de fácil aplicación por no expertos en petrología volcánica, como son conceptos litológicos básicos, texturas fácilmente identificables y contenido en vacuolas, se elaboró la clasificación que se presentan en la tabla 3, para los materiales volcánicos altamente cohesivos (rocas duras).

Para los materiales volcánicos granulares sueltos o poco cohesivos, como es el caso de los depósitos piroclásticos, se elaboró una clasificación aparte (tabla 4); en este caso se

Tabla 3. Clasificación de litotipos volcánicos de las Canarias: materiales altamente cohesivos (ROCAS)

BASALTOS (B)	OLIVÍNICO-PIROXÉNICOS (OP)	VACUOLARES (V)	B-OP-V
		MASIVOS (M)	B-OP-M
	PLAGIOCLÁSICOS (PL)	VACUOLARES (V)	B-PL-V
		MASIVOS (M)	B-PL-M
	AFANÍTICOS (AF)	VACUOLARES (V)	B-AF-V
		MASIVOS (M)	B-AF-M
	ESCORIÁCEOS (ES)		B-ES
TRAQUIBASALTOS (TRQB)			TRQB
TRAQUITAS (TRQ)			TRQ
FONOLITAS (FON)			FON
IGNIMBRITAS (IG)	SOLDADAS		IG-S
	NO SOLDADAS		IG-NS

Tabla 4. Clasificación de litotipos volcánicos de las Canarias: materiales sueltos o poco cohesivos (PIROCLASTOS)

PIROCLASTOS BASALTICOS	LAPILLI (LP)	SUELTO (S)	LPS
		CEMENTADO (T)	LPT
	ESCORIAS (ES)	SUELTO (S)	ESS
		CEMENTADO (T)	EST
	CENIZAS BASÁLTICAS (CB)	SUELTO (S)	CBS
		CEMENTADO (T)	CBT
PIROCLASTOS SÁLICOS	PÓMEZ (PZ)	SUELTO (S)	PZS
		CEMENTADO (T)	PZT
	CENIZAS SÁLICAS (CS)	SUELTO (S)	CSS
		CEMENTADO (T)	CST

aplicaron, además de los criterios litológicos básicos, el de tamaño de partículas y el de grado de cementación.

A cada uno de los litotipos resultantes de estas clasificaciones, se le asignó un acrónimo de tres o cuatro letras, que hace referencia a los criterios de clasificación (litología, textura, vesicularidad, tamaño de partículas y grado de cementación).

2.4.2. Correlaciones entre los ensayos de caracterización geomecánica de las rocas volcánicas

A partir de los estudios de caracterización de rocas volcánicas de Canarias, realizados por el Gobierno de Canarias, se generó una base de datos de parámetros físico-mecánicos cuya síntesis se presenta como apéndice en la guía, quedando a disposición de los profesionales de la geotecnia. Con este conjunto de parámetros, además, se estudiaron las correlaciones más significativas entre ellos, de manera que se fuera posible estimar determinados parámetros geomecánicos más costosos y complejos, a partir de otros obtenidos mediante ensayos de bajo coste y fácil ejecución. Estas correlaciones se establecieron para cada uno de los litotipos rocosos definidos. Este es el caso del valor de la resistencia a compresión simple, la resistencia a tracción o el módulo de deformación elástica.

Para estimar en una primera aproximación el valor de la resistencia a compresión simple (σ_c) a partir de la resistencia deducida del esclerómetro ($\sigma_{cSchmidt}$) se obtuvo la expresión:

$$\sigma_c = K1 * \sigma_{cSchmidt} \quad [1]$$

Donde K_1 vale para el conjunto de litotipos 1.18
Para cada litotipo específico, los valores de K son:

Litotipo	BOPM	BOPV	BPLM	BAFV	BAFM	BES	TRQB	TRQ	FON	IGNS	IGS
K_1	1.40	1.00	1.50	0.50	1.30	0.90	1.00	1.20	1.40	0.55	0.75

También es posible directamente con el índice de rebote (R) obtenido con el esclerómetro, estimar la resistencia a compresión simple ($\sigma_{cSchmidt}$) a partir del peso específico, utilizando la expresión indicada a continuación, modificada a partir de las de (Miller, 1965 y Deere y Miller, 1966) y adaptada a la población de rocas volcánicas de Canarias:

$$\log\sigma_c\text{Schmidt} = 0.00034\gamma R + 0.0426\gamma - 0.0017R + 0.41 \quad [2]$$

Donde σ_c está expresado en MPa y γ (peso específico aparente) en KN/m^3.

A partir del ensayo de carga puntual (PLT) se recomienda, para obtener el valor de la resistencia a compresión simple, utilizar la expresión:

$$\sigma_c = K_2 I_s(50) \quad [3]$$

Con un valor para el parámetro k_2 en conjunto de 15.

Por litotipos los valores a utilizar son los siguientes:

Litotipo	BOPM	BOPV	BPLM	BPLV	BAFV	BAFM	BES	TRQB	TRQ	FON	IGNS	IGS
K_2	17	9	12	14	5	16	10	12	18	22	9	13

Para obtener en una primera aproximación el valor de la resistencia a tracción indirecta se recomienda utilizar la expresión:

$$\sigma_c = K3 * \sigma_{t_{,\text{brasileño}}} \quad [4]$$

Con un valor para el parámetro k_3 en conjunto de 2.2.

Considerando litotipos de manera individualizada, se puede aplicar los siguientes valores de k_3:

Litotipo	BOPM	BOPV	BPLM	BPLV	BAFV	BAFM	BES	TRQB	TRQ	FON	IGNS	IGS
K_3	2.5	1.9	2.6	1.9	1.1	2	1.6	1.5	2.3	2.9	1.5	1.2

3. PROYECTO MACASTAB: ELABORACIÓN DE GUÍAS DE MOVIMIENTOS DE LADERAS PARA LOS ARCHIPÉLAGOS VOLCÁNICOS DE LA MACARONESIA

3.1. Antecedentes del proyecto MACASTAB

Los movimientos de ladera son fenómenos que constituyen uno de los riesgos naturales más importantes que afectan a los archipiélagos volcánicos de la Macaronesia y que inciden en ellos con una frecuencia mucho más intensa de lo que lo hacen en el territorio continental. Consisten en la movilización pendiente abajo de una masa de suelo, derrubios y/o roca, impulsada por intensas fuerzas gravitacionales. En estos fenómenos intervienen un gran número de factores condicionantes y desencadenantes, tipologías y mecanismos de rotura, propios de los archipiélagos volcánicos, que es preciso concretar, definir y clasificar para poder abordar con éxito esta problemática y adoptar las medidas adecuadas para reducir al máximo los riesgos para la sociedad.

La Comisión Europea aprobó el Programa de Cooperación INTERREG V-A España-Portugal MAC (Madeira-Azores-Canarias) 2014-2020 que interviene en cinco grandes ámbitos u objetivos temáticos, uno de los cuales, el Eje 3, está dedicado a promover la adaptación al cambio climático y la prevención y gestión de riesgos. El objetivo específico de la prioridad de inversión de este eje es mejorar la capacidad de respuesta ante los posibles riesgos naturales que afectan al espacio de cooperación. Con estas premisas, la Viceconsejería de Infraestructuras y Transportes del Gobierno de Canarias toma la iniciativa de liderar una candidatura de proyecto a este programa, junto a los socios del Laboratorio Regional de Ingeniería Civil de la Región Autónoma de Madeira, el Laboratorio Regional de Ingeniería Civil de la Región Autónoma de Azores y la Universidad de Cabo Verde. El proyecto, aprobado en la 1ª convocatoria del programa con el código MAC/3.5b/027, lleva por título: "Bases para la elaboración de una guía metodológica para la gestión del riesgo natural producido por la inestabilidad de laderas y taludes de naturaleza volcánica en la Macaronesia".

Actualmente en desarrollo, el proyecto MACASTAB ya ha dado como frutos algunas herramientas y aplicaciones geotécnicas de gran interés para profesionales e instituciones del ámbito de la ingeniería geológica y los riesgos naturales, que se exponen en los siguientes apartados.

3.2. Objetivos y metodología del proyecto MACASTAB

El objetivo general del proyecto es disponer de un documento técnico de bases que permita elaborar una guía metodológica que facilite la adecuada gestión de los riesgos naturales derivados de los movimientos de laderas y taludes adaptada a las circunstancias propias de las islas volcánicas de la Macaronesia. Con este documento, cada región volcánica insular de la Macaronesia podrá redactar su propia guía de gestión de los riesgos naturales derivados de los movimientos de ladera, adaptado a sus singularidades territoriales, sociales, administrativas y políticas, incorporando aquellos documentos técnicos y/o normativos que consideren más apropiados o que sean preceptivos en sus respectivos territorios.

Los objetivos específicos del proyecto son:

- Objetivo específico 1: Ofrecer un sistema de evaluación de inestabilidades de laderas en función de los factores que provocan su presencia y de los que finalmente desencadenan su colapso.
- Objetivo específico 2: Proponer métodos analíticos de identificación y valoración de inestabilidad de laderas así como criterios de diseño de medidas de protección adecuados a cada caso.
- Objetivo específico 3: Identificar el grado de exposición a los riesgos naturales que se asume en cada situación a partir de la aplicación de metodologías para el análisis de riesgos por movimiento de laderas en función de la probabilidad del suceso, considerando los efectos del cambio climático y de sus consecuencias.

Para la consecución de estos objetivos, se ha configurado un equipo técnico constituido por expertos de los distintos archipiélagos participantes, con experiencia en la gestión de este tipo de riesgos y vinculados a entidades de reconocido prestigio en el ámbito de la ingeniería civil radicadas en los mismos. La metodología empleada consiste en la elaboración de los documentos correspondientes a cada una de las actividades previstas para cada uno de los objetivos planteados. Estas actividades son las siguientes:

Actividades del objetivo específico 1:

a) Identificar y clasificar los factores condicionantes de la inestabilidad de laderas en los archipiélagos volcánicos de la Macaronesia.
b) Identificar de los factores desencadenantes de la inestabilidad de laderas en la Macaronesia.
c) Elaborar una clasificación de laderas volcánicas en función de los factores que intervienen en su inestabilidad.

Actividades del objetivo específico 2:

d) Propuesta de una clasificación geomecánica para los terrenos volcánicos macaronésicos.
e) Propuesta y adaptación de métodos analíticos de cálculo para la valoración de inestabilidad de laderas.
f) Propuesta de medidas preventivas de control y protección de laderas.

Actividades del objetivo específico 3:

g) Elaboración de unas bases metodológicas para el análisis de riesgos por deslizamientos y desprendimientos en terrenos volcánicos.
h) Estudiar la relación entre el cambio climático y la incidencia en la ocurrencia de movimientos de ladera en la región de la Macaronesia.
i) Realizar varias experiencias piloto en la que se aplique el procedimiento y las herramientas propuestas a casos de inestabilidades reales.

3.3. Aplicaciones geotécnicas aportadas por el proyecto MACASTAB

Como aplicaciones geotécnicas destacables, fruto de ejecución de las actividades del proyecto, que se han desarrollado hasta la fecha, se destacan las siguientes.

3.3.1. Actuaciones iniciales ante inestabilidades de laderas y taludes: Índice ISTV.

La primera actuación debe consistir en realizar un reconocimiento del lugar y emitir un diagnóstico previo en el que se valore de forma preliminar las condiciones en las que se ha producido la incidencia que han dado lugar a la inestabilidad. Para ello se ha propuesto un procedimiento de valoración de la situación de inestabilidad por un técnico no experto que, a partir de una serie de criterios de fácil aplicación en el campo es capaz de decidir sobre la necesidad de la intervención o no de expertos que realicen un estudio exhaustivo. Es frecuente que la primera valoración de la incidencia la realice personal técnico no especializado o no experto en estabilidad de taludes y laderas, motivo por lo que se ha implementado esta aplicación, el índice ISTV, cuyo acrónimo significa índice de Susceptibilidad de Taludes en Macizos Volcánicos.

El ISTV es un procedimiento de evaluación preliminar del grado de inestabilidad de un talud. Si el grado de inestabilidad es superior a 2 (tabla 5), se recomienda hacer un estudio más detallado. Para la aplicación del ISTV se debe tener en cuenta lo siguiente:

- El grado de susceptibilidad indica la posibilidad de ocurrencia de fenómenos de inestabilidad en el talud: a mayor grado, mayor probabilidad de inestabilidades.
- No es aplicable a taludes con pendiente <25º, ni a taludes formados por suelos o rocas muy meteorizadas.
- La máxima puntuación del ISTV es 100.
- El ISTV es aplicable a los macizos A (rocas duras), B (Materiales piroclásticos de caída) o C (secuencia de materiales de distinta competencia). En otro tipo de macizos no es aplicable. De las opciones A, B o C solo podrá elegirse una de ellas.

Para los macizos de tipo A, se evalúa visualmente el grado de fracturación y el buzamiento de la estructura geológica; para los macizos de tipo B se evalúa el grado de compactación o soldamiento de las partículas entre si; y para los macizos de tipo C se evalúa el grado de erosión diferencial y la presencia de cornisas. Además, para los tres tipos de macizos se valora la pendiente del talud, la cercanía a zonas costeras y la presencia de indicadores de inestabilidad en el terreno y en infraestructuras (grietas, deformaciones, desprendimientos, etc.). A cada uno de estos criterios se le asigna una puntuación cuya suma final nos permitirá encuadrar la incidencia en uno de los 4 grados definidos en la tabla 5.

Tabla 5. Puntuación y valoración del índice ISTV

Grado	Puntuación ISTV	Susceptibilidad
1	≤ 30	Baja
2	> 30 ≤ 55	Moderada
3	> 55 ≤ 80	Alta
4	> 80	Muy Alta

3.3.2. Clasificación de unidades geotécnicas de los archipiélagos volcánicos de la Macaronesia

Se han clasificado todos los materiales geológicos que se pueden encontrar en los archipiélagos volcánicos de la Macaronesia, en unidades geotécnicas a las que se les puede atribuir un comportamiento geomecánico y geotécnico similar, con el fin de simplificar la gran variedad de materiales presentes en las islas. Tomando como base la clasificación de unidades geotécnicas de Canarias (GETCAN-011), el grupo de expertos ha elaborado la clasificación de Unidades Geotécnicas de la Macaronesia que se presenta en la figura 1.

3.3.3. Tipos de inestabilidades de ladera que afectan a las unidades geotécnicas de la Macaronesia

A modo orientativo, se ha establecido que tipologías de inestabilidades son las características o habituales de cada unidad geotécnica, para determinar el tipo de movimiento de ladera que podría afectar al talud o ladera en cuestión. Empleando las tablas 6A y 6B, podemos realizar la "Estimación previa del tipo de inestabilidad" que se indica en el diagrama de flujo de la figura 1 y así poder dirimir entre las dos opciones:

- "Caída de rocas, ir a diagrama de flujo 3".
- "Otro tipo: ir a diagrama de flujo 4".

Figura 1. Clasificación de unidades geotécnicas de la Macaronesia.

Tabla 6A. Tipos de inestabilidades habituales en las unidades geotécnicas de la Macaronesia

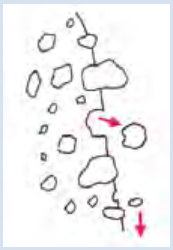
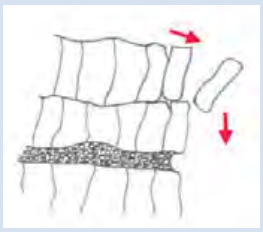
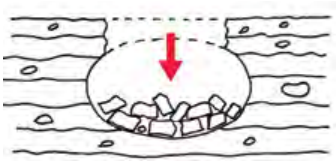
Tipo de inestabilidad	Descripción del movimiento	Unidad geotécnica	Observaciones
Desprendimientos	 Caída de bloques y "chineos"	I Vb Vc Vd Ve Vf Vg VI	• Desprendimientos de bloques de tamaño decimétrico a métrico por erosión de la matriz. • Caída de partículas de tamaño centimétrico a milimétrico (Chineo).
	Caídas por descalces	IVa IVb V Vh X	• Erosión de los niveles piroclásticos o de niveles escoriáceos de coladas basálticas "aa", que provocan caída por descalce de prismas rocosos.
	 Vuelcos	II III IVa IVb	• Vuelco de prismas rocosos aislados por diaclasado de retracción.
	 Colapsos	IVa	• Colapso de tubos o cavidades formadas en el seno de lavas "pahoehoe".

Tabla 6B. Tipos de inestabilidades habituales en las unidades geotécnicas de la Macaronesia

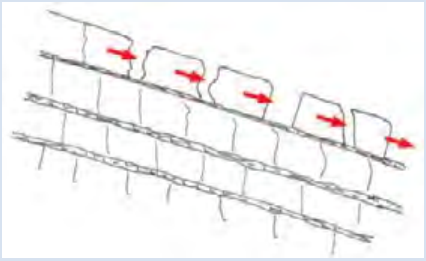
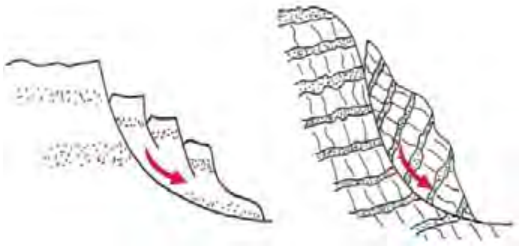
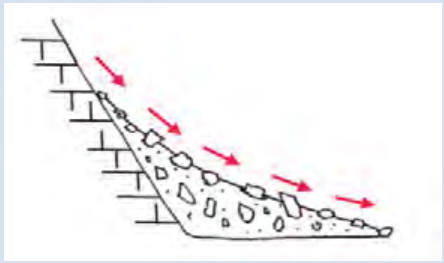
Tipo de inestabilidad	Descripción del movimiento	Unidad geotécnica	Observaciones
Deslizamientos traslacionales en rocas o suelos		I II III IV V VI VII VIII IX X	• Puede afectar a cualquier unidad geotécnica, que se moviliza a favor de una superficie plana de debilidad o de una discontinuidad.
Deslizamientos rotacionales	 Suelos Rocas	I II III IV V VI VIII IX	• Son más frecuentes en suelos cohesivos. • También en macizos rocosos blandos o con alto grado de fracturación o alteración, donde las discontinuidades no constituyen superficies de debilidad preferentes.
Avalanchas rocosas		II III IVa IVb Va Ve Vh	• Movimiento de grandes masas de roca, que forman depósitos caóticos y masivos, con megabloques de estructuras volcánicas originales y facies de matriz.
Flujos de barro		VIII IX	• Se dan en materiales predominantemente finos y homogéneos, ocasionados por la pérdida de resistencia del material por su saturación en agua.
Flujo de tierra y derrubios		VI VII XI	• Depósitos de granulometría diversa (finos y gruesos) que se movilizan por acción del agua.

Tabla 7. Grados de estabilidad de taludes (Muñiz & González-Gallego, 2018)

Puntuación obtenida	Grado de estabilidad	Características
100-80	I	Taludes totalmente estables, sin ningún signo de estabilidad visible ni depósitos de ningún tipo en su pie. Estos taludes no presentarán bloques sueltos ni caídas, incluso ligeras, de cantos.
80-60	II	Taludes estables, sin ningún signo de inestabilidad importante, más allá de leves acumulaciones de depósitos finos en su pie.
60-40	III	Taludes que presenten algún tipo de inestabilidad de escasa o media importancia como: bloques caídos de tamaño decimétrico, o presencia de paquetes en voladizo. El grado de estabilidad II será
40-20	IV	Taludes con evidentes signos de inestabilidad como: bloques caídos de gran tamaño, bloques en situación inestable en la ladera, importantes grietas en coronación, signos de eventos recientes de rotura.
20-0	V	Taludes en los que ya se haya producido algún fenómeno importante de inestabilidad.

3.3.4. Clasificación geomecánica para macizos rocosos volcánicos

Las clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos son herramientas muy utilizadas por los profesionales para la obtención de parámetros geomecánicos necesarios en el proyecto y diseño en la ingeniería de taludes. Con frecuencia, las clasificaciones disponibles resultan poco prácticas en los terrenos volcánicos, pues no llegan a recoger todas las singularidades de este tipo de materiales, por lo que su aplicación, aunque útil, tiene un éxito parcial. Por tal motivo, el proyecto MACASTAB pretende poner a disposición de los técnicos una clasificación geomecánica exclusiva para macizos rocosos volcánicos. Este trabajo ha sido encomendado a un equipo de expertos del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX (Ministerio de Fomento, Gobierno de España), integrado por el Dr. Mauro Muñiz y D. Javier González-Gallego. Estos expertos han ideado una clasificación (Muñiz & González-Gallego, 2018) que permite valorar la estabilidad de taludes en macizos rocosos volcánicos a partir de un conjunto de parámetros que están siendo verificados con la práctica. Los parámetros empleados han sido los siguientes: Resistencia de la roca; Tamaño de bloque; Estado de las juntas; Índice de heterogeneidad (IH); Altura del talud; Ángulo del talud; Regularidad de la cara del talud; Tamaño del bloque inestables; Espesor de las capas; Buzamiento de las juntas.

Con una configuración similar al RMR (Bieniawski, 1989), los autores asignan un valor numérico a la valoración de cada parámetro, para sumarlos todos y obtener un número final para el talud estudiado. Con el número obtenido, se puede establecer el grado de estabilidad del talud aplicando la tabla 7.

4. AGRADECIMENTOS

Al Programa de Cooperación INTERREG V-A España-Portugal MAC (Madeira-Azores-Canarias) 2014-2020, que ha financiado a través de los Fondeos FEDER el proyecto MACASTAB (código MAC/3.5b/027).

A la Consejería de Obras Públicas y Transporte del Gobierno de Canarias, que promovió, coordinó y financió la guía GETCAN-011 y lidera el proyecto MACASTAB.

Al Instituto Volcanológico de Canarias, INVOLCAN, adjudicatario del contrato para la elaboración de los documentos del proyecto MACASTAB, trabajo que realiza a través de sus expertos, el Dr. Luis I. González de Vallejo y Dª Ana Miranda Hardisson.

A los socios del proyecto MACASTAB: el Laboratorio Regional de Ingeniería Civil de la Región Autónoma de Azores, el Laboratorio Regional de Ingeniería Civil de la Región Autónoma de Madeira y la Universidad de Cabo Verde.

Al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Ministerio de Fomento, Gobierno de España, especialmente a sus expertos, la Dra. Áurea Perucho, el Dr. Mauro Muñiz y D. Javier González-Gallego.

A la empresa Trazas Ingeniería S.L., adjudicataria de la redacción de la guía GETCAN-011, a su director D. Emilio Grande de Azpeitia y al equipo de expertos integrado por el Dr. Claudio Olalla Marañón (UPM), el Dr. José Antonio Rodríguez Losada (ULL) y Dª Silvia Hernández Fernández.

Al Profesor Alcibíades Serrano González, por sus brillantes aportaciones a la Geotecnia de los materiales volcánicos y por su apoyo a los proyectos desarrollados por el Gobierno de Canarias en esta materia.

5. REFERENCIAS

Barrera Morate, J.L., y García Moral, R. (2011). *Mapa Geológico de Canarias*. Santa Cruz de Tenerife: GRAFCAN.

Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. Nueva York: John Wiley & Sons.

Gobierno de Canarias GETCAN-011 (2011). *Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias. GETCAN-011.*

Ministerio de Fomento/Gobierno de España (2006). *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (DB SE-C).*

Ministerio de Vivienda/Gobierno de España (2006). R.D. 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación, CTE. BOE, núm. 74, de 28 de marzo de 2006, pp. 11816–11831.

Muñiz Menéndez, M., y González-Gallego, J. (2018). A simple methodology for hazard assessment of slopes in volcanic rocks from the Canary Islands: First steps. MACASTAB Project. *Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses. Proceedings of the 2018 European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 2018, Saint Petersburg Russia, 22-26 May 2018*).

Efecto de la contaminación del aceite (usado) de motor en las características geotécnicas de las arcillas de la zona urbana del Municipio de Tarija-Bolivia y su impacto en la construcción

Effects of Engine (Used) Oil Contamination on the Geotechnical Characteristics of Clays in the Urban Area of he Municipality of Tarija-Bolivia and its Impact on Construction

Esteban Manuel Villena Martínez[1*], Andrea Villarroel[2], Marcelo León[3]

Resumen

La contaminación de los suelos debido al derrame de aceite de motor (usado) proveniente de los talleres mecánicos es un proceso permanente y recurrente en varias zonas del área urbana del Municipio de Tarija-Bolivia. En este trabajo se presentan los resultados de la investigación experimental realizada con una serie de ensayos geotécnicos a muestras de arcillas contaminadas artificialmente con aceite de motor (usado) en proporciones de 5%, 10% y 15% en peso del suelo seco y se evalúa el efecto sobre las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Los resultados muestran una clara variación de las características geotécnicas y mecánicas, siendo muchas de estas adversas en los parámetros de la capacidad portante del suelo, lo que genera incertidumbre en el comportamiento estructural de las cimentaciones que descansan sobre él.

Palabras clave: aceite (usado) de motor, arcillas, propiedades geotécnicas, suelos contaminados, comportamiento estructural.

Abstract

Soil contamination due to the spillage of (used) motor oil from mechanical workshops is a permanent and recurrent process in several areas of the urban area of the Municipality of Tarija-Bolivia. This work presents the results of experimental research carried out with a series of geotechnical tests on samples of clays artificially contaminated with motor oil (used) in proportions of 5%, 10% and 15% in weight of dry soil, and evaluates the effect on the physical and mechanical properties of the soil. The results show a clear variation of the geotechnical and mechanical characteristics, being many of these adverse in the parameters of the bearing capacity of the soil, which generates uncertainty in the structural behavior of the foundations that rest on it.

Keywords: *(used) engine oil, clays, geotechnical properties, contaminated soils, structural behavior.*

1. INTRODUCCIÓN

Cyrus *et al*. (2010) señala que la comprensión y predicción de las propiedades de ingeniería de los suelos arcillosos es de vital importancia en la práctica de ingeniería geotécnica y que el estudio sobre el comportamiento fundamental de los mismos es su aplicación a los aspectos geotécnicos ambientales de la interacción de los contaminantes del suelo. Asimismo, Cyrus *et al*. (2010) indica que la contaminación es un problema que debe considerarse durante todas las operaciones de construcción, tanto para evitar nuevas contaminaciones como para controlar o limpiar la contaminación existente.

El medio ambiente está siendo contaminado por los seres humanos, involuntaria o intencionalmente. Al hacerlo, no solo el aire y el agua, sino también la tierra se está contaminando, siendo dañino no solo para los acuíferos subterráneos, sino que tales acciones perjudican a los edificios y estructuras que están en pie sobre ella. Cualquier cambio en las propiedades de ingeniería y el comportamiento de los estratos del suelo puede conducir a una pérdida de la capacidad de carga y un aumento total o diferencial en los asentamientos de los sistemas de cimentación de las estructuras. En consecuencia, las estructuras pueden sufrir fallas funcionales o estructurales (Ahmed, *et al*. 2007).

El efecto de agentes contaminantes sobre el comportamiento geotécnico de los suelos finos ha sido el tema de investigación durante muchos años, varios investigadores señalan que las propiedades mecánicas de los suelos bajo este efecto contaminante tienen importantes variaciones que repercuten de forma directa con el sistema de fundaciones que descansan sobre los mismos, (Al-Adili *et*

* Autor de contacto: estebanvillena@ucbtja.edu.bo

[1] Docente Investigador del Departamento de Ingenierías, Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Regional Tarija- Bolivia.

[2] Asistente de Investigación del Departamento de Ingenierías, Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Regional Tarija-Bolivia.

[3] Asistente de Investigación del Departamento de Ingenierías, Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Regional Tarija-Bolivia.

al. 2017), (Mahdi y Zaineb, 2017), (Elisha, 2012), (Nazir, 2011), (Ahmed *et al*. 2007), (Keramatikerman *et al*. 2017), (Oluremi *et al*. 2017), (Elahe *et al*. 2013), (Khodary *et al*. 2018) y (John *et al*. 2009).

Durante la última década el crecimiento del parque automotor (Instituto Nacional de Estadística, 2014) en la zona urbana del Municipio de Tarija-Bolivia, originó el aumento de talleres mecánicos que vierten de manera directa el aceite de motor (usado) al suelo, esto, más allá de convertirse en un problema medioambiental, genera un problema geotécnico en los suelos donde se ubican estos talleres, según Rahman *et al*., 2010 la contaminación del aceite debido a derrames o fugas accidentales provoca daños considerables en el entorno, que no solo afecta la calidad del suelo sino tambien las propiedades físicas del mismo, que da lugar a efectos adversos a las propiedades geotecnicas de los suelos relacionados con la construcción o la estrucutura de cimentación en el sitio contaminado. Por otro lado, Fine *et al*., 1997 indica que el grado de contaminación depende de la composición química del contaminante y las propiedades del suelo.

El estudio experimental realizado por (Meegoda y Ratnaweera, 2014) para investigar los factores que controlan el índice de compresibilidad de suelos contaminados, señala que la compresibilidad de un suelo depende de factores mecánicos y fisicoquímicos y, que las adiciones de sustancias químicas a un suelo cambian las propiedades del fluido de poro, tal es el caso de la viscosidad que influye en la compresibilidad de los suelos contaminados.

Elisha (2012), en su trabajo sobre el efecto de la contaminación del petróleo crudo en las propiedades geotécnicas de los suelos de arcilla blanda de la región del Delta del Níger en Nigeria, determina que la contaminación causa un aumento en los límites de consistencia, mientras que la porosidad y la presión de hinchamiento disminuyen con el aumento del tiempo de absorción y contenido de contaminante, para el caso de la resistencia la corte este parámetro fluctúa.

Nazir (2011), en su investigación sobre el efecto del aceite de motor en las propiedades geotécnicas de arcillas sobreconsolidadas, nos muestra que la resistencia a la compresión no confinada reduce respecto a una muestra no consolidada, los límites de Atterberg reducen en los primeros meses de contaminación, permaneciendo constante luego de los 24 meses de realizada la experimentación, el efecto de sobreconsolidación muestra un efecto menor ante la contaminación y los índices de compresión e hinchazón declaran una correlación positiva con la duración de la contaminación hasta 6 meses.

El trabajo realizado por Mahdi y Zaineb, 2017 sobre el efecto del aceite combustible en las propiedades geotécnicas de suelos arcillosos tipo CL obtenidos de la planta de energía eléctrica en el campus de la Universidad de Bagdad en Al-Jadriah en Bagdad/Iraq, destaca que el contaminante tiene un impacto significativo en algunas propiedades del suelo y efectos leves en los otros. Al aumentar el porcentaje de contaminante causa una ligera disminución en el límite del líquido y la distribución del tamaño de partícula; por otro lado, causa un aumento considerable en los parámetros de consolidación y una disminución en los parámetros de resistencia al corte. Además, hay un ligero cambio en la composición química de las muestras de suelo.

Según (Khamehchiyan *et al.* 2007), el efecto de contaminantes en suelos arcillosos y arenosos por aceite induce una reducción en la permeabilidad, sin embargo, el efecto de la contaminación del aceite sobre los parámetros de resistencia al corte no es uniforme y depende del tipo de suelo, pero conduce a la disminución de la fuerza pico de corte en todas las muestras estudiadas.

El aceite de motor lubricante es un material altamente contaminante que requiere un manejo responsable. Puede causar daños al medio ambiente cuando se tira al suelo o a corrientes de agua, incluidas las alcantarillas. Esto puede ocasionar la contaminación del agua subterránea y del suelo (Izza *et al.* 2018).

La contaminación de los suelos producto del derrame de aceite (usado) que es generado por los talleres mecánicos que operan en diferentes zonas urbanas del Municipio de Tarija-Bolivia se ha convertido en un problema recurrente que no solo afecta al medio ambiente sino también a las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. Este trabajo tiene por objeto estudiar y presentar el resultado de una investigación experimental realizada a una serie de ensayos geotécnicos a muestras de arcilla contaminadas artificialmente con aceite de motor (usado) y analizar el efecto en sus propiedades geotécnicas, como la densidad relativa, límites de Atterberg, humedad óptima, máxima densidad seca, índice de compresibilidad y el ángulo de fricción interna y la repercusión en la estabilidad estructural del sistema de cimentaciones que descansen en este tipo de suelos.

2. MATERIALES Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO

2.1. Muestras de estudio

La zona de obtención de la muestra de estudio se localiza en el distrito 7, barrio los Chapacos del área urbana del Municipio de Tarija-Bolivia, la muestra ha sido extraída, almacenada y protegida adecuadamente para evitar pérdida de su contenido natural de humedad. El aceite de motor utilizado como contaminante ha sido recolectado de la misma zona de extracción de las arcillas y directamente de los talleres mecánicos que operan en el lugar, la tabla 1 detalla las características del aceite utilizado como contaminante.

Tabla 1. Características del aceite de motor (sucio)

Color	Densidad (Kn/m^3)	Viscosidad Absoluta (Poise)
Café oscuro	8.43	3.5

2.2. Preparación de las muestras y programa experimental

Para determinar el efecto del aceite de motor en las propiedades geotécnicas del suelo, se aplicó una metodología que consiste en obtener inicialmente las propiedades geotécnicas de la muestra sin contaminar **(muestra patrón)** para establecer parámetros de comparación, el resto del material tuvo un proceso de contaminación artificial con el aceite de motor (usado) en proporciones de 5%, 10% y 15% en peso del suelo seco.

El proceso de preparación de las muestras experimentales contaminadas ha seguido la siguiente metodología:

- La muestra de suelo se dividió en 4 porciones con similares pesos, una para la determinación de los parámetros de comparación la muestra patrón y las otras 3 para someterlas a contaminación con el aceite.
- Las muestras se contaminaron artificialmente incorporando un determinado volumen de aceite en proporciones del 5%, 10% y 15% respecto al peso del suelo analizado, obteniendo tres grupos de suelos contaminados cada uno con distintos contenidos de aceite.
- Para la mezcla y homogenización del aceite y suelo se utilizaron batidoras eléctricas.
- Las muestras contaminadas han tenido un tiempo de reposo antes de iniciar con los diferentes ensayos geotécnicos, con el objeto de tener una mejor adherencia del aceite al suelo.

El trabajo experimental realizado a las muestras sin contaminar (patrón) como a las muestras contaminadas incluye las siguientes pruebas estándares de laboratorio de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y los procedimientos descritos por (Bowles, 1992):

- Extracción de la muestra, ASTM D420
- Preparación de las muestras ASTM D421
- Contenido de humedad natural para la muestra sin contaminar (patrón), ASTM D2216
- Gravedad específica, ASTM D854
- Análisis Granulométrico de la muestra por hidrómetro, ASTM D422
- Límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad), ASTM D 4318
- Clasificación de la muestra, ASTM D2487
- Obtención del índice de compresibilidad, ASTM D2435
- Análisis y evaluación de la humedad óptima y la máxima densidad seca de las muestras, ASTM D698
- Análisis de ángulo de fricción interna, ASTM D3080

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El proceso experimental del trabajo destaca los siguientes resultados:

3.1. Clasificación de la muestra

La muestra de arcilla estudiada es clasificada como **Arcillas de baja plasticidad "CL".**

3.2. Gravedad específica

La gravedad específica de la muestra sin contaminar y el efecto que tiene luego de un proceso gradual de contaminación se detallan en la tabla 2.

Tabla 2. Variación de la gravedad específica del suelo respecto a los diferentes grados de contaminación

Contenido de aceite (%)	Gravedad específica
0 (muestra patrón)	2.58
5	2,53
10	2,49
15	2,29

Se evidencia que la gravedad específica del suelo disminuye con cada incremento de aceite contaminante respecto a la muestra patrón, siendo el 1.94% de disminución con 5% de contaminante y llegando a un 11.24% de disminución con 15% de contaminación del suelo, véase la figura 1.

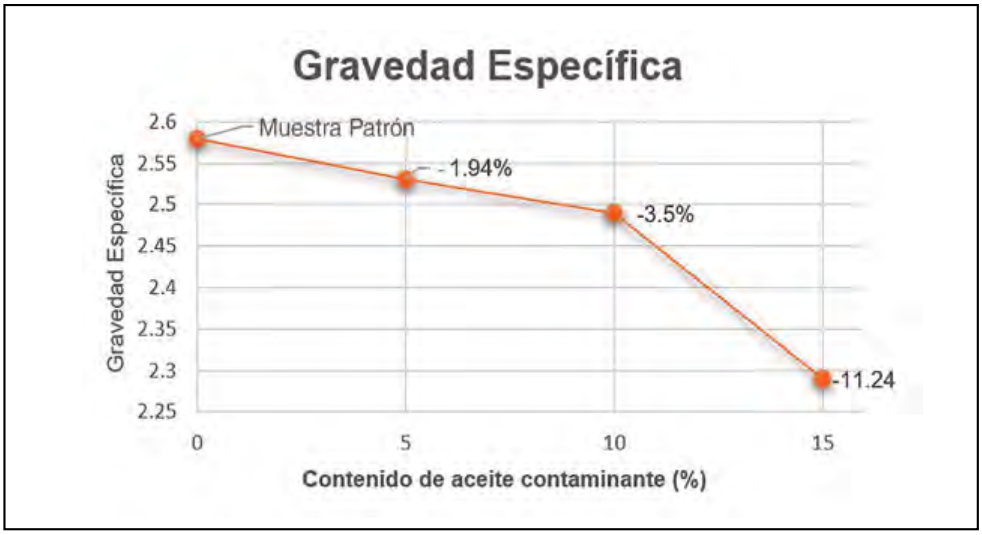


Figura 1. Variación de la gravedad específica.

3.3. Límites de consistencia (Atterberg)

En la tabla 3 se detallan los resultados obtenidos con el ensayo de Casagrande pare la determinación del límite líquido (LL), límite plástico (LP) e índice de plasticidad (IP) para los diferentes grados de contaminación.

Tabla 3. Variación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo respecto a los diferentes grados de contaminación

Contenido de aceite (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)
0 (muestra patrón)	33,1	22,86	10,25
5	36,85	23,36	19,49
10	39,24	25,55	13,69
15	36	27	9

El límite líquido aumenta para cada incremento de contaminante respecto a la muestra patrón, sin embargo se observa una leve disminución para el 15% de contaminación; el límite plástico tiene un aumento sostenido para cada incremento contaminante respecto al suelo sin contaminar del 2.19% para el 5% de contaminación al 18.11% para 15% de contaminante, el índice de plasticidad aumenta para los dos primeros escalones de contaminación, sin embargo, para el 15% de contaminación el IP disminuye en un 12.20%, véase la figura 2.

Los límites de consistencia se incrementan debido a que el aceite actúa como un ligante, lo que origina una mayor cantidad de agua para lograr cambiar la consistencia del suelo.

3.4. Índice de compresibilidad (Cc)

El índice de compresibilidad ha sido obtenido mediante el ensayo de consolidación unidimensional de los suelos aplicando 5 escalones de carga, 0.0098, 0.0196, 0.0392, 0.0785, 0.1569 y 0.3138 kN, véase la tabla 4 que detalla los resultados y las variaciones del índice de compresibilidad de la muestra con los diferentes grados de contaminadas.

Tabla 4. Variación del índice de compresibilidad "Cc" del suelo respecto a los diferentes grados de contaminación

Contenido de aceite (%)	Índice de Compresibilidad "Cc"
0 (muestra patrón)	0.12
5	0,13
10	0,15
15	0,15

El índice de compresibilidad de la muestra aumenta en un 8.3% para 5% de contaminación, manteniéndose constante en un 25% para el resto de los grados de contaminación, véase la figura 3.

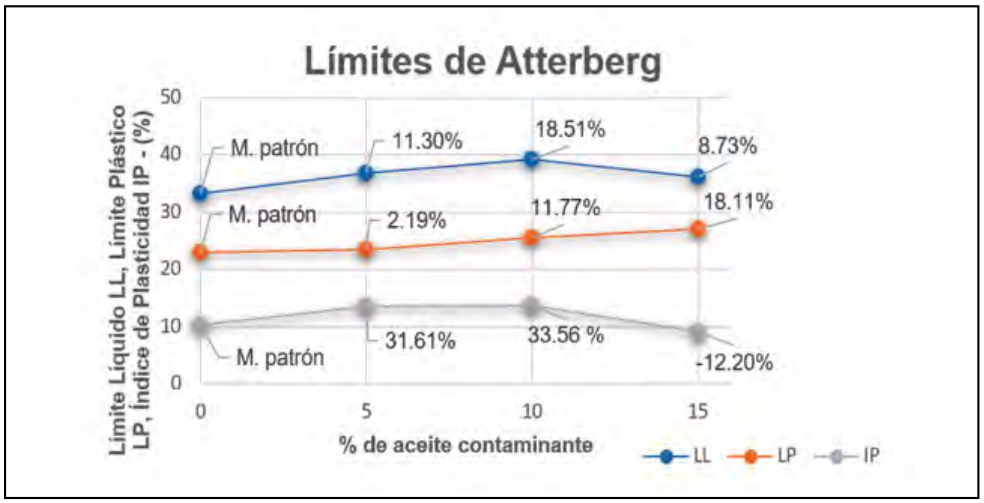


Figura 2. Variación de los límites de Atterberg.

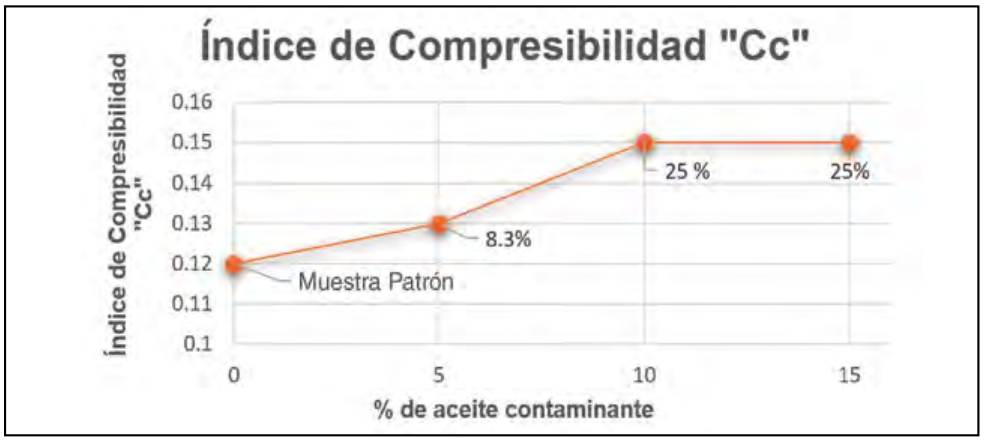


Figura 3. Variación de índice de compresibilidad "Cc".

3.5. Máxima densidad seca y humedad óptima

La humedad óptima y la máxima densidad seca ha sido determinada mediante la prueba de compactación Proctor Estándar T-99, ASTM 698, véase las tablas 5 y 6 que detallan los resultados de la humedad óptima y el efecto del aceite en la máxima densidad seca.

Tabla 5. Variación de la humedad óptima del suelo respecto a los diferentes grados de contaminación

Contenido de aceite (%)	Humedad óptima (%)
0 (muestra patrón)	13,81
5	9,27
10	7,00
15	4,61

El efecto de la contaminación del suelo en el proceso de compactación genera una fuerte disminución de la humedad óptima del suelo, disminuyendo en un 32.87% para 5% de contaminación, 49.31% para 10% y 66.62% para 15% de aceite contaminante, véase la figura 4.

Tabla 6. Variación de la máxima densidad seca del suelo respecto a los diferentes grados de contaminación

Contenido de aceite (%)	Máxima densidad seca "γd" (kN/m3)
0 (muestra patrón)	17.06
5	16,79
10	17,26
15	18,03

La densidad seca baja un 1.55% para 5% de contaminación respecto al suelo no contaminado, para 10% y 15% sube en 1.15% y 5.7% respectivamente, véase la figura 5 que muestra esta fluctuación.

Se observa que la máxima densidad seca tiene un crecimiento a medida que aumenta el agente contaminante con menos contenido de humedad (óptima), esto se debe

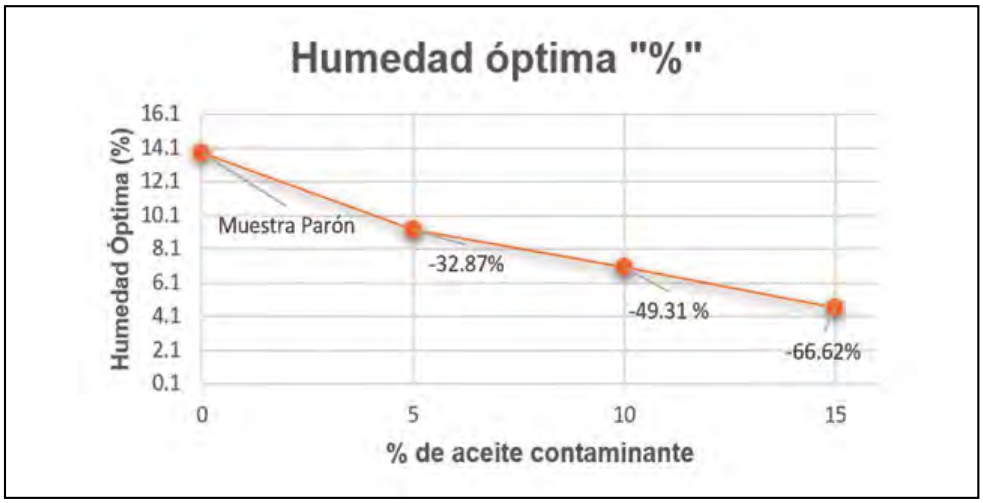


Figura 4. Variación de la humedad óptima.

Figura 5. Variación de la máxima densidad seca.

a que el aceite actúa entre las partículas como un agente ligante.

3.6. Ángulo de fricción interna

La fricción interna de un suelo es uno de los parámetros fundamental para poder determinar la capacidad portante del mismo, el ángulo de fricción interna de las muestras ha sido determinado con el ensayo de corte directo ASTM D 3080, véase la tabla 7 que muestra los resultados obtenidos del estudio.

Tabla 7. Variación del ángulo de fricción interna del suelo respecto a los diferentes grados de contaminación

Contenido de aceite (%)	Ángulo de Fricción Interna (°)
0 (muestra patrón)	25,5
5	8,01
10	8,5
15	9,1

El efecto de la contaminación en los suelos arcillosos genera un resultado adverso para la resistencia del suelo, la figura 6 muestra como el ángulo de fricción interna tiene una drástica disminución respecto al suelo sin contaminar llegando a reducir hasta un 71%.

Si comparamos con la muestra patrón, se observa que el aceite influye en la fricción de suelo, generando una caída en el ángulo de fricción interna, debido a la interacción química que se genera entre las partículas y a las propiedades del aceite, disminuyendo la resistencia a la fricción entre las partículas.

4. CONCLUSIONES

De los ensayos y pruebas realizadas en el presente trabajo, se extraen las siguientes conclusiones:

- Las propiedades fisicoquímicas del aceite como la viscosidad y densidad han generado una alteración en las propiedades del fluido del poro influyendo en la compresibilidad y densidad del suelo.
- La gravedad específica de las muestras contaminadas disminuye hasta un 11.24% respecto al suelo sin contaminar.
- Se observa un incremento del límite líquido y límite plástico de las muestras contaminadas, sin embargo, para el índice de plasticidad se produce una disminución cuando el suelo tiene un 15% de contaminante.
- El aumento del aceite de motor como agente contaminante del suelo provoca un incremento en el índice de compresibilidad hasta un 25%.
- Las pruebas de compactación muestran que la humedad óptima del suelo disminuye en relación con el incremento del aceite de motor en el suelo y se observa un aumento de la máxima densidad seca del mismo.
- El ángulo de fricción interna de las arcillas contaminadas tiene una reacción adversa, estos disminuyen drásticamente al aumentar el contenido del contaminante.
- En general, el aceite de motor (sucio) como agente contaminante en la estructura del suelo influye en las propiedades geotécnicas de la arcilla estudiada, la disminución del ángulo de fricción interna induce a una reducción de la resistencia al corte del suelo.
- La influencia del aceite en el suelo no solo tiene una repercusión teórica de las propiedades geotécnicas del suelo, sino que estas influyen directamente en el comportamiento del sistema de cimentaciones que descansa en él, generando problemas y fallas funcionales e inclusive estructurales, lo que permite concluir la necesidad de que los ingenieros que proyecten obras de infraestructuras sobre terrenos susceptibles a la contaminación deben tomar en cuenta estos factores para el dimensionamiento de las fundaciones que repercutirán negativamente en el comportamiento estructural.

5. AGRADECIMIENTOS

Agradecer a la Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Regional Tarija, por el apoyo en la realización del trabajo.

6. REFERENCIAS

Ahmed, H., Abduljauwad, S., y Akram, T. (2007). Geotechnical behavior of oil-contaminated fine-grained soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, (12): pp. 1-12.

Al-Adili, A., Alsoudany, K., y Shakir, A. (2017). Investigation of crude oil effect on stiffness characteristics of sandy and gypseous oil. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 54(4): pp. 276-282. Doi: 10.1007/s11204-017-9469-x

Bowles, J. (1992). *Engineering properties of soils and their measurement*. New York: McGraw-Hill, Inc.

Cyrus, S., Kumar, T., Abraham, B., Sridharan, A., y Jose, B. (2010). Effect of Industrial Wastes on the Physical and Engineering Properties of Soils. *Indian Geotechnical Conference–2010, GEOtrendz* (pp. 357-360). India: IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay.

Elisha, A. (2012). Effect of crude oil contamination on the geotechnical properties of soft clay soils of Niger delta region of Nigeria. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17: pp. 1929-1938.

Fine, P., Graber, E., y Yaron, B. (1997). Soil interactions with petroleum hydrocarbons: Abiotic processes. *Soil Technology*, 10(2): pp. 133-153.

Instituto Nacional de Estadística (2014). *Estadísticas del Parque Automotor*. La Paz: INE.

Izza, H., Abdessalam, S., Bouida, M., y Haddad, A. (2018). Recycling of used motor oil as an alternative method for production feedstock for the conversion processes [Abstract]. *Petroleum Science and Technology*, 36(19): pp. 1511-1515.

Keramatikerman, M., Amin, C., y Pu, H. (2017). Effect of Atrazine Contamination on Compressibility and Permeability Characteristics of Clay. *Geotechnical Testing Journal*-ASTM, 40(6): pp. 936-950.

Khamehchiyan, M., Hossein Charkhabi, A., y Tajik, M. (2007). Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils. *Engineering Geology*, 89: pp. 220-229.

Khodary, S.M., Negm, A.M., y Tawfik, A. (2018). Geotechnical properties of the soils contaminated with oils, landfill leachate, and fertilizers (paper review). *Arabian Journal of Geosciences*, 11(2): pp. 1-17.

Khosravi, E., Ghasemzadeh, H., Reza, M., y Yazdani, H. (2013). Geotechnical properties of gas oil-contaminated kaolinite. *Engineering Geology*, 166: pp. 11-16.

Mahdi Obaid, K., y Zaineb Abdul, K. (2017). Effects of Fuel Oil on the Geotechnical Properties of Clay Soil. *Engineering Journal*, 23(8): pp. 1-12.

Meegoda, N., y Ratnaweera, P. (1994). Compressibility of contaminated fine-grained soils. *Geotechnical Testing Journal*, 17(1): pp. 101-112.

Nazir, A.K. (2011). Effect of motor oil contamination on geotechnical properties of over consolidated clay. *Alexandria Engineering Journal*, 50(4): pp. 331-335.

Oluremi, J.R., Yohanna, P., y Akinola, S. (2017). Effects of compactive efforts on geotechnical properties of spent engine oil contaminated laterite soil. *Journal of Engineering Science and Technology*, 12(3): pp. 596-607.

Rahman, Z., Hamzah, U., Taha, U., Ithnain, N.S., y Ahmad, N. (2010). Influence of oil contamination on geotechnical properties of basaltic residual soil. *American Journal of Applied Sciences*, 7(7): pp. 941-948.

Singh, S.K., Srivastava, R.K., y John, S. (2009). Studies on soil contamination due to used motor oil and its remediation [Abstract]. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(9): pp. 1077-1083.

Innovar está en nuestros genes

En Repsol, la innovación forma parte de nuestra esencia. Por eso, en el **Repsol Technology Lab.** dedicamos todo nuestro esfuerzo a la investigación y desarrollo de asfaltos que hacen nuestras carreteras más seguras, eficientes y sostenibles.

REPSOL

Inventemos el futuro

Más información en ***repsol.com***

Proyecto LIFESURE: Análisis de Ciclo de Vida de mezclas bituminosas templadas recicladas de alta tasa

Lifesure Project: Life Cycle Analysis of Half-Warm Bitumionous Mixtures at High Recycling Rates

Marcos Perelli Botello[1*], Patricia Díaz Martín[2], Emilio Martínez Herranz[3], Tomás García Sanz[4], Jorge Gómez Fernández[5]

Resumen

El objetivo del proyecto LIFESURE (www.lifesure.es) ha sido desarrollar tecnologías que permitan fabricar de modo eficiente mezclas bituminosas templadas recicladas a tasa total en capas de base, intermedia y rodadura, aptas para vías urbanas, de manera que contribuyan a la sostenibilidad del patrimonio viario urbano mediante la reutilización de materiales de gran calidad, con bajo consumo de energía y baja generación de emisiones en su fabricación.

La mezcla bituminosa reciclada templada incluye la combinación de dos tecnologías que la hace muy interesante desde la óptica de los tres pilares de la sostenibilidad (económico, medioambiental y social): reutilización de materiales, ahorro en materias primas y costes, mejora de las condiciones de seguridad y de salud de los operarios, así como la reducción en consumo de energía y en emisiones a la atmósfera.

Con objeto de valorar las ventajas medioambientales de las mezclas desarrolladas en el proyecto se ha incluido la realización de un estudio de Análisis de Ciclo de Vida (ACV). El presente artículo describe y expone sus conclusiones más relevantes. Se trata de un ACV de tipo comparativo entre las capas de rodadura de tres mezclas (dos templadas de alta tasa y un hormigón bituminoso para su contraste), extendidas en la calle Méndez Álvaro de Madrid.

Palabras clave: Análisis de Ciclo de Vida (ACV), Ciclo de Vida (CV), carreteras, firmes, mezclas recicladas templadas de alta tasa.

Abstract

The LIFESURE Project (www.lifesure.es) is aimed at demonstrating the effectiveness of half-warm bituminous mixtures at total recycling rates (100% reclaimed asphalt pavement) suitable for base, binder and wearing courses construction in urban pavements so as to contribute to the sustainability of urban areas by reusing high quality materials, with low energy consumption and low GHG emissions in their manufacture.

Recycled half-warm bituminous mixtures include the combination of two technologies. It increases its appeal from the point of view of the three pillars of sustainability (economic, environmental and social): reusing materials, reductions of natural aggregates and savings in costs, improvement of health operators' conditions, as well as the reduction in energy consumption and emissions to the atmosphere.

In order to assess the environmental advantages of the bituminous mixtures developed within the project, a Life Cycle Analysis (LCA) study has been carried out. This article describes and presents the most relevant conclusions reached. The LCA performed is a comparative study between the three surface courses (two half-warm bituminous mixtures recycled at high rates -70% and 100%- and one conventional bituminous mixture as baseline), implemented in Méndez Álvaro street (Madrid).

Keywords: *Life Cycle Assessment (LCA), Life Cycle (LC), roads, pavements, half-warm bituminous mixtures recycled at high rates.*

1. EL PROYECTO LIFESURE

Desde la aparición del protocolo de Kyoto se ha hecho necesario que los fabricantes de mezclas bituminosas investiguen sobre el desarrollo de procesos o productos que minimicen los impactos medioambientales negativos que se producen durante su fabricación. A ello se suma la existencia de directivas europeas que señalan la necesidad de reducir los residuos generados, aumentando los niveles de reciclado y recuperación.

El proyecto LIFESURE: Pavimentos urbanos sostenibles: Reducción del impacto ambiental de las áreas urbanas (*Self-sustaining Urban Roads: A way to improve Environmental performance of urban areas*), finalizado recientemente

* Autor de contacto: Marcos.Perelli@cedex.es

[1] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Coordinador Técnico-Científico de Proyectos. Área de Construcción y Medioambiente. Centro de Estudios del Transporte (CET), del CEDEX.

[2] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Técnico de Proyectos de Innovación. SACYR.

[3] Licenciado en Ciencias Ambientales. Jefe del Departamento de Apoyo Técnico e Innovación. Ayuntamiento de Madrid.

[4] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Asesor Técnico del Departamento de Apoyo Técnico e Innovación. Ayuntamiento de Madrid.

[5] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Coordinador Técnico-Científico de Proyectos de Innovación. Centro de Estudios del Transporte (CET), del CEDEX.

(diciembre de 2018), ha tenido una duración de 5 años, y ha estado enmarcado dentro del instrumento europeo financiero de la Comisión Europea para el Medio Ambiente LIFE+2012, con un presupuesto de 2,37 millones de euros (50% cofinanciado por la Unión Europea). En el proyecto han participado Sacyr Construcción como coordinador, y el CEDEX y el Ayuntamiento de Madrid como socios colaboradores.

El objetivo del proyecto ha sido desarrollar tecnologías que permitan fabricar de modo eficiente mezclas bituminosas templadas recicladas a alta tasa para vías urbanas en todas las capas del firme, de manera que contribuyan a la sostenibilidad del patrimonio viario urbano mediante la reutilización de materiales de gran calidad así como con la reducción en el consumo de energía y en la generación de emisiones en su fabricación.

La tecnología de reciclado templado consiste en fabricar un nuevo tipo de mezcla:

- a temperaturas por debajo de 100ºC, muy inferiores a las temperaturas de las mezclas calientes convencionales, las cuales rondan los 160ºC (figura 1);
- utilizando material RAP[1] como materia prima procedente del fresado previo de los firmes de las carreteras a rehabilitar; y
- utilizando como ligante una emulsión bituminosa (capaz de regenerar las propiedades del ligante envejecido presente en el RAP y que permite poder trabajar y compactar las mezclas fabricadas a estas temperaturas, sin los problemas que pueden darse con el uso de betunes asfálticos).

Este tipo de mezclas presentan un elevado interés para la rehabilitación de vías en las que no sea conveniente recrecer la cota de la calzada, como calles urbanas y travesías. Así mismo, los beneficios de esta tecnología novedosa son económicos, medioambientales y sociales, sin pérdida de calidad en el producto finalmente obtenido, lo que constituye el aspecto más innovador del proyecto.

En efecto, la posibilidad de reutilizar el material fresado tiene un alto interés medioambiental y económico ya que, en general, reduce:

- el consumo de materias primas (principalmente áridos naturales y ligante);
- la cantidad de residuos (material fresado) destinados a vertedero; y
- los transportes de materiales (en txkm) ya que, además de las cantidades transportadas, también se suelen reducir las distancias de transporte (desde canteras, a vertedero, reciclado *in situ*, etc.).

Si además se consigue que la temperatura de fabricación no exceda los 100 °C (mezclas templadas) se logran importantes mejoras medioambientales, de seguridad y salud laboral, y previsiblemente también económicas. En efecto, con la fabricación de mezclas asfálticas a menor temperatura que la de una Mezcla Bituminosa Convencional (MBC):

- se reduce el consumo de combustible, tanto durante la fabricación de la mezcla como en el proceso de almacenaje del ligante; y
- se produce un menor envejecimiento del ligante, lo que *a priori* aumenta la durabilidad de la mezcla.

Por lo tanto, además de las ventajas medioambientales de estas mezclas recicladas templadas (utilización de material reciclado y fabricación a menor temperatura) cabe constatar un ahorro de combustible y, con ello, una reducción de emisiones de Gases de Efecto Invernadero (GEI) en relación con los emitidos por una MBC equivalente, así como la utilización de maquinaria convencional en su transporte y puesta en obra. Además, pudiera ser que la aplicación conjunta de ambas técnicas potenciara las ventajas de cada una de ellas al aplicarse por separado.

En concreto, la iniciativa propuesta en este proyecto LIFESURE es novedosa por la combinación entre la fabricación de mezclas bituminosas templadas (donde la temperatura de fabricación es inferior a 100 °C) y, al mismo tiempo, la reutilización de RAP procedente del fresado de vías urbanas en la elaboración de mezclas bituminosas recicladas de alta tasa. Se ha de destacar además que existe todavía poca experiencia en mezclas con altas tasas de reciclado, sobre todo en su utilización en capas de rodadura.

El proyecto se ha dividido en las siguientes fases:

- Caracterización del fresado y diseño de las mezclas.
- Desarrollo de un prototipo específico de planta de fabricación de mezclas bituminosas recicladas templadas de alta tasa (figura 2).

[1] RAP: *Reclaimed Asphalt Pavement* (AR: Asfalto Reciclado).

Figura 1. Tipos de mezclas bituminosas dependiendo de su temperatura de fabricación.

Figura 2. Planta específica de fabricación de mezclas RTE del proyecto LIFESURE.

Figura 3. Tramos de prueba del proyecto LIFESURE en la pista de ensayo acelerado de firmes del CEDEX.

- Estudio de la viabilidad de estas mezclas mediante la evaluación de su comportamiento a escala real, tanto en distintos tramos de prueba extendidos en la calle Méndez Álvaro de Madrid, como en la pista de ensayo acelerado de firmes del CEDEX (figura 3).
- Realización de un estudio de ACV.
- Elaboración de un estudio pre-normativo.

El presente artículo describe y expone las conclusiones más relevantes de una de las tareas incluidas en el proyecto: la realización de un Análisis del Ciclo de Vida (ACV) de tipo comparativo entre las tres mezclas (dos templadas de alta tasa y un hormigón bituminoso para su contraste) extendidas en la citada vía madrileña. Este estudio ha sido realizado por el CEDEX.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ACV DEL PROYECTO LIFESURE

El Análisis de Ciclo de Vida (ACV) es una herramienta metodológica de evaluación, que sirve para estudiar, identificar, medir y cuantificar los aspectos e impactos ambientales potenciales directamente atribuibles a un bien. Así mismo, permite comparar varias opciones o alternativas para seleccionar la más conveniente desde el punto de vista medioambiental. Un ACV se debe evaluar sobre el ciclo de vida (CV) completo, contemplando por tanto todas las fases del bien.

Figura 4. Zona de actuación del proyecto LIFESURE en la calle Méndez Álvaro (Madrid).

2.1. Objetivo del estudio

En concreto, el objetivo principal del estudio ha sido la cuantificación del impacto ambiental de los eco-asfaltos[2] LIFESURE RTE 70 y RTE 100 (con reciclados de tasa al 70% y total, respectivamente) extendidos en la calle Méndez Álvaro de Madrid (figura 4) mediante la realización de un estudio comparativo de estas dos mezclas templadas recicladas de alta tasa con una mezcla bituminosa en caliente convencional (MBC: hormigón bituminoso AC16D) de referencia («alternativa cero»), construida en un tramo adyacente. La dosificación de cada una de las tres mezclas ha sido la que se señala en la tabla 1.

Tabla 1. Dosificación (%) de cada una de las tres mezclas estudiadas

MEZCLA TIPO		MBC	RTE 70	RTE 100
% emulsión/betún (s/m)		4,5	3,7	2,4
GRAVA (%)	Gruesa (12/18)	10	10	-
	Fina (6/12)	29	20	-
ARENA (%)	Silícea (0/5)	36	-	-
	Caliza (0/5)	25	-	-
RAP (%)	Grueso (5/25)	-	43	80
	Fino (0/5)	-	27	20

2.2. Limitaciones

Todo estudio ACV de este tipo presenta una serie de limitaciones, las cuales es necesario mencionar:

- Al igual que la carretera en sí misma, su firme es un elemento que depende de multitud de variables (geometría, estructura, trazado, entorno, tráfico, etc.) que le otorgan el carácter de único.
- Además, este tipo de estudios aplicados a las carreteras y sus firmes son complejos ya que intervienen un gran número de variables así como las interrelaciones entre ellas, de las que en ocasiones falta aún mucho por conocer sobre su efecto ambiental real.
- Por estas razones, no es sencilla la comparabilidad entre distintos estudios ni directa la obtención de conclusiones generales extrapolando desde las de estudios particulares («carácter no generalista de los resultados»), ya que estas conclusiones vienen muy condicionadas por las hipótesis y el alcance adoptados en el estudio.
  Cabe también aquí mencionar que uno de los factores relevantes en un ACV es la durabilidad de la solución estudiada, de ahí la importancia de considerar todas las fases del CV. Sin embargo, no se dispone de suficiente información sobre este punto, dado que, por el carácter innovador de este proyecto, no existen referencias previas en las que poder apoyarse.
- A ello se suma además la dificultad y complejidad que supone la obtención de unos datos de entrada de calidad (fiables, exactos, actualizados, validados, etc.) que además representen la realidad del estudio de ACV que se esté realizando. De hecho el Inventario del CV (ICV) es comúnmente la etapa de un ACV en la que ha de emplearse más tiempo y recursos, suponiendo en muchos casos un «cuello de botella» en los trabajos.
- Cabe en este aspecto destacar que se ha tratado de obtener la mayor información específica posible del proyecto, aunque ello no siempre se ha conseguido y, en esos casos, se ha recurrido a información bibliográfica que fuera representativa, atendiendo a su similitud con lo planteado en este proyecto.

Por todas las limitaciones expuestas, se debe señalar que los resultados y conclusiones obtenidos han de enmarcarse dentro del ámbito del propio estudio y condicionados a las hipótesis adoptadas. Ello además viene reforzado por la poca experiencia existente en la aplicación de estas técnicas (recicladas y templadas, de forma combinada) en capa de rodadura, por lo que sería necesario la realización de investigaciones similares y, en especial, se estudie más acerca de su durabilidad; factor que, como ya se ha mencionado, condiciona totalmente los resultados del ACV.

[2] RTE: Reciclado Templado con Emulsión.

2.3. Características del estudio de ACV

Las características principales del estudio han sido las siguientes:

- Este estudio se ha ajustado a las normas vigentes UNE-EN ISO 14040 y 14044 sobre ACV.
- El sistema de producto considerado ha sido la capa de rodadura de cada una de las tres mezclas (de aproximadamente 5 cm de espesor).
- La «unidad declarada» (UD), que se ha adoptado como referencia para normalizar las entradas (datos) y las salidas (resultados) ha sido el «m^2 de superficie de firme construido».
- Fases del CV consideradas para las tres mezclas:

  1. Obtención de materias primas.
  2. Fabricación.
  3. Puesta en obra: extendido y compactación principalmente.
  4. Transportes: A planta (de fabricación) y Distribución (de la planta al tajo).
  5. Gestión de RCD[3].
     Este estudio de ACV es del tipo «de la cuna a la puerta» en el que se analizan todas las fases que engloba la construcción del firme.

- No se ha considerado la fase de mantenimiento como tal dentro del estudio de ACV. Ello ha sido debido a que, en el ámbito de las carreteras, no existe suficiente experiencia sobre la durabilidad de las mezclas RTE en capa de rodadura. Por otro lado, tampoco existen protocolos específicos de conservación para estas mezclas.
- No obstante, lo que sí se ha realizado es una estimación de la «rentabilidad ambiental» de las dos mezclas RTE respecto de la MBC de referencia. Para realizar esta valoración, se ha adoptado una estrategia teórica de mantenimiento de las tres mezclas (consistente en un bacheo anual y un sellado de grietas cada cinco años durante toda la vida útil de cada una de las tres mezclas).
- Tampoco se han considerado las fases de:

  – Explotación o uso: no se ha considerado esta fase ya que el estudio de ACV realizado es de tipo comparativo y se puede considerar que los impactos de esta fase en cada una de las tres mezclas son iguales o al menos muy similares.
  – Fin de vida: no se puede considerar que una calle urbana como en la que se sitúa el tramo de ensayo tenga un fin de vida propiamente dicho, ya que lo que en realidad sucede es que va teniendo sucesivas operaciones de mantenimiento/conservación/rehabilitación a lo largo del tiempo para mantener las prestaciones exigidas.
    Lo que sí se ha considerado es el fin de vida de las cantidades de RAP fresadas en origen y que no se utilizan posteriormente para la fabricación del RTE de cada una de las mezclas recicladas de alta tasa. El fin de vida de estas cantidades de RAP ha consistido en contabilizar su transporte y disposición final en vertedero de inertes. Todas las actividades necesarias para la consecución de esta tarea han sido englobadas en la que se ha denominado como «Gestión de RCD».

- En la figura 5 se define el alcance así como los límites del sistema de producto adoptado (para las tres mezclas analizadas).
- El *software* empleado para este estudio ha sido la herramienta ***SimaPro* v8** (junto con la BB.DD. *EcoInvent* que viene incorporada a esta aplicación).

2.4. Hipótesis adoptadas

Las principales hipótesis consideradas han sido las siguientes:

- Como en cualquier otro estudio de ACV en el que se realizan comparaciones «ambientales» entre diversas alternativas, se ha partido de la base de que las prestaciones funcionales son equivalentes en todas ellas.
- Por otra parte, para eliminar distorsiones en el estudio comparativo y que así puedan atribuirse principalmente los resultados del ACV a la naturaleza de las distintas mezclas así como a la fabricación a distinta temperatura de las mismas, se ha considerado que:

  1. La naturaleza, composición y grado de compactación de las mezclas es uniforme en cada uno de los tres tramos (aunque pueda ser distinto en tramos diferentes). Cabe aquí también señalar que las densidades de las tres mezclas son de aproximadamente 118 kg/m^2 de superficie de firme construido (de 5 cm de espesor).
  2. Se ha considerado que la MBC existente inicialmente en la calle Méndez Álvaro está «amortizada ambientalmente», o sea, tiene «carga ambiental nula» al comienzo del proyecto (cuando ha de fresarse para, posteriormente, poder extender las tres mezclas estudiadas).
  3. El RAP necesario para la fabricación de cada una de las RTE se obtiene principalmente del fresado del mismo tramo original de la calle Méndez Álvaro; suponiéndose además que la MBC original tenía las mismas características (naturaleza, espesor, etc.) que la MBC de referencia («alternativa cero») que se va a extender.
  4. Para poder utilizar el RAP procedente del fresado como árido para la fabricación de las mezclas RTE hace falta antes que pase por un proceso de triturado y clasificación en dos tamaños (Grueso: 5/25 y Fino: 0/5). De estos procesos, que se realizan en el emplazamiento donde se sitúan las plantas de fabricación, se obtiene aproximadamente el 50 % (en peso) de ambos tamaños de RAP.

[3] RCD: Residuos de Construcción y Demolición.

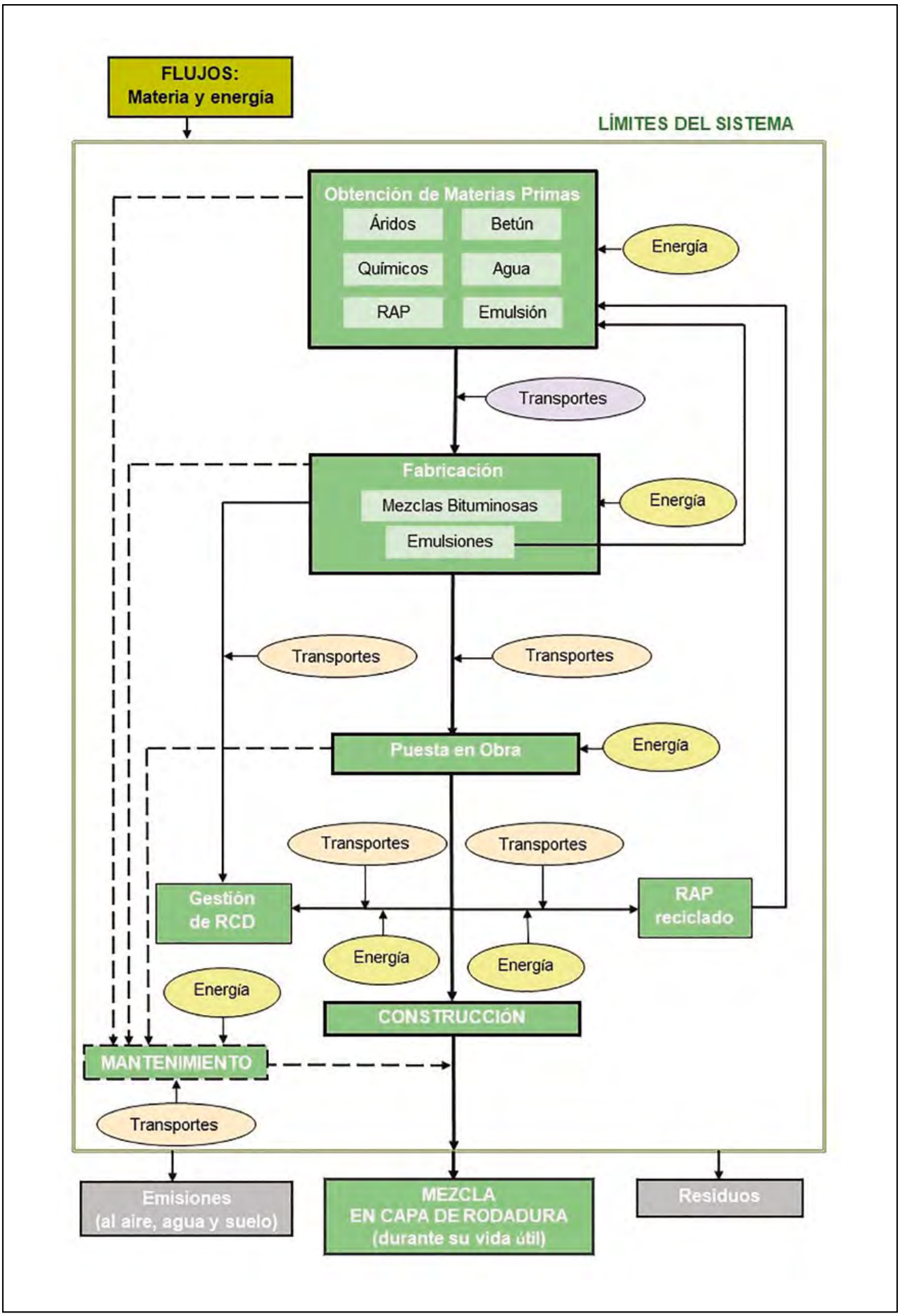


Figura 5. Alcance y límites del sistema de producto (de cada una de las tres mezclas estudiadas).

Dado además que las fórmulas de trabajo de las RTE (tabla 1) exigen un porcentaje superior de RAP grueso que de RAP fino (esta diferencia es mucho mayor en la RTE 100 que en la RTE 70):

- se producen excedentes de RAP fino, y
- se necesita una mayor cantidad de RAP en la RTE 100 que en la RTE 70, tanto porque se utiliza más para su fabricación como porque sobra una cantidad mayor tras el proceso de elaboración de la RTE (y que ha de transportarse a vertedero).

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES MÁS RELEVANTES

Tras la realización de las etapas de Inventario y de Evaluación de Impactos del CV (ICV y EICV, respectivamente) se han obtenido una serie de resultados, los cuales se han analizado e interpretado posteriormente.

3.1. Impactos durante la construcción

Los resultados así como las conclusiones más relevantes que se obtienen de ellos han sido los siguientes:

1. Respecto del consumo de materiales (tabla 2):
   Se ha tratado de evaluar los potenciales ahorros en el consumo de materias primas (ligante y áridos naturales principalmente) en las mezclas RTE respecto de la MBC de referencia. En efecto, el uso de materiales secundarios alternativos a los convencionales proporciona soluciones potencialmente «ahorradoras» al utilizar estos materiales como materia prima de fabricación del firme, en lugar de destinarlos a vertedero.

Tabla 2. Porcentaje de variación de los consumos de los principales materiales componentes de las mezclas RTE (respecto de la MBC de referencia)

COMPONENTES DE LAS MEZCLAS	% VARIACIÓN RTE 70/ MBC	% VARIACIÓN RTE 100 / MBC
Ligante	-19,9%	-46,3%
Áridos naturales	-70%	-100%

Tal y como ya se podía suponer de la propia definición de mezclas RTE, para cantidades prácticamente iguales de mezcla, los ahorros de áridos naturales (sustituyéndolos por RAP) son sustanciales (del 100% para el caso de tasa total). Asimismo, también se da un ahorro del contenido de betún dado que se «aprovecha» el betún residual del RAP.

2. Respecto del transporte de materiales (tabla 3):
   Reducir las distancias de transporte (en txkm) de los materiales, tanto de las materias primas (desde la cantera a la planta de fabricación) como del «producto» terminado (desde la planta al tajo), reduce el consumo de combustible y, por tanto, de las emisiones de los vehículos de transporte. La variable «transporte» puede ser crucial para que una opción se convierta en viable desde el punto de vista ambiental y económico.

Tabla 3. Porcentaje de variación de los transportes de los principales materiales componentes de las mezclas RTE (respecto de la MBC de referencia)

TIPO MEZCLA	MATERIAS PRIMAS (1)	DISTRIBUCIÓN (2)	GESTIÓN DE RCD (3)	TOTAL TRANSPORTE
RTE 70	+2%	≈0%	-66%	**-34%**
RTE 100	+13%		-42%	**-19%**

[1] Incluye el transporte de las materias primas (ligante, áridos naturales y el RAP utilizado).

[2] Las cantidades y las distancias de transporte de las mezclas desde las centrales de fabricación al tajo son prácticamente iguales.

[3] Contabiliza el transporte del RAP sobrante (de la cantidad que no se utiliza en la fabricación de la mezcla correspondiente).

Del análisis de la tabla anterior se deduce que:

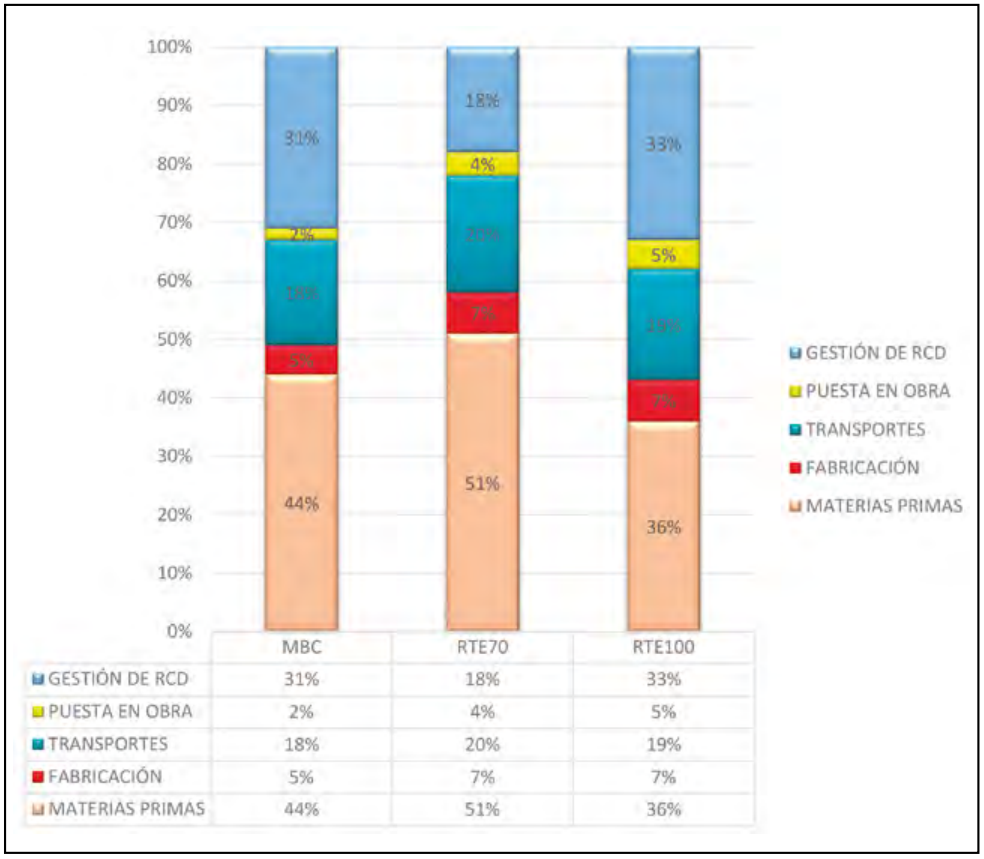
a) En el balance general total, se producen porcentajes de ahorro sustanciales en el total de materiales transportados de las mezclas RTE respecto del total de la MBC de referencia; sobre todo para el caso de la RTE 70.
b) Destacan también de forma relevante los porcentajes de ahorro en el transporte de material RAP sobrante a vertedero, principalmente debido a que las cantidades que se transportan son mucho menores para los casos de las mezclas RTE que para la MBC.
   Sin embargo, al contrario de lo que en teoría cabría esperar, el porcentaje de ahorro en estos transportes es mayor en la mezcla RTE 70 (66%) que en la RTE 100 (42%). Ello es debido a que las cantidades de RAP sobrante son mayores para esta segunda mezcla RTE (tal y como se ha explicado en el punto 4 del apartado 2.4).
c) Los transportes de la fase de obtención de materias primas son ligeramente superiores para las RTE que para la MBC.
   En general, la utilización de materiales reciclados en sustitución de áridos naturales suele conllevar una reducción en el transporte (en txkm) e incluso puede llegar a anularse (reciclado *in situ*).
   No es éste el caso ya que la mayoría de áridos naturales proceden de una cantera situada a menor distancia de la central de fabricación que de donde procede el RAP. Asimismo, este porcentaje es superior para el caso de la RTE 100 (13%) que para la RTE 70 (2%) ya que las cantidades de RAP transportadas son mayores para el caso de la RTE 100.

3. Respecto de las emisiones de GEI (figuras 6 y 7):
   Desde luego, la categoría de impacto que se ha estudiado con mayor grado de detalle es la de «Cambio climático» o «Calentamiento global» ya

que, según lo indicado en la descripción del proyecto, con la aplicación conjunta de estas técnicas de fabricación de RTE a baja temperatura, se espera obtener unas reducciones significativas en las emisiones de GEI:

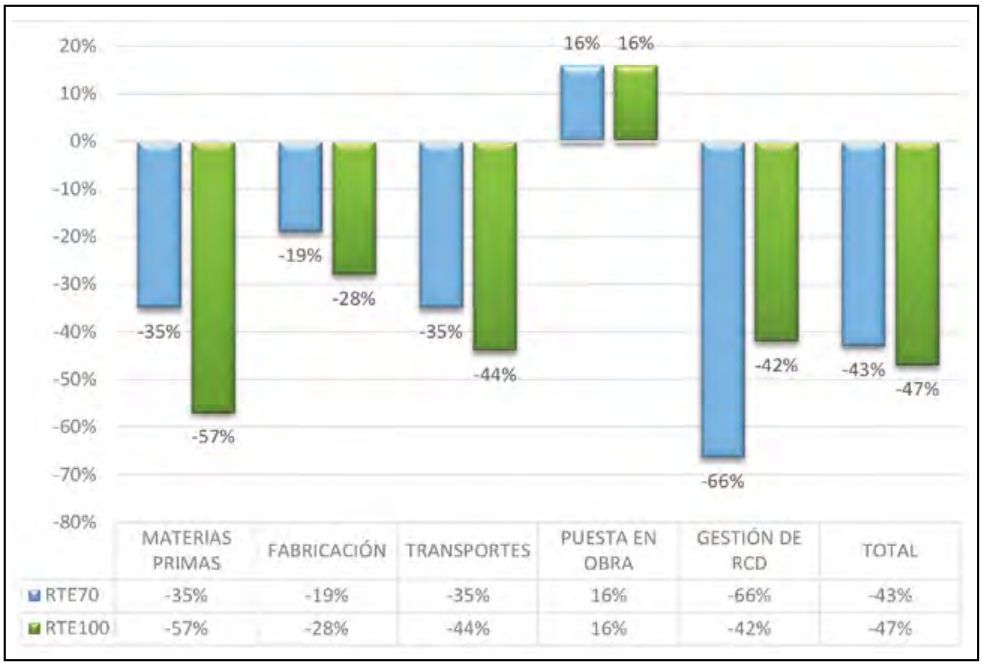
a) En cuanto al peso que tiene cada fase sobre las emisiones de GEI totales; se obtiene prácticamente el mismo orden de impacto de las emisiones de las fases para las tres mezclas (figura 6):

- La fase más influyente es la de obtención de materias primas, seguida de la de gestión de RCD.
- Algo menor suele ser la de transportes de los materiales.



	MBC	RTE70	RTE100
GESTIÓN DE RCD	31%	18%	33%
PUESTA EN OBRA	2%	4%	5%
TRANSPORTES	18%	20%	19%
FABRICACIÓN	5%	7%	7%
MATERIAS PRIMAS	44%	51%	36%

Figura 6. Porcentajes de emisiones de GEI de las tres mezclas estudiadas según cada una de las fases consideradas (respecto de la emisión total de GEI de la misma mezcla).



	MATERIAS PRIMAS	FABRICACIÓN	TRANSPORTES	PUESTA EN OBRA	GESTIÓN DE RCD	TOTAL
RTE70	-35%	-19%	-35%	16%	-66%	-43%
RTE100	-57%	-28%	-44%	16%	-42%	-47%

Figura 7. Porcentaje de variación de las emisiones de GEI de cada una de las fases de las mezclas RTE, respecto de su mismo valor en la MBC de referencia.

– Y ya muy por debajo se encuentra la fabricación y, la menos influyente de todas: la puesta en obra.

b) Referente a las variaciones de las emisiones de GEI entre las mezclas (figura 7):
Se han analizado las diferencias entre las emisiones de GEI (de cada una de las fases, así como para el total) de las mezclas RTE respecto del valor correspondiente de la emisión en la MBC de referencia, así como la posible asignación de estas variaciones a las distintas técnicas estudiadas en este proyecto (utilización de RAP y fabricación a menor temperatura). Se destaca, como conclusiones más importantes, que:

– Salvo en la fase de puesta en obra, en el resto de las fases, así como en el total de las emisiones, se dan reducciones importantes en las emisiones correspondientes a las mezclas RTE respecto de la MBC de referencia. Además:

– En el balance general total, se producen porcentajes de ahorro sustanciales en el total de emisiones de GEI de las mezclas RTE respecto del total de la MBC de referencia (43% para la RTE 70 y 47% para la RTE 100); siendo por lo tanto algo mayor para el caso de la RTE 100.
– En general, las reducciones de las emisiones en todas las fases (así como en el total) son algo mayores para la mezcla RTE 100 que para la RTE 70, excepto para la correspondiente a la gestión de RCD (las cantidades de RAP sobrante son mayores para la mezcla RTE 100).

– Tratando de asignar estas variaciones en las emisiones de GEI según las distintas fases a las distintas técnicas estudiadas en este proyecto (utilización de RAP y fabricación a menor temperatura), se puede decir que, por las ventajas anteriormente expuestas, cada una de estas reducciones viene relacionada con la técnica correspondiente según se indica en la tabla 4.
– Se podría decir que las fases con mayor influencia en las reducciones de emisiones de GEI de las mezclas RTE (respecto de la MBC de referencia) son, por orden de mayor a menor, las siguientes:

– Gestión de RCD.
– Obtención de materias primas y los transportes de materiales (del mismo orden de magnitud).
– Fabricación.
– Por último, muy lejos de las anteriores y suponiendo un aumento de las emisiones de GEI de las RTE respecto de la MBC: la fase de puesta en obra (del orden del 16% de aumento, dado que se han requerido mayores energías de compactación).

4. En cuanto a los impactos en otras categorías:
Al igual que para las emisiones de GEI correspondientes a la categoría de Cambio Climático, se han obtenido reducciones notables en las dos mezclas RTE (respecto de la MBC de referencia) en todas las

Tabla 4. Fases del CV en las que repercute cada una de las técnicas analizadas, en términos de variación de emisiones de GEI (respecto de la MBC de referencia)

Técnica	Fase en la que repercute	Sentido de la variación[1]	Causas
UTILIZACIÓN DE RAP	MATERIAS PRIMAS	↓	Ahorro de materias primas naturales (sustituyéndolas en todo o en parte por RAP)
	TRANSPORTE MATERIAS PRIMAS[2]	↑	En este proyecto[3], las canteras de áridos naturales están generalmente a menor distancia de la central de fabricación que el emplazamiento de obtención de RAP.
	GESTIÓN DE RCD	↓	Menores cantidades de RAP sobrante.
MEZCLA TEMPLADA	FABRICACIÓN	↓	Menor consumo energético.
	PUESTA EN OBRA	↑	Mayor energía de compactación.

[1] En términos de variación de emisiones de GEI de la RTE (respecto de la MBC de referencia). Una variación de signo negativo se traduce en un ahorro de emisiones (representada por una flecha descendente de color verde).

[2] La distribución es prácticamente igual para las tres mezclas.

[3] Generalmente, suele ocurrir que los emplazamientos de los que se obtiene el RAP se encuentran a menor distancia de la central de fabricación que los de los áridos naturales; redundando ello en un ahorro de emisiones de GEI debidas a los transportes.

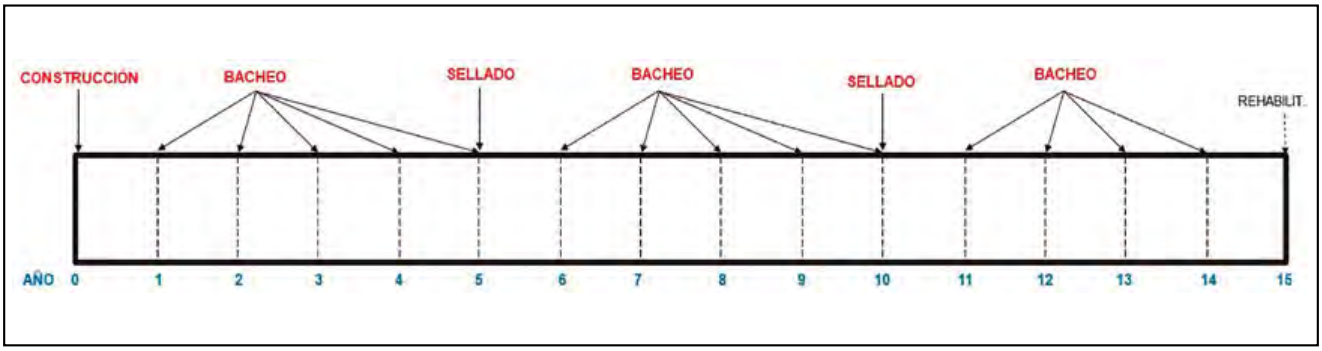


Figura 8. Estrategia de conservación para las mezclas (considerando una vida útil de 15 años).

categorías de impacto consideradas (eutrofización y acidificación, entre otras), siendo generalmente esta reducción ligeramente mayor para el caso de la RTE 100.

3.2. Estimación de la rentabilidad ambiental de las mezclas RTE

Se ha realizado una valoración de la «rentabilidad ambiental» de las dos mezclas RTE mediante la estimación de la durabilidad mínima que habrían de tener las mezclas RTE para «empatar ambientalmente» (en términos de emisiones de GEI) con la de la mezcla MBC de referencia (para la que, según la EAPA[4], se le supone una vida útil de 15 años).

Para ello, a partir de las prácticas habituales de conservación de este tipo de vías urbanas, se ha considerado una estrategia de conservación teórica para las tres mezclas consistente en dos actuaciones (bacheo y sellado de grietas) aunque estas operaciones se apliquen con una frecuencia distinta dependiendo de la durabilidad que se considere en cada una de las mezclas y supuestos (figura 8).

Con una durabilidad de las RTE superior a la mínima obtenida, estas mezclas serían rentables en términos de emisiones de GEI ya que se conseguirían valores de las emisiones de GEI en un periodo de 15 años inferiores a las de la MBC de referencia (valoradas en este estudio en 11,3 $kgCO_2eq/m^2$ de superficie de firme construido, correspondientes a las fases de construcción + mantenimiento)[5].

Por tanto, a partir de los supuestos y condiciones adoptados para esta estimación, se han obtenido los siguientes resultados teóricos:

- Alrededor de 11,5 años (11,7 y 11,2 años para la RTE 70 y RTE 100, respectivamente) es la durabilidad mínima de la mezclas RTE a partir de la cual resultarían «medioambientalmente rentables» respecto de la MBC (o lo que es lo mismo, el instante en el que se igualan las emisiones totales de GEI de las mezclas RTE con las de la MBC de 15 años de vida útil).
- Esta durabilidad mínima de 11,5 años supone aproximadamente un 75% de la durabilidad adoptada para la MBC de referencia (15 años).

3.3. Conclusiones finales

Ya por último, como conclusión final, cabría decir que, por los resultados obtenidos, la utilización de mezclas RTE en las condiciones establecidas en este estudio podría presentar significativos ahorros ambientales (respecto de la MBC de referencia) en todos los indicadores y categorías estudiados tanto considerando únicamente la fase de construcción («*de la cuna a la puerta*») como en su conjunto con la fase de mantenimiento adoptada, siempre condicionado a que quede garantizada su durabilidad.

Además, salvo por la «particularidad» que presenta la mezcla RTE 100 (en la que para su fabricación hay que desechar mayor cantidad de RAP que para la RTE 70), esta RTE 100 resulta en general ligeramente mejor ambientalmente que la mezcla RTE 70.

Por lo tanto, a través de este estudio de ACV, se han constatado las ventajas medioambientales del uso de estas técnicas que en principio se preveían, cuantificándose éstas además en forma de ahorros de emisiones de GEI, entre otros indicadores.

4. REFERENCIAS

CEDEX (2018). *LIFESURE Deliverable_C2-1 Life Cycle Assessment*. Madrid: CEDEX. Diciembre.

Ramírez et al. (2016). Comunicación 6: Rehabilitación del pavimento de una calle urbana mediante reciclado templado con emulsión bituminosa, a alta tasa y tasa total, aplicado en capa de rodadura e intermedia. *XI Jornada Nacional de ASEFMA*, agosto de 2016.

UNE-EN ISO 14040 (2006). *Gestión ambiental. Análisis del ciclo de vida. Principios y marco de referencia (ISO 14040:2006)*. Madrid: AENOR. Diciembre.

UNE-EN ISO 14044 (2006). *Gestión ambiental. Análisis del ciclo de vida. Requisitos y directrices (ISO 14044:2006)*. Madrid: AENOR. Diciembre.

[4] EAPA (European Asphalt Pavement Association).

[5] Según las hipótesis y condiciones establecidas en este estudio de ACV.

Análisis de licuefacción y mitigación con columnas de grava
Liquefaction Analysis and Mitigation with Vibro-Stone Columns

Marcos García[1*], Diego Manzanal[2], Enmanuel Carvajal Díaz[3]

Resumen

El presente artículo es un resumen de la tesina realizada en el *Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica* cursado en el *CEDEX* en la convocatoria de 2017, referenciada como García (2017). Esta se centra por una parte en el análisis de la licuefacción mediante un modelo constitutivo empleado para ajustar ensayos de laboratorio, y por otra parte en la mitigación con mejora del terreno con columnas de grava.

En la primera parte del artículo se analiza el fenómeno de la licuefacción a partir de ensayos de laboratorio. Se describe el comportamiento de suelos arenosos frente a tensiones cortantes para carga monotónica y cíclica en condiciones no drenadas.

La segunda parte consiste en la descripción y calibración del modelo constitutivo UBC3D, que es capaz de reproducir la licuefacción, aunque carece de un parámetro de estado asociado al estado crítico, que es necesario para representar diferentes estados de un mismo material sin necesidad de variar los parámetros constitutivos. Para ajustar ensayos de laboratorio disponibles en la literatura para la arena Toyoura y la arena Fraser River se emplea la aplicación "Soil test" del programa de elementos finitos Plaxis.

La tercera parte explica la mitigación de la licuefacción con columnas de grava considerando tres efectos de mejora: refuerzo, densificación y drenaje. Por último, se incluye un ejemplo de aplicación para mostrar conjuntamente estos efectos de forma simplificada.

Palabras clave: licuefacción, modelos constitutivos, mejora del terreno, columnas de grava.

Abstract

This paper is a summary of the thesis carried out for the Master on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering taken at CEDEX in 2017, which is referenced as García (2017). The master thesis is focused, on the one hand, on the analysis of liquefaction with a constitutive model that fits laboratory tests, and, on the other, on liquefaction mitigation with the ground improvement technique named vibro-stone columns.

First, it shows a description of liquefaction based on laboratory tests. Shear response of sand is concisely explained, both for monotonic and cyclic loading under undrained conditions.

Second, it provides both a description and calibration of a constitutive model that reproduces liquefaction, namely UBC3D model, although it lacks a state parameter associated with a critical state, which is needed to render different states of a single material without changing the constitutive parameters. Experimental results from existing research on Toyoura and Fraser River sand are used to validate the simulations done with the Plaxis Soil test tool.

Third, it examines the mitigation of liquefaction with VSC (Vibro-Stone Columns), considering three improvement effects: reinforcement, densification and drainage. Lastly, it presents an example of the combined impact of all these effects.

Keywords: *liquefaction, constitutive models, ground improvement, vibro-stone columns.*

1. INTRODUCCIÓN

El fenómeno de la licuefacción plantea retos técnicos y económicos debido a los efectos negativos que produce en el terreno y en las construcciones existentes en zonas de peligrosidad sísmica elevada. Para analizarla desde el punto de vista técnico, se emplea en este trabajo un modelo constitutivo para reproducir ensayos de laboratorio. Para mitigar el riesgo de licuefacción, una solución efectiva y económica es el tratamiento del terreno con columnas de grava, que es la técnica estudiada en este artículo.

La licuefacción es la reducción drástica de resistencia y de rigidez al corte debidas a la anulación de las tensiones efectivas del terreno, lo cual produce pérdida de capacidad portante y deformaciones excesivas.

En el apartado 2 se describe el comportamiento a corte de las arenas a partir de ensayos de laboratorio. La formulación del modelo constitutivo UBC3D y la calibración de ensayos de laboratorio recopilados de la literatura existente se presentan en el apartado 3. En el apartado 4 se analiza la mitigación de la licuefacción con el tratamiento del terreno con columnas de grava. Por último, en el apartado 5 se resumen las conclusiones y las futuras líneas de investigación.

2. COMPORTAMIENTO DE LA ARENA A CORTE

El fenómeno de la licuefacción se presenta en la mayoría de los casos en arenas saturadas en estado suelto y

* Autor de contacto: ma.garcia@keller-cimentaciones.com

[1] Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento técnico. Keller Cimentaciones SLU., Madrid (España).

[2] Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid (España). CONICET (Argentina).

[3] Ingeniero Civil. Director del departamento técnico. Keller Cimentaciones SLU., Madrid (España).

condiciones no drenadas. En estas condiciones, al someter este suelo a una acción externa, aumenta la presión de poro y se reduce, según la ley de Terzaghi, la presión efectiva. Cuando la presión efectiva se anula se alcanza el estado crítico y se inicia la licuefacción. El estado crítico es un estado último o de rotura con variación nula de la deformación volumétrica (Manzanal, 2010). La referencia principal para estudiar el estado crítico es Schofield y Wroth (1968). Este fenómeno se muestra en la figura 1. Como se puede ver en la trayectoria asociada a la licuefacción (línea azul, figura 1), el índice de huecos (e) no cambia, al tratarse de condiciones no drenadas.

La acción externa puede ser monotónica, en cuyo caso se habla de licuefacción estática, o cíclica, que es el caso más habitual. A continuación, se muestra el comportamiento de una arena para ambos tipos de solicitaciones, teniendo en cuenta la influencia de las dos variables de estado fundamentales: la presión efectiva de confinamiento (p') y la densidad relativa, expresada con el índice de huecos (e). Para ello se emplean ensayos triaxiales no drenados obtenidos de la literatura existente.

2.1. Carga monotónica

En el caso de carga monotónica, la respuesta de una arena con índices de huecos iniciales (e) y presiones iniciales de confinamiento (p'), para ensayos triaxiales no drenados se muestra en las figuras 2 y 3.

La figura 2 muestra la influencia en el comportamiento de la variación de la densidad relativa inicial, representada

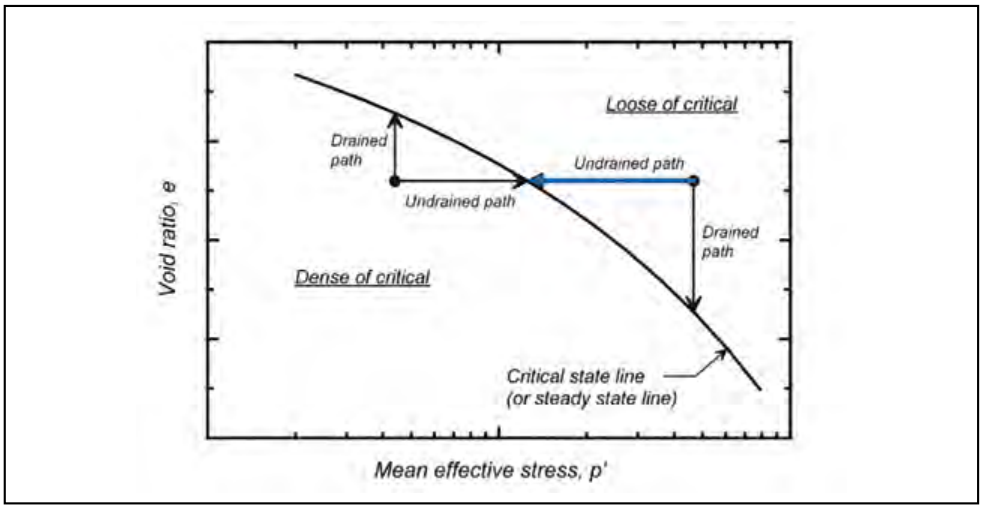


Figura 1. Estado crítico asociado a la licuefacción (Idriss, 2008).

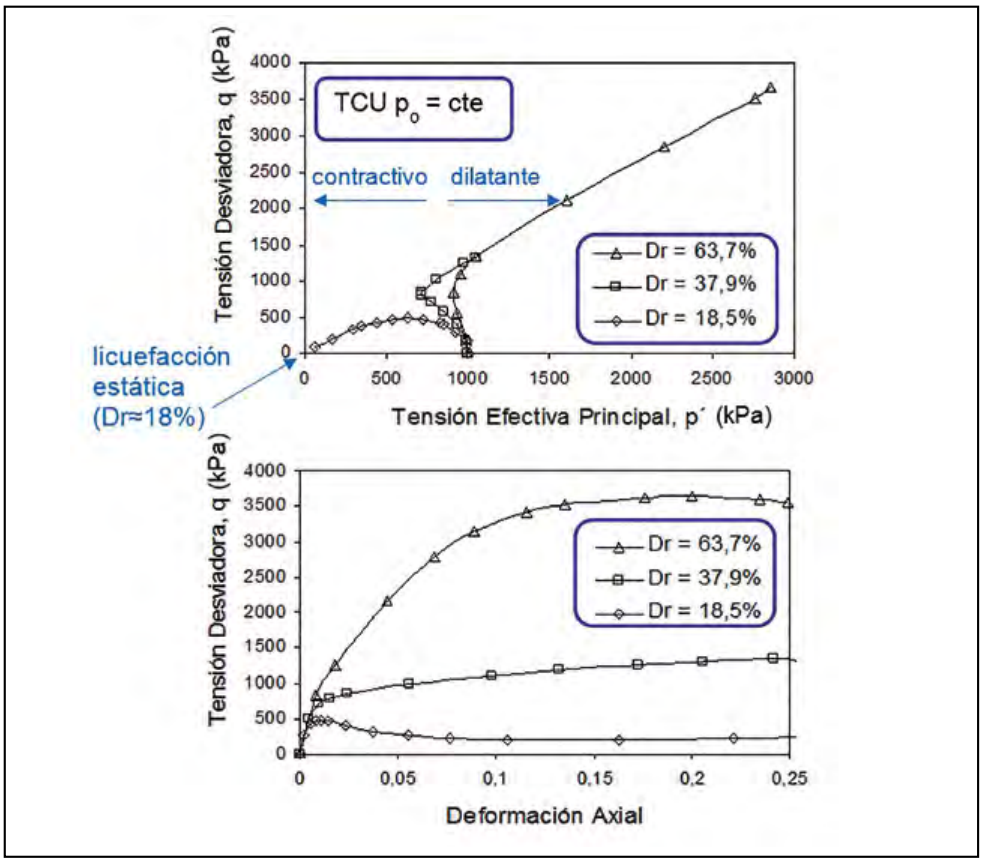


Figura 2. Influencia de la densidad en la respuesta no drenada frente a carga monotónica (Ishihara, 1993).

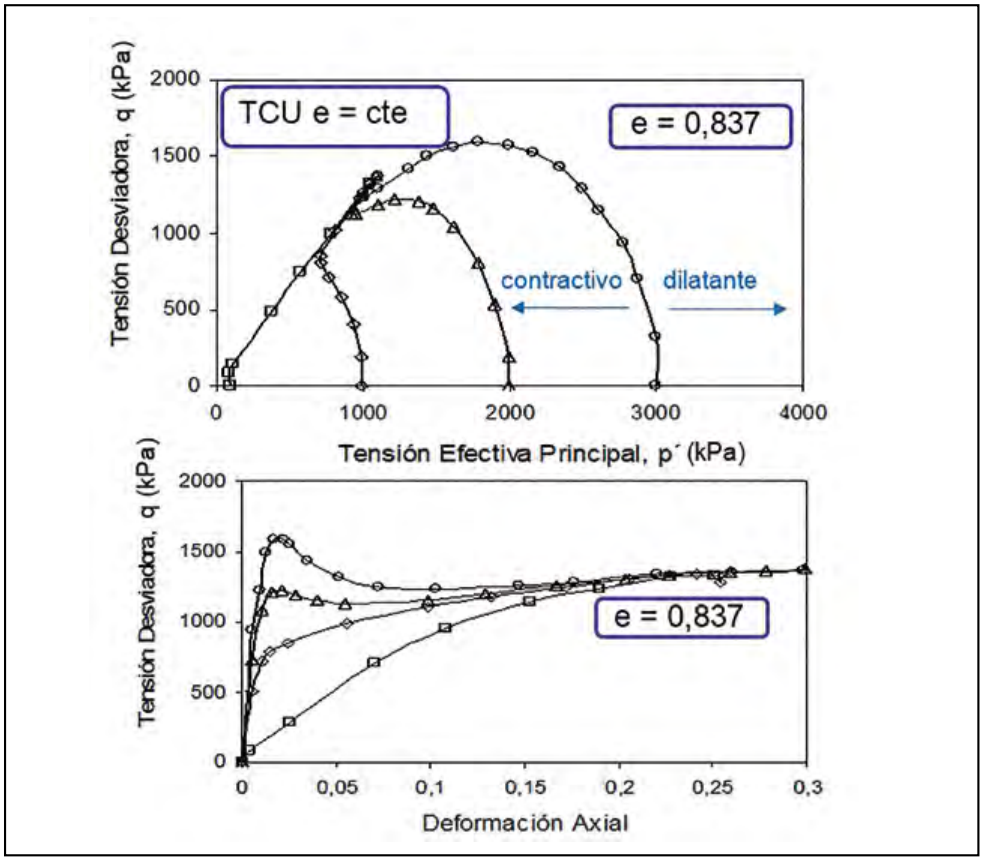


Figura 3. Influencia de la presión de confinamiento en la respuesta no drenada frente a carga monotónica. e=0.837 (Dr≈38%) (Ishihara, 1993).

mediante el índice de huecos inicial (e), para una presión de confinamiento inicial constante. Los casos representados son: densidad inicial alta (Dr≈64%), media (Dr≈38%) y baja (Dr≈18%). El comportamiento es contractivo o dilatante según la densidad relativa.

Para la muestra densa (Dr≈64%), la respuesta es dilatante, lo cual en el ensayo no drenado se manifiesta aumentando la presión efectiva, debido a la disminución de la presión de poro.

En el caso de arena suelta (Dr≈18%), el comportamiento es contractivo. En el ensayo no drenado, por tanto, la presión de poro aumenta y la presión efectiva disminuye. Este caso se denomina licuefacción estática.

La arena de densidad media (Dr≈38%) presenta una respuesta intermedia: inicialmente contrae y posteriormente dilata. El punto de cambio de comportamiento se denomina punto de transformación de fase.

En los tres casos, para un nivel de deformación axial elevado se alcanza el estado crítico.

La figura 3 muestra la influencia de la presión de confinamiento, para un índice de huecos inicial constante (e=0.837, que es una Dr≈38%).

Como se puede ver, para una presión de confinamiento alta (3000 kPa) la respuesta es fundamentalmente contractiva, lo cual en el ensayo no drenado se traduce en una disminución de la presión efectiva por aumento de la presión de poro.

Sin embargo, para una presión de confinamiento baja (100 kPa), la respuesta es dilatante, que en el comportamiento no drenado se traduce en un aumento de presión efectiva debido a la disminución de la presión de poro.

Las presiones de confinamiento intermedias muestran respuestas combinadas: inicialmente contractiva y posteriormente dilatante.

En todos los casos se alcanza el estado crítico para una deformación axial elevada.

2.2. Carga cíclica

En el caso de carga cíclica, como puede ser la debida al sismo, la alternancia de la acción (figura 4a) en suelos susceptibles a la licuefacción provoca una acumulación de presión de poro (figura 4b), que produce una disminución de presión efectiva en las partículas del suelo (figura 4e). A medida que aumentan los ciclos de carga de produce una degradación o reducción del módulo de rigidez del material, que además muestra una histéresis mecánica (figura 4d). Cuando se alcanza un ratio de presión de poro (r_u, figura 4b) cercano a la unidad, las deformaciones se amplifican (figura 4c) y el suelo pierde su resistencia y rigidez. El ratio de presión de poro es el cociente entre la presión de poro y la presión total aplicada. Cuando r_u=1 se produce la licuefacción, ya que la presión de poro es igual a la presión de total aplicada y, según el principio de Terzaghi, la presión efectiva se anula.

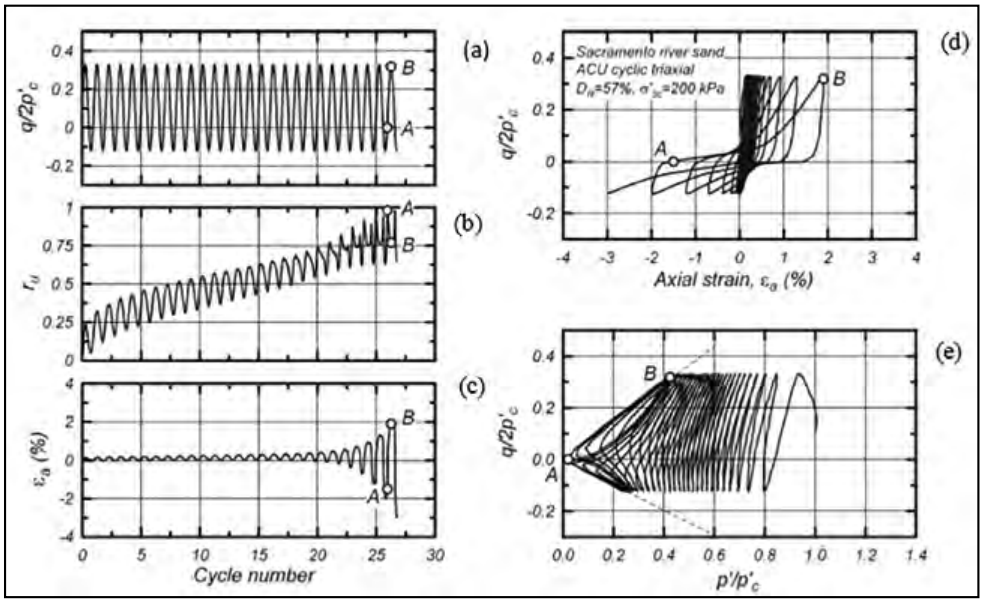


Figura 4. Licuefacción frente a carga cíclica (Boulanger y Truman, 1996).

3. CALIBRACIÓN DE ENSAYOS CON EL MODELO CONSTITUTIVO UBC3D

Se ha elegido el modelo constitutivo UBC3D porque su formulación considera la acumulación de presión de poro indicada anteriormente, y reproduce por tanto la trayectoria de tensiones característica de la licuefacción. Además, el modelo UBC3D está disponible en el programa de elementos finitos Plaxis, que incluye la aplicación "Soil test", con la que se simulan numéricamente ensayos de laboratorio con carga monotónica y cíclica.

3.1. Descripción del modelo constitutivo UBC3D

El modelo constitutivo UBC3D es la implementación de Plaxis del modelo UBCSand desarrollado en la Universidad de Bristish Columbia (Vancouver, Canadá). A continuación, se describe brevemente la formulación del modelo constitutivo, según se indica en Petalas y Galavi (2013).

Dominio elástico: los módulos elásticos de rigidez volumétrica (ecuación 1) y de corte (ecuación 2), K y G, se calculan a partir de una rigidez adimensional, K_B^e y K_G^e, y el nivel de presión adimensional afectado de un exponente, m_e y n_e, respectivamente.

$$K = K_B^e P_A \left(\frac{P}{P_{ref}}\right)^{me} \quad [1]$$

$$G = K_G^e P_A \left(\frac{P}{P_{ref}}\right)^{ne} \quad [2]$$

Superficie de rotura Mohr-Coulomb: la superficie de rotura (ecuaciones 3 y 4) separa el dominio de tensiones en dos zonas. Todos los estados tensionales posibles se encuentran dentro o sobre la superficie de rotura. Los parámetros constitutivos que intervienen son la cohesión efectiva, c', y el ángulo de fricción de pico, ϕ'_p.

$$f_m = \frac{\sigma'_{max}-\sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{max}+\sigma'_{min}}{2} + c' cot\varphi'_p\right) sin\varphi'_{mob} \quad [3]$$

$$sin\varphi'_{mob} = \frac{\sigma'_1-\sigma'_3}{\sigma'_1+\sigma'_3} \quad [4]$$

Regla de flujo de Rowe simplificada: el incremento de deformación volumétrica plástica es proporcional al incremento de distorsión plástica (ecuación 5). La constante de proporcionalidad es el seno del ángulo de dilatancia movilizada (ecuación 6), calculado como la diferencia entre el ángulo de fricción movilizado y el ángulo de fricción asociado al estado crítico, φ'_{cv}, que es un parámetro constitutivo.

$$d\varepsilon_v^p = sin\psi'_{mob} d\gamma^p \quad [5]$$

$$sin\psi_m = sin\varphi'_{mob} - sin\varphi'_{cv} \quad [6]$$

Endurecimiento hiperbólico: la figura 5 muestra esquemáticamente la ley hiperbólica de endurecimiento, que determina la variación de las distorsiones angulares a medida que aumenta el desviador (ecuación 7). Los parámetros que afectan a la pendiente de la hipérbola en cada punto, G* (ecuación 8), son la rigidez adimensional K_G^p, el exponente n_p y el parámetro, R_F, que regula la influencia del ángulo de fricción de pico.

$$\delta\gamma^p = \left(\frac{1}{G^*}\right) \delta sin\varphi'_{mob} \quad [7]$$

$$G^* = K_G^p \left(\frac{p'}{P_A}\right)^{np} \left\{1 - \left(\frac{sin\varphi'_{mob}}{sin\varphi'_p}\right) R_F\right\}^2 \quad [8]$$

Superficies de fluencia: el modelo emplea dos superficies de fluencia. La denominada primaria guarda en memoria las máximas deformaciones alcanzadas, mientras que la secundaria está asociada al nivel actual de tensiones durante las fases de carga y descarga.

El modelo también emplea otras funciones. Para describir la densificación emplea un parámetro denominado fac_{hard}, que aumenta la rigidez a corte plástica a medida que aumenta el número de ciclos. El límite de tracciones, con parámetro asociado σ_t, evita que el suelo sea capaz de admitir tracciones superiores al valor indicado. Por último, la reducción de rigidez post-licuefacción se controla con el parámetro asociado fac_{post}.

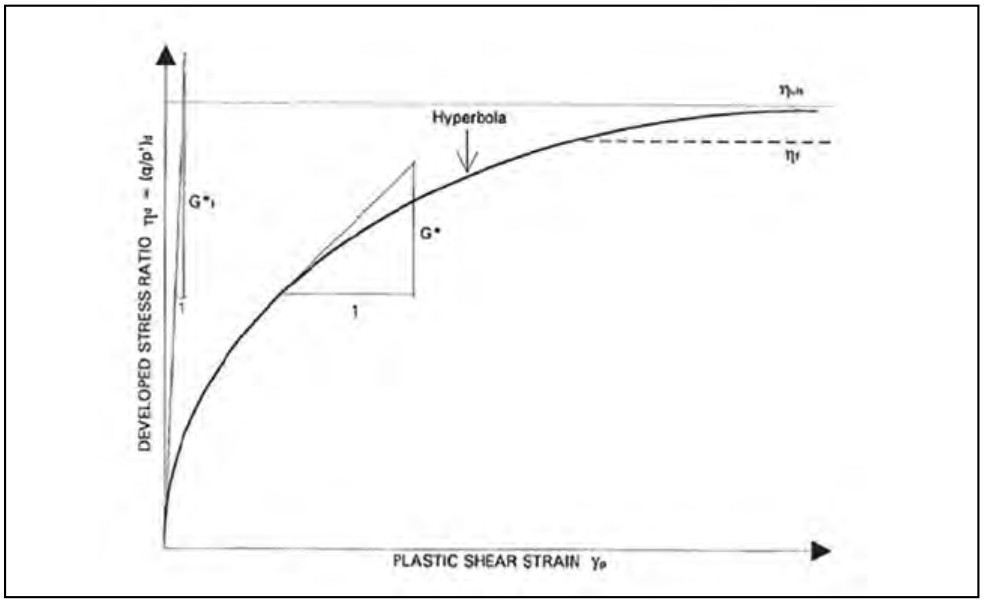


Figura 5. Ley hiperbólica de endurecimiento (Petalas y Galavi, 2013).

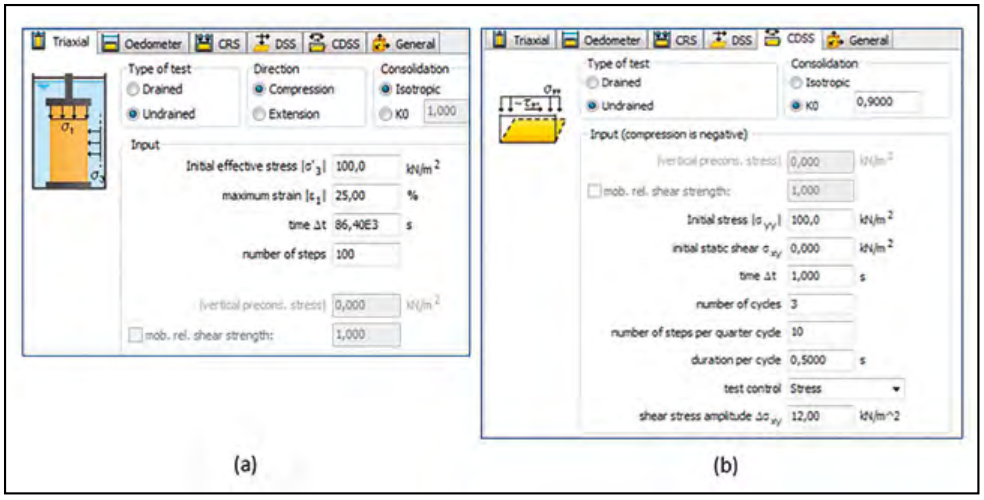


Figura 6. Interfaz de la aplicación "Soil test" (Plaxis) para ensayos triaxiales (izq.) y de corte simple cíclico (der.).

3.2. Procedimiento de calibración con la aplicación "Soil test" de Plaxis

Para reproducir el comportamiento de licuefacción se han tomado ensayos de la literatura en los que se presentaba este fenómeno, para carga monotónica y carga cíclica. En el primer caso se emplean ensayos triaxiales no drenados de arena Toyoura realizados por Verdugo e Ishihara (1996). En el segundo se trata de ensayos de corte simple cíclico de arena Fraser River, realizados por Sriskandakumar (2004). La figura 6 muestra la interfaz de la aplicación "Soil test" para reproducir los ensayos triaxiales (figura 6a) y corte simple cíclico (figura 6b).

La calibración se ha realizado variando los parámetros hasta obtener un ajuste adecuado. Es decir, se trata de un análisis retrospectivo mediante prueba y error.

En un análisis más detallado, sería conveniente incorporar un procedimiento de calibración sistemática para el modelo UBC3D, en el que el proceso de estimación de parámetros siga un orden determinado a partir de los ensayos de laboratorio requeridos. Esto en parte se desarrolla en Makra (2013).

3.3. Resultado de la calibración y comparativa con modelo constitutivo de plasticidad generalizada

A continuación, se muestran los resultados de la calibración con el modelo constitutivo UBC3D mediante la aplicación "soil test" de Plaxis. Además, para el caso monotónico se muestra una comparativa con el modelo de plasticidad generalizada. En cada ajuste se muestran los parámetros empleados.

Caso de carga monotónica

Modelo constitutivo UBC3D

Para esta calibración, se emplean los ensayos triaxiales no drenados realizados sobre arena Toyoura por Verdugo e Ishihara (1996). Los parámetros del ajuste se muestran en la tabla 1, para cada presión media efectiva de confinamiento (p'): 100, 1000 y 2000 kPa. La comparativa entre los ensayos experimentales y el modelo constitutivo se muestra en la figura 7, tanto la trayectoria de tensiones (sup.) como la relación tensión-deformación (inf.).

Tabla 1. Parámetros de calibración del modelo UBC3D para ensayo triaxial no drenado con carga monotónica y p'= 100 kPa, 1000 kPa y 2000 kPa

parámetro	p'=100 kPa	p'=1000 kPa	p'=2000 kPa
ϕ_{cv}	31,00	31,00	31,00
Φ_p	31,75	31,30	31,10
c (kN/m^2)	0,01	0,01	0,01
k_G^e	400	400	400
k_G^p	600	400	250
k_B^e	300	500	400
me	0,5	0,5	0,5
ne	0,5	0,5	0,5
np	0,4	0,4	0,4
R_f	1,0	1,0	1,0
p_A (kN/m^2)	100	100	100
σ_t (kN/m^2)	0	0	0

Como se observa en la figura 7 (sup.), al principio del ensayo el modelo UBC3D muestra una presión de poro mayor a la experimental, por lo que la trayectoria de tensiones se altera ligeramente. Sin embargo, la iniciación de la licuefacción, que se alcanza cuando la presión efectiva prácticamente se anula y se llega al estado crítico, sí se reproduce correctamente.

En García (2017) se incluye un ajuste para una densidad media (Dr≈38%) con cuatro presiones de confinamiento: 100, 1000. 2000 y 3000 kPa. También se incluye la calibración de un ensayo triaxial drenado.

Modelo constitutivo de plasticidad generalizada (MPZ)

Para comparar los resultados previos, se presenta una calibración con el modelo constitutivo de plasticidad generalizada, que se abrevia MPZ (Modified Pastor-Zienkiewicz), realizada por Manzanal (2010) para los ensayos anteriormente indicados (Verdugo e Ishihara, 1996).

Este modelo constitutivo se basa en la teoría de la plasticidad generalizada e incorpora el concepto de parámetro de estado (Been y Jefferies, 1985), que permite incorporar la influencia de la densidad y la presión de confinamiento del material. El modelo no requiere la determinación explícita de las superficies de fluencia y de potencial plástico, ni la comprobación de la condición de consistencia. El módulo plástico es jerárquico según el comportamiento del suelo que se quiere simular.

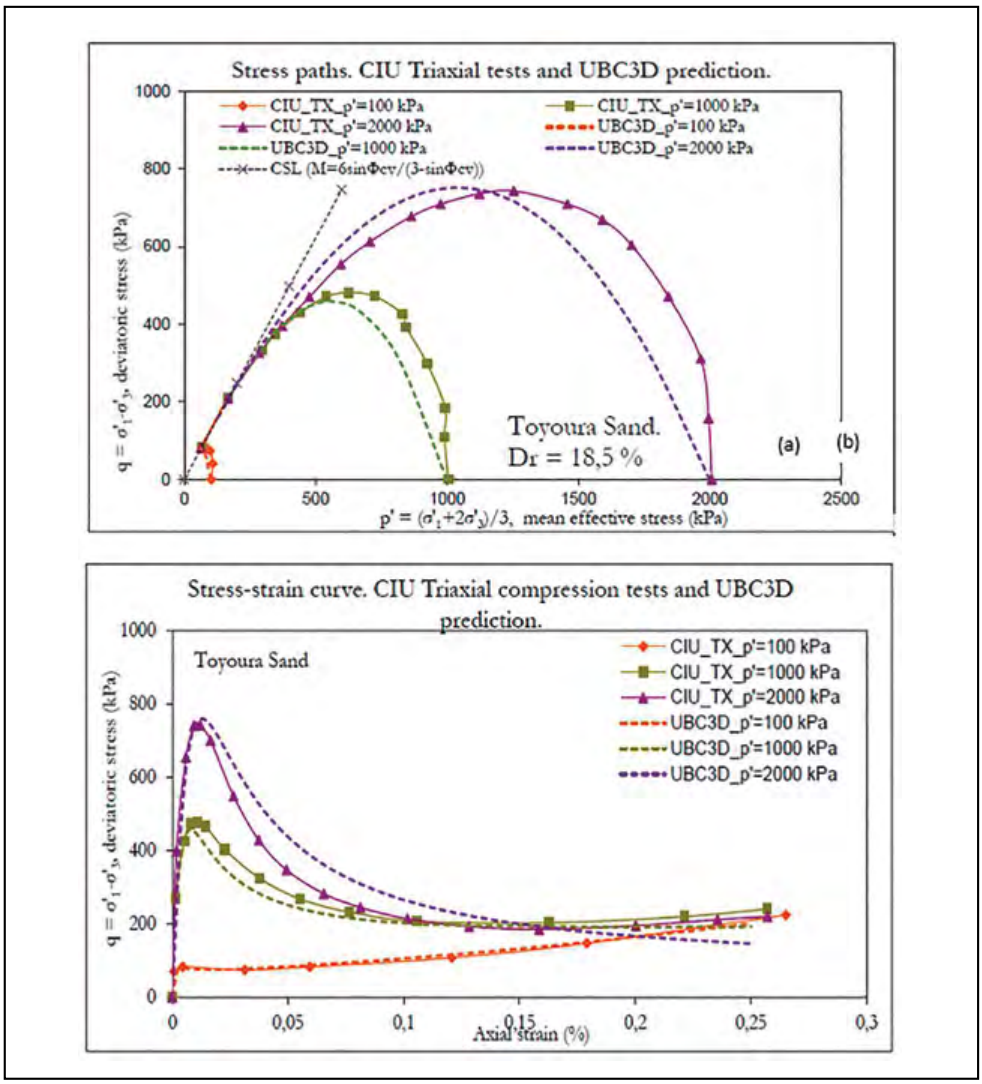


Figura 7. Comparativa entre ensayos experimentales (Verdugo e Ishihara, 1996) y el modelo constitutivo UBC3D, para carga monotónica. Ensayos triaxiales no drenados sobre arena Toyoura suelta (Dr≈18%). Trayectoria de tensiones (sup.) y relación tensión-deformación (inf.).

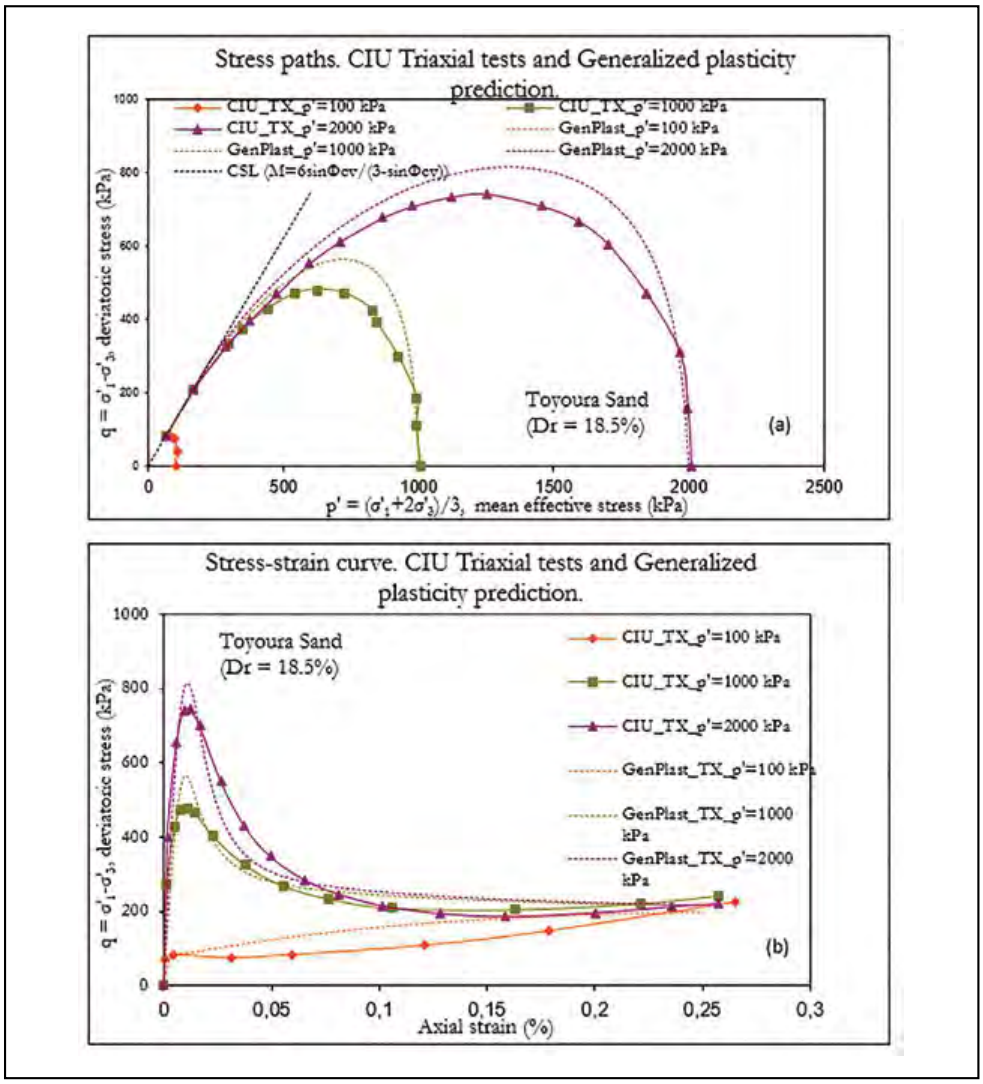


Figura 8. Comparativa entre ensayos experimentales (Verdugo e Ishihara, 1996) y el modelo constitutivo MPZ, para carga monotónica. Ensayos triaxiales no drenados sobre arena Toyoura suelta (Dr≈18%). Trayectoria de tensiones (sup.) y relación tensión-deformación (inf.).

Los parámetros empleados se encuentran en Manzanal (2010). La figura 8 muestra la comparativa entre los resultados experimentales y la calibración con el modelo MPZ.

El modelo MPZ permite caracterizar un material con un único conjunto de parámetros para diferentes presiones de confinamiento, como se ve en la figura 8, y diferentes densidades (ver Manzanal, 2010). Por tanto, los parámetros son independientes de las variables de estado y es un modelo robusto para el ajuste de las curvas experimentales.

El modelo UBC3D, por el contrario, requiere variar los parámetros constitutivos para diferentes presiones de confinamiento y densidades (o índice de huecos). El UBC3D no incluye ningún parámetro de estado que relacione el índice de huecos actual con el asociado al estado crítico, y por tanto la formulación no permite reproducir el comportamiento de una misma arena en diferentes estados de densidad sin variar los parámetros constitutivos. Aunque la presión de confinamiento sí que está incluida en la formulación, también es necesario variar los parámetros para diferentes presiones de una misma arena.

Caso de carga cíclica

Para el caso de carga cíclica en condiciones no saturadas, se emplean los ensayos de corte simple cíclico realizados por Sriskandakumar (2004) para la arena Fraser River (Vancouver, Canadá).

Los parámetros del ajuste se muestran en la tabla 2, para una tensión efectiva vertical inicial (σ_{v0}') de 200 kPa, una densidad relativa (Dr) 44% y un ratio entre tensión tangencial máxima ($\tau_{máx}$) y tensión efectiva vertical inicial (σ_{v0}') de 0.12. La comparativa entre los ensayos experimentales y el modelo constitutivo se muestra en la figura 9, tanto la trayectoria de tensiones (figura 9a), como la relación tensión-deformación (figura 9b) y la acumulación de la presión de poros con el número de ciclos (figura 9c). El factor r_u es el ratio entre la variación de la presión de poro (Δu) y la presión efectiva vertical inicial σ_{v0}'.

Tabla 2. Parámetros de calibración del modelo UBC3D para ensayo de corte simple cíclico

parámetro	valor
ϕ_{cv}	31,00
Φ_p	31,40
c (kN/m^2)	0,01
k_G^e	400
k_G^p	450
k_B^e	1150
me	0,5
ne	0,5
np	0,4
R_f	0,98
p_A (kN/m^2)	100
σ_t (kN/m^2)	0

El modelo UBC3D reproduce la licuefacción cíclica. La presión efectiva va disminuyendo (figura 9a) a medida que se acumula la presión de poro (figura 9c). La presión efectiva vertical se anula cuando el ratio de presión de poro r_u se aproxima a 1. En este momento, la presión de poro iguala a la presión total aplicada inicial, que se supone igual a la presión efectiva inicial, ya que se asume que el estado inicial es drenado. Cuando esto sucede, se anula la presión efectiva y se inicia la licuefacción.

Según se observa en la figura 9a, la descarga con el modelo UBC3D no muestra ninguna variación de la presión de poro. Esto difiere considerablemente del comportamiento experimental al final del ensayo (inicio de la licuefacción), cuando tanto la carga como la descarga se produce con una variación significativa de la presión de poro y, por tanto, de la presión efectiva. Nótese que la descarga tiene dos tramos: uno positivo, que parte de la tensión tangencial máxima positiva y llega a una tensión tangencial nula; y otro negativo, que comienza en la tensión tangencial máxima negativa y finaliza en una tensión tangencial nula.

En cuanto a la evolución de la rigidez (figura 9b), se aprecia una degradación o reducción del módulo de rigidez del material desde los ciclos iniciales (ramas verticales con una deformación inferior al 1%) hasta los ciclos en los que se manifiesta la licuefacción, que muestran histéresis mecánica y unas deformaciones muy superiores, que alcanzan el 10% en este ensayo.

Por último, la variación de la presión de poro con los ciclos de carga y descarga (figura 9c) es creciente con una pendiente aproximadamente constante. Sin embargo, el modelo muestra unos pequeños tramos horizontales que se corresponden con la descarga sin variación de presión de poros, comentada previamente. Además, se observa un desfase inicial que aparentemente es un error de representación, ya que en la figura 9a se observa que la presión de poro aumenta desde el comienzo del ensayo, no como se observa en la figura 9c.

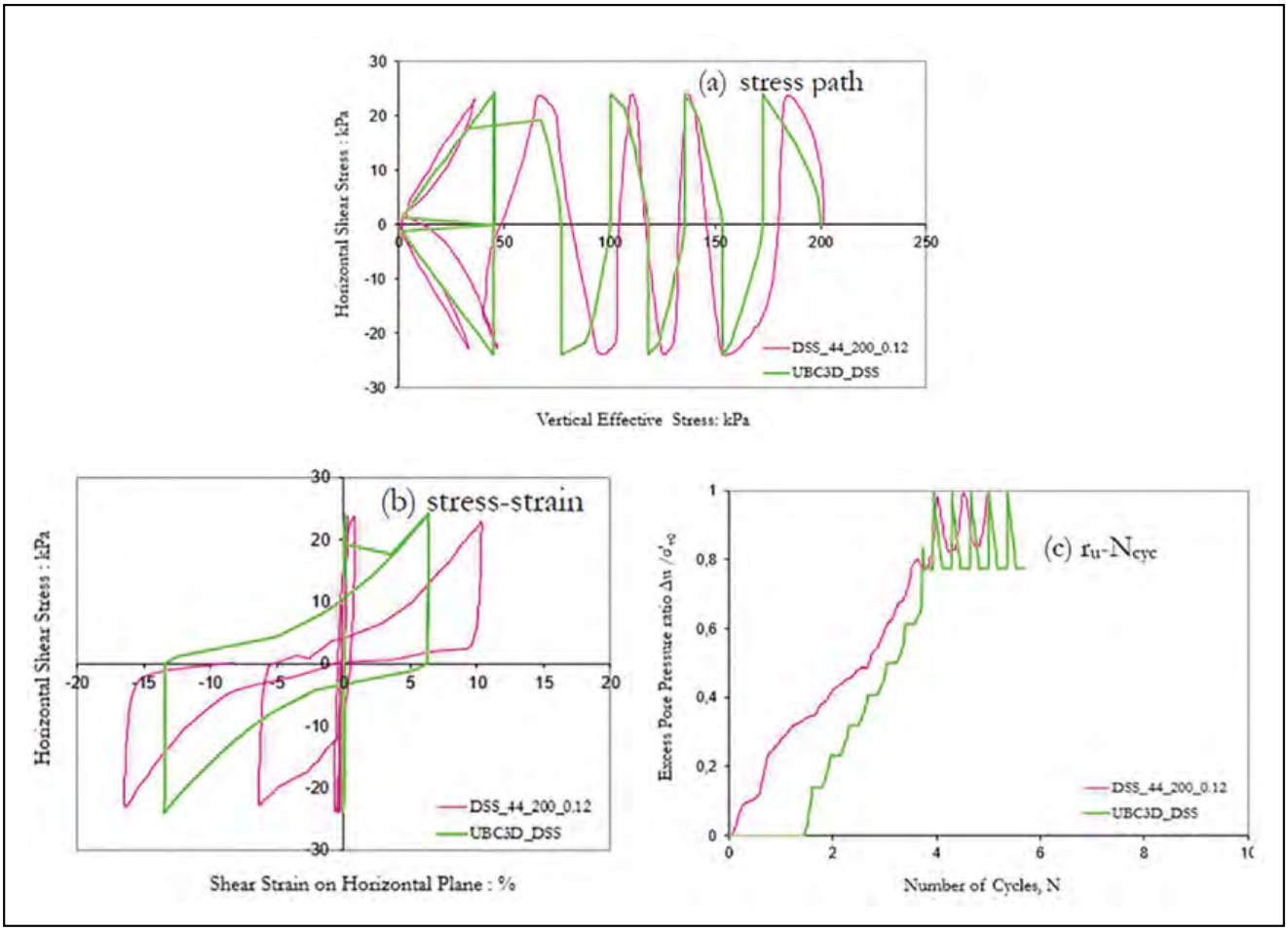


Figura 9. Comparativa entre ensayos experimentales (Sriskandakumar, 2004) y el modelo constitutivo UBC3D. Ensayos de corte simple cíclico no drenados sobre arena Fraser River con Dr≈44%. Trayectoria de tensiones (a), relación tensión-deformación (b) y evolución de la presión de poro (c).

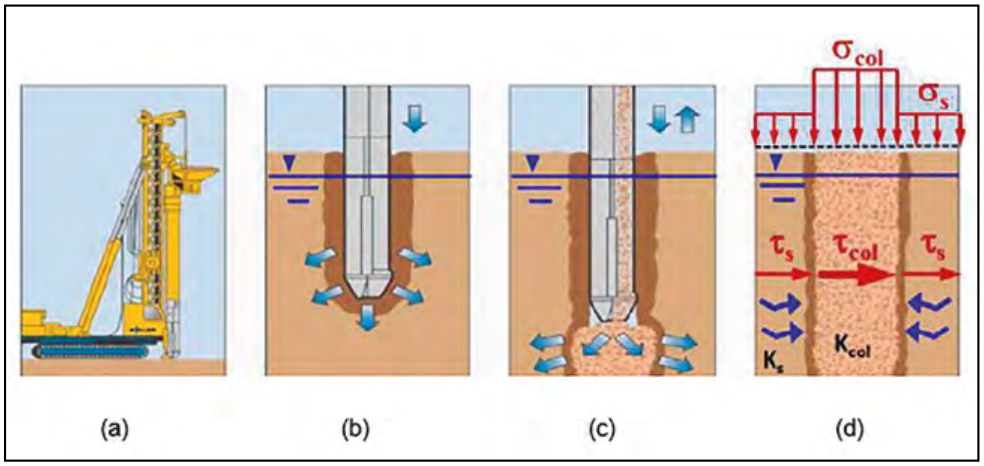


Figura 10. Mejora de la licuefacción con columnas de grava. Equipo empleado (a) e introducción del vibrador (b). Efectos de mejora por densificación (c), refuerzo (d) y drenaje (d) (Carvajal *et al.*, 2015).

Adicionalmente, en García (2017) se incluye un ajuste para σ_{v0}'= 100 kPa, una densidad relativa Dr=40% y un ratio $\tau_{máx}/\sigma_{v0}$'= 0.12.

De la misma forma que para el caso de carga monotónica, en García (2017) se incluye la calibración de un ensayo cíclico drenado. En este caso el ensayo experimental de Wahyudi *et al.* (2010) es de corte simple con equipo HCT (Hollow Cylinder Test) cíclico. La reproducción numérica del ensayo se hace con el corte simple cíclico del Plaxis Soil test, al no disponer esta aplicación del ensayo tipo HCT.

4. MITIGACIÓN DE LA LICUEFACCIÓN CON COLUMNAS DE GRAVA

La columna de grava es un método de tratamiento del terreno que se basa en la vibro-sustitución y que es capaz de mitigar la licuefacción. La vibro-sustitución consiste en introducir en el terreno natural un material de aportación, generalmente arena o grava, mediante un vibrador y sin retirar el terreno natural. A continuación, se comenta la mejora que produce un tratamiento con columnas de grava con vibración profunda y alimentación de fondo, mediante un vibrador con aporte de material en su extremo inferior.

Los tres efectos de mejora que introducen las columnas de grava con este método son: refuerzo, densificación y drenaje. A continuación, se describe brevemente el concepto y cómo se puede evaluar la mejora introducida para mitigar la licuefacción en suelos arenosos saturados con densidad relativa reducida.

La figura 10 muestra un equipo de ejecución de vibración profunda y aporte en fondo (a), la introducción del vibrador (b) y los efectos de mejora: densificación (c), refuerzo (d) y drenaje (d).

4.1. Refuerzo

Como se muestra en la figura 10d, el refuerzo con columnas de grava se debe a que se introduce un terreno más competente que el natural, que es capaz de absorber mayores tensiones normales (σ_{col} en la figura 10) y tangenciales o de corte (τ_{col}) a las que absorbe el terreno natural ($\sigma_{s,}$ τ_{s}) para un mismo nivel de deformaciones.

Las últimas investigaciones de Rayamajhi *et al.* (2012) muestran que, al considerar la compatibilidad de deformaciones a corte entre las columnas de grava y el suelo, el efecto de refuerzo es reducido. La figura 11 muestra una comparativa entre un método simplificado (Baez, 1995) y el análisis realizado por Rayamahji *et al.* (2012). El factor K_G es el cociente entre el CSR mejorado y el CSR inicial. El CSR es la tensión tangencial máxima adimensionalizada debida a la acción cíclica equivalente al sismo de diseño. Como se aprecia en la figura 11, la reducción del CSR es significativamente menor a la del método aproximado.

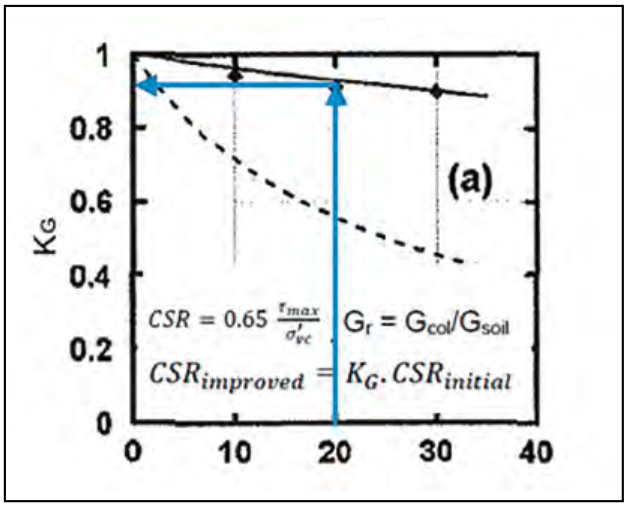


Figura 11. Refuerzo con columna de grava, Gr = 5. Factor K_G para método simplificado (Baez, 1995, línea discontinua) y según Rayamajhi (línea continua) (Rayamajhi *et al,* 2012).

4.2. Densificación

La figura 10c muestra esquemáticamente el efecto de mejora por densificación debido a la vibración del terreno y a la introducción de grava sin retirada de terreno natural.

Este efecto de instalación ha sido estudiado, para el método de vibración profunda con aporte en fondo, por Baez (1995). Según el grado de mejora, cuantificado con el área de reemplazo Ar, se ha observado con ensayos in situ una mejora en la resistencia a la penetración estándar tras el tratamiento ($N_{1,60\,cs}$ post-improvement) respecto a la resistencia inicial ($N_{1,60\,cs}$ pre-improvement). La figura 12 muestra esta relación.

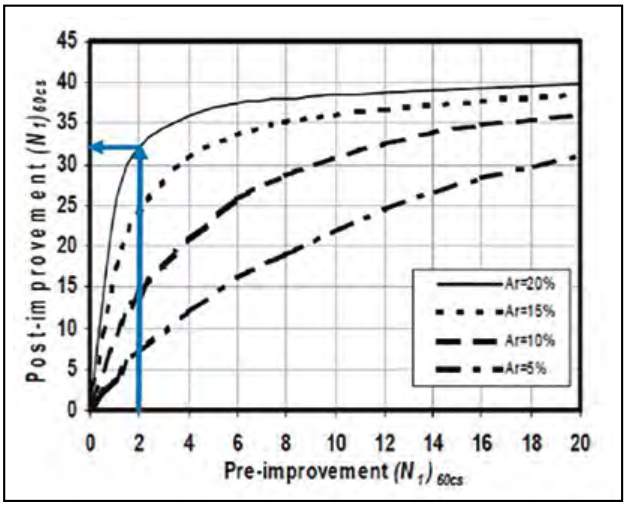


Figura 12. Densificación con columna de grava, para arenas limpias. Mejora en la resistencia SPT tras mejora (post-improvement) respecto a la resistencia inicial (pre-improvement) (Baez ,1995).

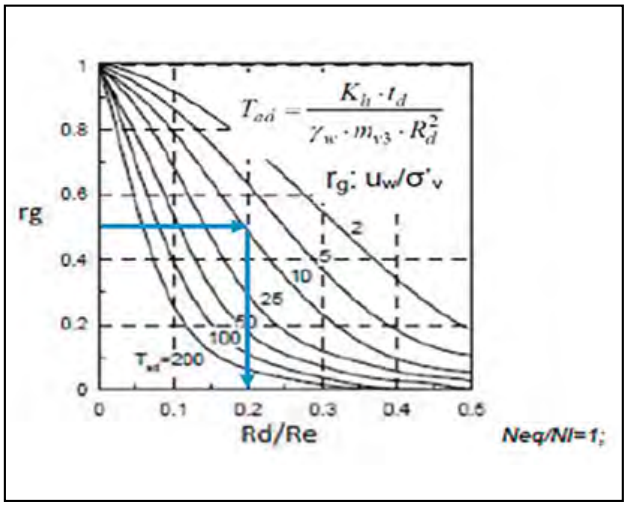


Figura 14. Drenaje con columna de grava. Separación de columnas (Re) requerida según el ratio de presión de poro (rg) máximo de diseño (Seed y Booker, 1976).

Para el caso de arenas muy sueltas y con un contenido de finos reducido la mejora es muy importante. Sin embargo, en terrenos con un contenido de finos mayor al 15%, este efecto no es tan relevante.

4.3. Drenaje

El drenaje es un efecto importante para mitigar la licuefacción, debido a que una permeabilidad elevada del terreno permite la disipación de presiones de poro durante el sismo y evita la acumulación y la consecuente reducción de tensiones efectivas.

El método tradicional de estimación de la presión de poro con drenes verticales es el propuesto por Seed y Booker (1976). El esquema de la mejora con columna de grava se muestra en la figura 13.

La figura 14 muestra el ratio de presión de poro r_g, que es el r_u definido previamente, en función de las características del terreno: permeabilidad (K_h), compresibilidad (m_{v3}), número de ciclos para el inicio de la licuefacción (N_l); del sismo: duración (t_d), número de ciclos equivalente (N_{eq}) y geometría del tratamiento de mejora: radio del dren (Rd), y radio de la zona de influencia o célula unitaria, (Re). La equivalencia de notación con la figura 13 es: $R_e=d_e$ y $R_d=d_w$.

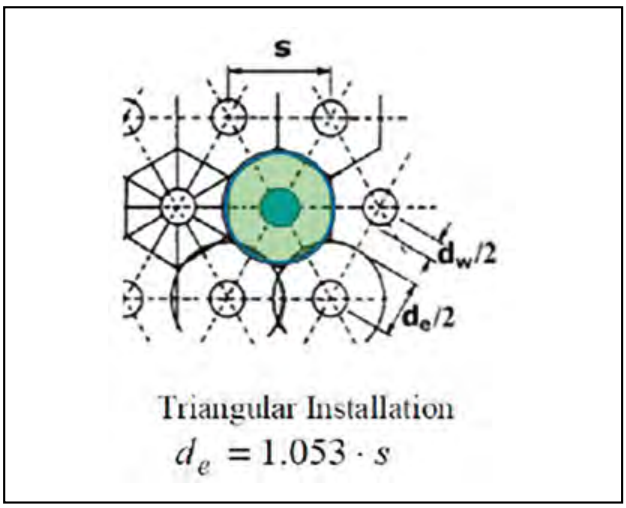


Figura 13. Malla de tratamiento de mejora con columna de grava.

A partir de la magnitud, simplificadamente se puede correlacionar con el parámetro N_{eq}, según Seed e Idriss (1982) y con el factor t_d, según Seed *et al.* (1975).

Según se observa en la figura 14, cuanto menor sea la separación de las columnas (R_e), el ratio de presión de poro r_g disminuye, y el factor de seguridad frente a la licuefacción aumenta.

La estimación correcta del parámetro N_l es clave para modelizar correctamente el inicio de la licuefacción. Algunas recomendaciones se encuentran en Idriss (2008).

También es necesario una determinación o estimación adecuada de la permeabilidad del terreno, que tiene una influencia elevada en la acumulación y disipación de las presiones de poro.

El cálculo del drenaje se puede resolver numéricamente como se indica en Pestana *et al.* (1998).

4.4. Metodología de cálculo

Para evaluar conjuntamente los tres efectos de mejora, se procede según el método descrito en Carvajal *et al.* (2015). Se consideran los efectos consecutivamente según se indica a continuación:

1. Refuerzo: se calcula el factor K_G y con éste el CSR con refuerzo de columnas de grava. Conviene determinar el valor de K_G según se indica en Rayamajhi *et al.* (2012).
2. Densificación: a partir de la malla de diseño propuesta se puede evaluar la mejora en la resistencia a la penetración SPT según Baez (1995). Hay que tener en cuenta que con un valor de finos mayor al 15% no se recomienda considerar una mejora por densificación elevada.
3. Drenaje: considerando el CSR tras el refuerzo y el SPT mejorado por la densificación, se evalúa el drenaje según el método propuesto por Seed y Booker (1976). Para resolverlo numéricamente se sigue Pestana *et al.* (1998).

Para considerar conjuntamente el refuerzo, que produce una reducción en el CSR, y la densificación, que

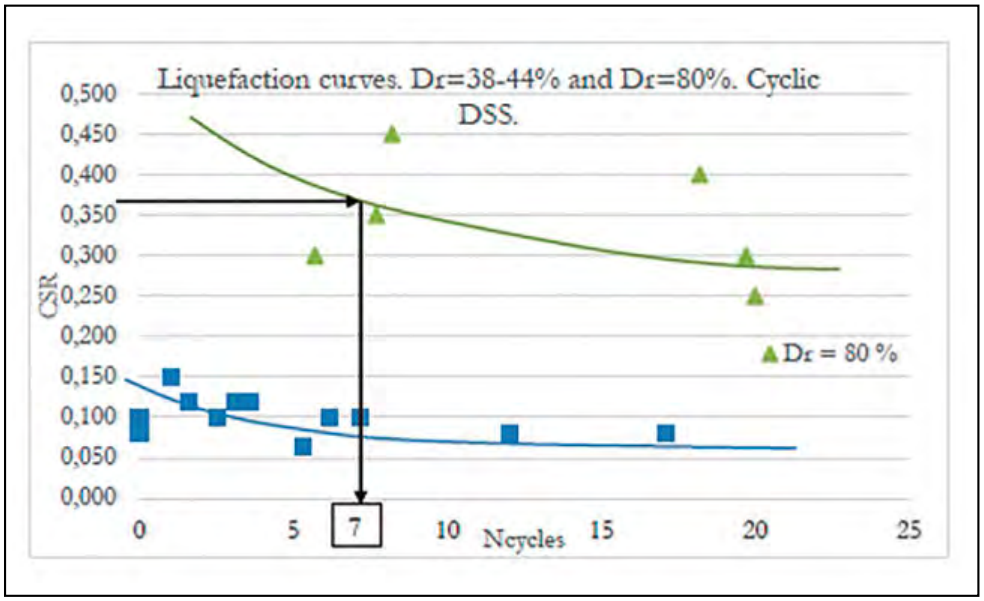


Figura 15. Curvas de licuefacción para arena con diferentes densidades relativas: Dr de 38 a 44% (azul) y Dr=80% (verde) (Sriskandakumar, 2004 y Jefferies, 2017, comunicación personal).

aumenta el SPT, se emplean las curvas de licuefacción, que relacionan el parámetro N_l con el CSR. Estas curvas varían con la densidad relativa.

Correlacionando el valor del SPT con la densidad relativa puede tenerse en cuenta la influencia de la densificación en el N_l. La Figura 15 muestra dos curvas de licuefacción para una misma arena con dos densidades diferentes. Se observa que para una mayor densidad relativa el número de ciclos necesario para el inicio de licuefacción (N_l) es mayor. Estas curvas de licuefacción se han estimado de forma esquemática a partir de datos experimentales de Sriskandakumar (2004) compilados por Jefferies (2017, comunicación personal).

4.5. Ejemplo de mitigación de licuefacción con columna de grava

A continuación, se muestra el cálculo de licuefacción para una columna de terreno uniforme consistente en una arena limpia (contenido de finos FC<5%) con las características indicadas en la tabla 3a, un sismo de diseño según la tabla 3b y un diseño de columnas de grava según la tabla 3c.

Tabla 3. Parámetros de estado de la arena (a), sismo de cálculo (b) y columnas de grava (c)

(a)

D_r (%)	18,5
e_o	0,94
$(N_1)60$	2
γ (kN/m³)	18,9
w (%)	35
k_s (m/s)	$1{,}44 \times 10^{-4}$
m_v (m²/kN)	$1{,}3 \times 10^{-4}$

(b)

PGA	M_w	N_{eq}	t_d (s)
0,3g	7,5	15	40

(c)

s (m)	d_{col} (m)	K_{col} (m/s)	$Ar=A_{cell}/A_{col}$
2	1	0,01	23

Siguiendo la metodología descrita en el apartado 4.4, se estima el refuerzo, la densificación y se incluyen ambos en el cálculo del drenaje.

El refuerzo conseguido se evalúa con la figura 11, en la que se ve que, para un área de reemplazo, A_r, cercana al 20% el factor K_G asociado es de 0.9, y por tanto el CSR disminuye un 10%.

La densificación tiene un efecto muy favorable en este caso, ya que se trata de una arena limpia (FC<5%). En la figura 12 se ve la mejora introducida por la densificación. Se puede correlacionar la densidad relativa con la resistencia a la penetración según la ecuación (9).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{C_d}} \qquad [9]$$

Donde Cd es un factor de calibración que se asume igual a 46. Según esta ecuación, una mejora de 2 a 32 en la resistencia a la penetración es equivalente a un cambio de densidad relativa del 18 % al 80 %.

Considerando este aumento de la densidad relativa, con la curva de licuefacción de la figura 15 se puede observar que, para el CSR de cálculo de 0.37, el número de ciclos para inicio de licuefacción, Nl, es aproximadamente igual a 7.

Es importante remarcar de nuevo que la densificación es muy favorable en este caso porque es una arena limpia, pero en suelos con más contenido de finos se debe limitar la mejora por densificación o incluso no considerarla.

Para evaluar la mejora debida al drenaje, incluyendo los efectos de refuerzo y densificación como se ha indicado previamente, se analiza la acumulación de presiones de poro, representada con el factor adimensional r_u. De esta forma podemos comparar los estados antes y después de la mejora con columna de grava.

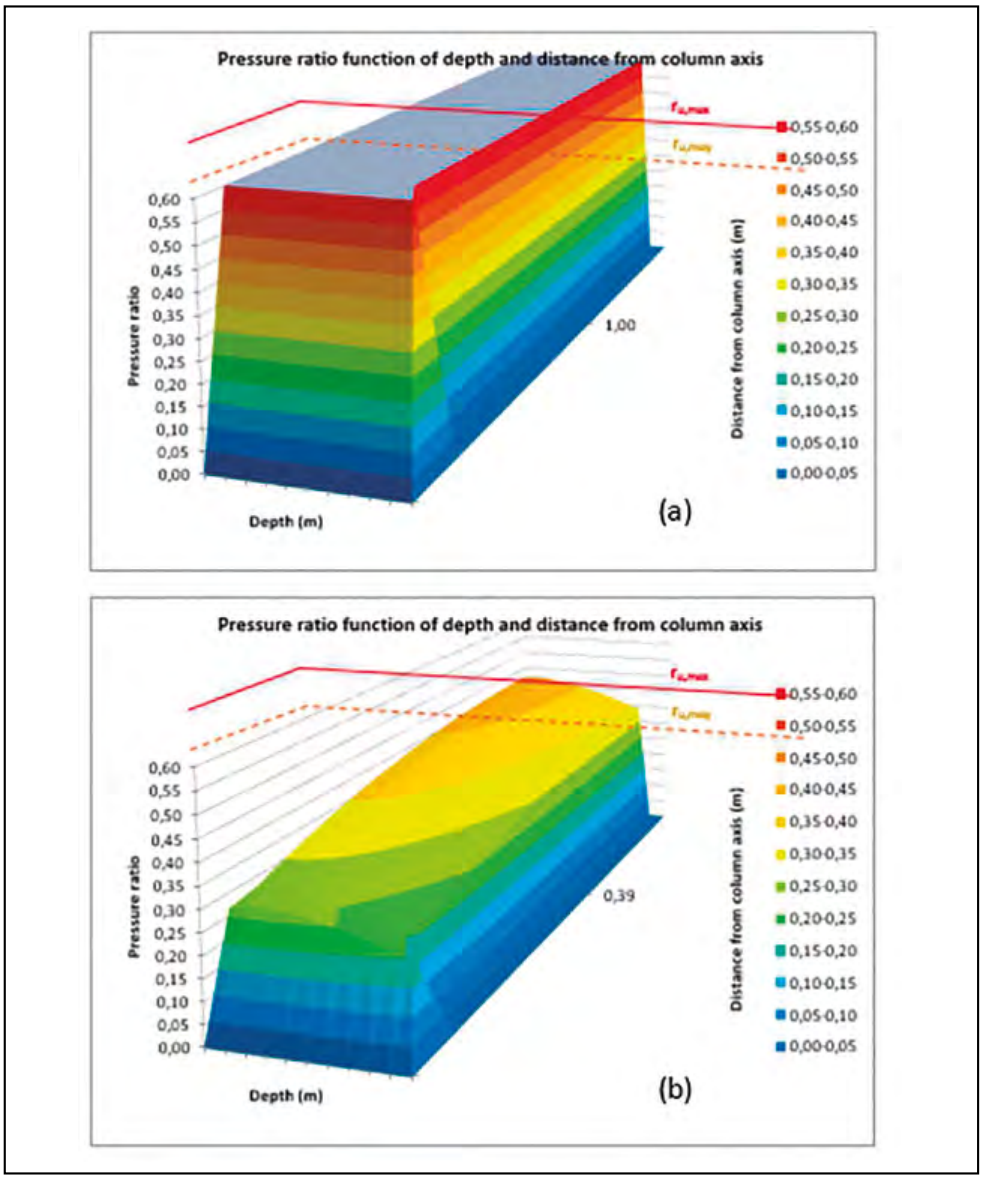


Figura 16. Distribución del ratio de acumulación de presión de poro, ru, con la profundidad y la distancia radial al centro de la columna, para el estado anterior (a) y posterior (b) a la mejora con columnas de grava.

Resolviendo numéricamente, según se indica en Pestana *et al.* (1998), las ecuaciones de disipación de la presión de poros con la formulación de Seed y Booker (1976), la figura 16 muestra la variación del factor r_u con la profundidad y la distancia radial al centro de la columna. Nótese que los dos ejes no tienen la misma escala, ya que la profundidad de tratamiento es de un orden de magnitud superior a la distancia radial al eje. La figura 16a muestra la distribución de r_u antes de la mejora, y la figura 16b después de la mejora. En el primer caso el máximo r_u es 1.0, es decir, el sismo de diseño produce licuefacción. En el segundo caso el máximo r_u es 0.42, inferior a un valor conservador de diseño, que suele estar entre 0.5 o 0.6. Por tanto, se considera que no se inicia la licuefacción del terreno.

4.6. Cálculo de mitigación de licuefacción con elementos finitos

La nueva versión de Plaxis 2018 ha introducido una opción de cálculo denominada "Dynamic with consolidation" que permite la acumulación y la disipación de presiones de poro durante el sismo.

Otra de las ventajas adicionales de la versión 2018 de Plaxis es que se puede simular ensayos traxiales cíclicos con la herramienta Soil test. Los ensayos de corte simple cíclico se aproximan más a las condiciones tensionales debidas al sismo que el triaxial cíclico. Sin embargo, estos últimos son más frecuentes en la literatura.

Los efectos de mejora para un problema de contorno se evaluarían de la forma siguiente:

- Refuerzo: al incluir las ecuaciones de equilibro y compatibilidad de deformaciones, este efecto sí se considera en el modelo numérico.
- Densificación: este es un efecto de instalación, por lo que no se calcula directamente con el método de elementos finitos.
- Drenaje: como se ha indicado, con la opción de cálculo "Dynamic with consolidation" se puede calcular la variación de la presión de poro durante la acción dinámica.

Cabe resaltar que los problemas dinámicos requieren unas condiciones de contorno especiales para reproducir

de forma correcta las ondas de corte inducidas por la acción cíclica, y su disipación en el tiempo a través de los contornos. Por ello, después de la calibración del modelo constitutivo y antes de resolver el problema de contorno completo, se sugiere calcular una célula unitaria para ver si la respuesta es adecuada.

5. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

5.1. Conclusiones

En la primera parte del artículo (apartados 2 y 3) se desarrolla la comparativa entre ensayos experimentales y su calibración numérica con el modelo constitutivo UBC3D mediante la aplicación "Soil test" del programa comercial de elementos finitos Plaxis. En cuanto a la formulación del modelo UBC3D, éste no incluye ningún parámetro de estado que considere la diferencia entre el índice de huecos actual y el crítico. Por tanto, no recoge de forma explícita la influencia de las diferentes densidades relativas para una misma arena. Por otra parte, y aunque en la formulación sí que se introduce la presión de confinamiento, se ha requerido variar los parámetros para calibrar diferentes presiones de confinamiento. Para una calibración robusta, una misma arena debería presentar los mismos parámetros constitutivos con independencia de su estado de confinamiento y de densidad relativa. Se incluye una comparativa con el modelo de plasticidad generalizada (MPZ), que permite calibrar con un solo set de parámetros diferentes presiones y densidades.

En cuanto a la respuesta del modelo constitutivo UBC3D, éste reproduce correctamente el inicio de la licuefacción. Sin embargo, se aprecian ciertas limitaciones en la trayectoria de tensiones. En el caso de carga monotónica, el modelo muestra inicialmente una mayor presión de poro respecto al ensayo experimental. En el caso de carga cíclica, la descarga no produce ninguna variación de presión de poro, y la trayectoria de tensiones en la fase de inicio de la licuefacción no reproduce fielmente la del ensayo.

En la segunda parte del artículo (apartado 4) se analiza la mitigación del riesgo de licuefacción con un tratamiento de terreno de columnas de grava. Los tres efectos de mejora son: refuerzo, densificación y drenaje. El método de cálculo expuesto es una forma racional y simplificada de considerar estos tres efectos. Es necesario estimar de forma correcta la permeabilidad del terreno y el número de ciclos para comienzo de la licuefacción, N_l, ya que ambos tienen una influencia clave en los resultados. Por otra parte, el efecto de densificación indicado es muy favorable, pero debe considerarse plenamente solo en caso de arenas limpias con un contenido de finos reducido (se propone FC<15%).

5.2. Futuras líneas de investigación

En cuanto a la calibración numérica de ensayos de licuefacción con modelos constitutivos, sería interesante comparar los resultados de diferentes ensayos dinámicos. Conviene evaluar ensayos triaxiales cíclicos (también disponible desde la versión 2018 del programa Plaxis). Los ensayos torsionales, como el HCT, evitan concentración de tensiones y sería interesante reproducirlos numéricamente.

Sería conveniente desarrollar un procedimiento de calibración sistemática para el modelo UBC3D, que permitiría emplear con más garantías el modelo a nivel predictivo.

También se recomienda realizar una comparativa del modelo UBC3D con otros modelos que reproducen la licuefacción (MPZ, SaniSand, hipoplástico, PM4Sand etc.).

En cuanto a la mitigación de la licuefacción con columna de grava, el análisis con el modelo simplificado expuesto se debería completar con una profundización en la determinación del parámetro N_l, que tiene una influencia clave.

Con la versión 2018 del programa empleado (Plaxis 2D) se puede realizar un análisis dinámico con consolidación, que permite evaluar la acumulación y disipación de presiones de poro durante el sismo. Sería necesario para esto modelizar correctamente el efecto de instalación de la densificación de suelos por vibración.

Por último, se recomienda extender el análisis realizado a suelos con un contenido de finos variable, que también presentan problemas de licuefacción, como arenas limosas.

6. AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a los tutores, Diego Manzanal y Enmanuel Carvajal Díaz, su ayuda y la motivación para desarrollar la tesina del *Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica.* También a todos los profesores del máster, por compartir generosamente sus conocimientos y su experiencia.

7. REFERENCIAS

Baez, J.L. (1995). *A design model for the reduction of soil liquefaction by using vibro-stone columns*. PhD Thesis. Civil Engineering, Univ. of Southem California.

Been, K., y Jefferies, M. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2) : pp. 99-112.

Boulanger, R.W., y Truman, S.P. (1996). Void redistribution in sand under post-earthquake loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(5): pp. 829–834.

Carvajal, E., Vukotic, G., y Martínez Oviedo, D. (2015). *Liquefaction mitigation by soil improvement with vibro-stone columns*. Informe interno de Keller Cimentaciones. Alcalá de Henares (Madrid): Keller Cimentaciones.

García, M. (2017). *Liquefaction analysis and mitigation with vibro-stone columns*. Tesis de Máster. Madrid: CEDEX.

Idriss, I.M., y Boulanger, R.W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. EERI monograph MNO-12. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique*, 43(3): pp. 351-415.

Makra, A. (2013). *Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embankment dams*. MSc Thesis. Delft University of Technology.

Manzanal, D., Fernández Merodo., J.A., y Pastor, M. (2011). Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. Part 1: Saturated state. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(12): pp. 1347-1362.

Pestana, J.M., Hunt, C.E., Kammerer, A.M., y Goughnour, R.R. (1998). *Use of Prefabricated Drains with Storage Capacity for Reduction of Liquefaction Potential*. Geotechnical Engineering Report, University of California at Berkeley.

Petalas, A., y Galavi, V. (2013). PLAXIS Liquefaction Model: UBC3D-PLM. Disponible en https://www.plaxis.com/support/models/ubcsand3d-model/

Rayamajhi D., Nguyen, T.V., Ashford S.A., Boulanger R.W., Lu, J., Elgamal A., y Shao, L. (2012). Effect of discrete column on shear stress distribution in liquefiable soil. *Geo-congress*. Oakland.

Schofield, A., y Wroth, P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. UK: McGraw-Hill.

Seed, H.B., e Idriss, I.M. (1982). Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes. Monograph Series. University of California, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F.I., y Banerjee, N. (1975). Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses. *Report No. EERC-75-29*. University of California, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center.

Seed H.B., y Booker J.R. (1976). Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems. Report No. EERC 76-10. University of California, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center.

Sriskandakumar, S. (2004). *Cyclic loading response of Fraser River sand for validation of numerical models simulating centrifuge tests*. M. Sc. Thesis. Vancouver, BC: University of British Columbia.

Verdugo, R., y Ishihara, K. (1996). The steady state of Sandy soils. *Soils and Foundations,* 36(2): pp. 81-91.

Wahyudi, S., Chiaro, G., De Silva, L. I. N., y Koseki, J. (2010). Stress-dilatancy behavior of loose sand during drained cyclic torsional shear loading. *12th International Summer Symposium of JSCE* (pp. 183-186). Tokyo, Japan: International Activities Committee, Japan Society of Civil Engineering.

Planificación y obra civil española en el Protectorado de Marruecos

Planification and Spanish Civil Work in the Protectorate in Morocco

José Luis Salinas Rodríguez[1*]

Resumen

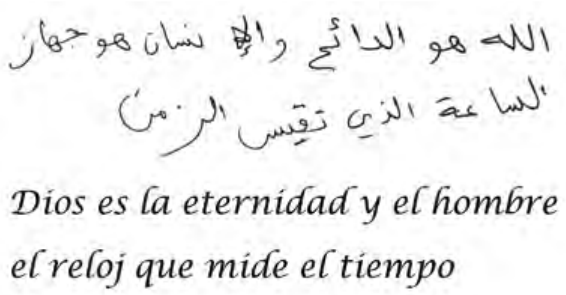
La presencia de España en la franja norte del Imperio de Marruecos se consolidó con una encomienda de gestión, emanada del Tratado de Fez de 1912, que se prolongó hasta 1956. La labor colonizadora había comenzado antes, pero fue durante los años de Protectorado cuando se concretaron intervenciones. Además de las de funcionalidad estrictamente militar, conllevaron importantes trabajos en los ámbitos de las obras hidráulicas y portuarias, infraestructuras viales, ferrocarriles, aeropuertos, planes urbanísticos y arquitectura civil y religiosa, desarrollo agropecuario y pesquero y acciones administrativa, educacional, sanitaria y cultural. En este artículo analizamos las actuaciones vinculadas a infraestructuras del transporte y de edificación, situándolas en el espacio geológico que condicionó su planificación y desarrollo. Gran parte de ese legado material ha llegado hasta la actualidad, pero sus señas de identidad originales han sido muchas veces sustituidas. Con nuestro estudio pretendemos visualizar y reivindicar las huellas físicas españolas en el territorio marroquí, para contribuir a difundirlas y a que permanezcan vivas.

Palabras clave: Protectorado español de Marruecos, infraestructuras, obra civil, territorio geológico, legado colonial

Abstract

Spain's presence in the northern fringe of the Moroccan Empire was consolidated with a management mandate, emanating from the Treaty of Fez of 1912, which lasted until 1956. Colonising work had begun earlier, but it was during the Protectorate years that interventions were made. In addition to those of strictly military functionality, they entailed important works in the fields of hydraulic and port works, road infrastructures, railways, airports, urban planning and civil and religious architecture, agricultural and fishing development and administrative, educational, health and cultural actions. In this article we analyse the actions linked to transport and building infrastructures, placing them in the geological space that conditioned their planning and development. A large part of this material legacy has survived to the present day, but its original signs of identity have often been replaced. With our study we intend to visualize and vindicate the Spanish physical footprints in Moroccan territory, in order to contribute to their dissemination and to keep them alive.

Keywords: *Spanish protectorate in Morocco, infrastructure, civil works, geological territory, colonial legacy*



1. INTRODUCCIÓN

El estrecho de Gibraltar tiene, en su parte más estrecha, frente a Tarifa, menos de 15 km. La profundidad máxima es de 300 m. Es una corta distancia, y, sin embargo, suficiente para separar dos civilizaciones muy diferentes. Aleja dos formas distintas de entender la vida. Eso es lo que hace Marruecos tan extraño y fascinante a cualquier español con un mínimo de curiosidad.

Sin remontarnos en los tiempos geológicos (tampoco habría que retroceder mucho), la mitología griega aporta una bella leyenda sobre el origen del estrecho de Gibraltar (más adecuado sería haberlo llamado de Tarifa). Tradicionalmente se han identificado las moles calizas del Jebel Musa (la "mujer muerta") y del Peñón de Gibraltar como las columnas en que se apoyó Hércules. Con sus 850 m y 435 m, son los montes más altos a ambos lados del estrecho.

La figura 1 presenta un montaje fotográfico que visualiza el mito.

El protagonismo español se vinculó, en su momento, a la lucha contra los corsarios que asolaban el sur peninsular y las plazas africanas desde las costas de Berbería; pero también subyacía en esta decisión la necesidad de reforzar las posiciones de España en esta parte estratégica del Magreb, a las puertas del Mediterráneo, para rechazar el hostigamiento reiterativo de los nativos. En este contexto se desarrolla la Guerra de África (1859-1860), durante los meses de un invierno lluvioso que atascó el movimiento de la tropa española en los suelos pantanosos del bajo Martín.

* Autor de contacto: Jlpgumer@gmail.com

[1] Profesor del Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX.

Figura 1. La abertura del Estrecho de Gibraltar, según la mitología.

Figura 2. Antigua fortificación portuguesa en Alcazarseguer.

Es precisamente a mediados del XIX cuando la sociedad civil comienza a interesarse por unos territorios hasta ese momento sujetos a la acción militar, en un conflicto de intereses geopolíticos que propugnaba argumentos para justificar las campañas bélicas. Como base del conocimiento del terreno, era preciso disponer de mapas topográficos adecuados. Desde las primeras campañas cartográficas los planos se acompañaron con croquis y descripciones que ayudaban a descifrar las claves físicas del territorio. En un principio, los planos aportaban itinerarios de penetración, siendo por consiguiente de interés esencialmente militar.

A los servicios cartográficos del ejército pronto se sumarían las aportaciones de entidades civiles. Esta actividad fue consecuencia del deseo de las potencias coloniales de Europa de acotar zonas de influencia en el continente africano, lo que impulsó expediciones para conocer mejor los territorios. Se pusieron en marcha, con este objetivo, sociedades geográficas. La de Madrid se estableció en 1876, y tomaría el timón del rumbo que habían de seguir otras agrupaciones de similar orientación. Con distintos nombres, la entidad ha llegado hasta la actualidad (Real Sociedad Geográfica de España).

En el ámbito del conocimiento de la naturaleza y de la exploración del país magrebí, las décadas de Protectorado dieron fértiles resultados. Ruidor (1999) detalla la labor de los estudiosos españoles, con frecuencia de la mano de instituciones prestigiosas, caso de la Real Sociedad Española de Historia Natural y del Instituto Geológico y Minero de España. Aunque de carácter científico, sus trabajos contribuyeron a divulgar la imagen de Marruecos, haciendo más visible la presencia internacional de España. Además, coadyuvaron a perfilar las posibilidades económicas y de desarrollo territorial.

Dejando a un lado Tánger, que durante el Protectorado tuvo un estatus de ciudad internacional, las ciudades que centraron la atención de España en la parte noroccidental del Magreb fueron Larache, Arcila, Alcazarquivir, Xauen (preservamos sus nombres españoles) y Tetuán. En el Rif central, Villa Sanjurjo (hoy Alhucemas) es una ciudad construida por españoles. La población más relevante del Rif oriental es Nador, relegada en importancia en tiempos pasados por la proximidad de Melilla.

En todos estos núcleos urbanos, España desplegó varios planes urbanísticos, que trasformaron las ciudades. Al igual que sucedió en la zona del Protectorado francés, el gran acierto de esos Ensanches fue respetar los entornos tradicionales y habilitar villas de impronta europea, mejor adaptadas al desenvolvimiento de una comunidad actual. Esto implicaba disponer de espacios donde las calles fueran operativas para las nuevas necesidades de transporte y salubridad, construir amplios y soleados edificios de utilidad pública y habilitar recintos para viviendas confortables.

Es evidente que el dédalo de callejas que arma las medinas, sólo actas para el paso de caballerías, y con casas que miran hacia el interior, no es adecuado para los requerimientos de una habitabilidad confortable, de acuerdo con los modernos estándares. Las nuevas construcciones permitieron diseños acordes con las tendencias urbanísticas del presente. Eclecticismo, racionalismo, elementos modernistas y un estilo neo-árabe que prolongaba la arquitectura andalusí o hispano - árabe, son señas de identidad fácilmente reconocibles. *Arquitectura y urbanismo español en el norte de Marruecos* (Bravo, 2000) documenta la obra de España en este tema.

Entre otras infraestructuras, la red de comunicaciones inter y extraterritoriales recibió un fuerte impulso durante el periodo del Protectorado, concretándose en sucesivos planes de ordenación territorial, a partir de 1941.

Se construyeron nuevas carreteras y se mejoraron las existentes. Las líneas ferroviarias Ceuta -Tetuán, Larache – Alcazarquivir y Melilla – Dar Drius, hace tiempo desaparecidas, contribuyeron a vertebrar una parte del territorio. Antiguos aeródromos militares se clausuraron tras las contiendas bélicas de los años 20 (como el de Zeluán), pero el de Sania Ramel (1913), al este de Tetúan, continúa activo. Respecto a los recintos portuarios, además del de Alhucemas, hay que resaltar, junto a otras menores, las actuaciones en el embarcadero de Arcila y Puerto Capaz, y el desarrollo de infraestructuras en el puerto de Larache.

Por último, en relación a la estrategia de comunicaciones extraterritoriales, destacan el eje vial y la línea ferroviaria, que, partiendo de Tánger, atravesaban el Protectorado español y enlazaban con el francés, prolongándose hasta Fez y Rabat. El desarrollo natural de estas vías ha llevado a la construcción de la autopista Tánger – Rabat, que sigue el pasillo costero, manteniéndose en servicio el ferrocarril Tánger - Fez. Está, no obstante, a punto de inaugurarse el tren de alta velocidad Tánger – Casablanca, que dejará la actual línea férrea restringida a un uso más local.

De un trazado que ha cambiado poco es otro eje principal, la carretera Tetuán – Xauen – Ouzane - Fez. Esta ruta fue importante durante el Protectorado, ya que las comunicaciones con las comarcas del Rif central y oriental (hasta Nador) partían de Xauen (recientemente la ha desplazado la carretera que discurre por la accidentada franja costera). Además, en el tramo Xauen – Uizan, el rio Lucus separaba el Protectorado español del francés. En este paso fronterizo subsiste el edificio de aduana (figura 3).

Figura 3. Antigua aduana en el puesto fronterizo entre protectorados en la carretera de Xauen a Ouzane.

Aunque el esfuerzo de modernización de país fue importante en todos los aspectos de la Obra Pública, cabe resaltar las numerosas infraestructuras hidráulicas, los planes de regadío y el importante impulso agropecuario. Estas actuaciones quedan fuera del ámbito en que centramos nuestro estudio.

Nos ocupamos aquí del núcleo de Obra Pública que hoy es competencia del Ministerio de Fomento, que incluye las infraestructuras de transporte y de edificación. Además de un compromiso intelectual, con nuestro trabajo nos une un vínculo emocional. Esta relación justificará que introduzcamos elementos subjetivos en un contexto en el que el rigor de la exposición es el faro que orienta e ilumina su desarrollo.

2. FISIOGRAFÍA DEL SOLAR DEL PROTECTORADO

El norte de Marruecos es un territorio que por cercanía geográfica y estructura geológica es especular con el del sur peninsular. La cadena montañosa alpina (movimiento orogénico del Terciario), que se dobla en arco en el estrecho de Gibraltar, lo recorre de oriente a poniente, y otros terrenos de distinta genealogía se adosan a esa dorsal.

De punta a punta, 350 km separan el Atlántico de la frontera argelina. La faja territorial tiene una anchura media de unos 70 km. En época del Protectorado, gran parte de los residentes en las ciudades era española. La red vial se orientaba a enlazar esos grandes núcleos urbanos, aportando una eficaz red de comunicaciones. También aseguraba el transporte de mercancías.

Además de las montañas del Rif, en su mayor parte calizas del Mesozoico superior (predominantemente jurásicas), la geología de esta parte de Marruecos incluye formaciones paleozoicas (metamórficas), *flyschs* (alternancia de capas de diferente naturaleza) permo-triásicos y posteriores, edificios volcánicos neógenos, rellenos terrígenos y carbonatados de cuencas mayoritariamente miocenas y depósitos plio-cuaternarios. La geomorfología deja su impronta sobre este tejido geológico, con el resultado de una expresión topográfica que abarca desde relieves escarpados hasta planicies.

La figura 4 presenta un mapa de 1948 con las comunicaciones terrestres. Se esboza en ella, de forma muy simplificada, la intensidad del relieve, asociándola con el sustrato geológico.

Como es sabido, el relieve incide en la pluviosidad, en este caso dentro de áreas climáticas con influencia mediterránea, y, en menor medida, atlántica. Estas circunstancias se reflejan en la vegetación, cultivos y ganadería, estableciendo pautas en la ubicación y distribución de los poblamientos, a los que a su vez se vincula la ordenación del territorio.

La parte occidental del norte marroquí comprende, básicamente, la región de Yebala, que adopta forma geográfica de península. Aunque en ella la orografía pueda ser hostil, los valles, vegas y franjas costeras acogen territorios fértiles. La faja más occidental de Marruecos la configuran extensas llanuras aluviales en las que se instalan lomas de terrenos geológicamente recientes. Las estribaciones montañosas del Rif quedan a la vista, pero a algunas decenas de km al este. Desde ellas discurren los ríos (*ueds*), que forman refrescantes marismas en su encuentro con el océano.

El área montañosa central de Yebala tiene cimas con alturas que superan los 2000 m (2450 m en el Jebel Tidirhin). Estas altas cumbres soportan nieve a lo largo del invierno, e introducen puntas de precipitación. Recuerdan, en este aspecto, a la gaditana sierra de Grazalema.

Con picos pluviales de más de 1000 mm/año, fuera de ese entorno montañoso las precipitaciones bajan a unos 800 mm/año, mientras que en el otro extremo del país apenas pasan de los 200 mm/año al sur de Nador (*La acción de España en Marruecos*). A este régimen de lluvias se une, en esta comarca, temperaturas extremas en verano, que superan ampliamente los 40 grados. Por el contrario, la franja atlántica está atemperada por la presencia del océano.

Encontramos simetría climática y paisajística con las comarcas litorales de Andalucía. La planicie del Gareb, al sur del macizo del Gurugú (próximo a Melilla), equivale a las áreas desérticas de Almería. El propio vulcanismo de la región tiene paralelismo con el del Cabo de Gata, aunque con singularidades propias. El parque natural del Alhucemas encuentra equivalente al norte del Estrecho; sobre todo, en el parque malagueño-granadino de las sierras de Tejera y Almijara. El foco sísmico de esta localidad

Figura 4. Mapa de comunicaciones terrestres del Protectorado español (1948), al que se ha superpuesto un esquema de la intensidad del relieve y su vinculación geológica (plano base tomado de *Acción de España en Marruecos,* y datos fisiográficos procedentes de la misma fuente, de Mastere et al. (2013), de Google Earth y de observaciones de campo de autor).

marroquí, aunque más amortiguado en la magnitud o con un mayor período de retorno, se reproduce en la provincia de Granada.

La cornisa marroquí que recorre los sectores central y oriental del Rif traslada al litoral la aspereza morfológica del roquedo. Entre la desembocadura del río Lau y la bahía de Alhucemas (unos 150 km), la presencia de España no ha dejado las profundas huellas que en otros lugares. No sucede así en la propia ciudad de Alhucemas. Antes del desembarco hispano - francés de 1925, que puso fin a la efímera República del Rif proclamada por los insurgentes rifeños, la localidad era sólo un pequeño pueblo de pescadores. Como anteriormente hemos destacado, España impulsó el desarrollo de la localidad, diseñando y construyendo una ciudad nueva.

La zona del Rif oriental comprende el territorio meridional de la plaza de soberanía española de Melilla. El centro administrativo marroquí, y actual polo de crecimiento, es Nador. Esta ciudad tiene la singularidad de desplegarse en la orilla de una albufera, la Mar Chica (conserva el nombre castellano) (figura 5).

Hemos visto que esta región tiene un clima de acusada aridez. Es aquí donde se desarrollaron las acciones bélicas más cruentas para España durante la llamada Guerra del Rif (1921 – 1926). De la incidencia de las características del terreno sobre su desarrollo nos hemos ocupado en un artículo reciente (*Escenarios geológicos*…).

En el territorio sucintamente descrito, las masas arbóreas encuentran ecosistemas adecuados para prosperar en las áreas montañosas, mientras que las cuencas bajas de los ríos conforman tierras para cultivo. Los pastizales pincelan de verde muchas laderas de la cadena occidental rifeña. En todo caso, las precipitaciones suelen ser irregulares y cambiantes de un año a otro, por lo que los ríos, abundantes pero de corta longitud, aportan caudales muy variables. Por consiguiente, los recursos hídricos, tan bien gestionados en su momento por España, siguen siendo hoy una necesidad imperiosa. El impulso de infraestructuras hidráulicas lo favorecen entornos orográficos adecuados y cursos de agua con caudales aprovechables. Como se viene señalando, su análisis queda fuera del ámbito de nuestro trabajo.

Figura 5. Nador y la Mar Chica, a la derecha de la imagen, junto a la plaza española de Melilla.

Figura 6. Las aguas de Ras El Maa, ya canalizadas, fuente de vida para Xauen.

Evidentemente, un aspecto sustancial en el emplazamiento y desarrollo de las poblaciones es la existencia de recursos hídricos. De hecho, fueron éstos los que decidieron la ubicación de las poblaciones. El río Lucus hizo posible Alcazarquivir y Larache, el Nekor aporta agua a Alhucemas y la surgencia kárstica de Ras El Maa facilitó la autosuficiencia de Xauen (figura 6). En Tetuán, a las aguas del río Martín se suman las procedentes de pozos y manaderos (el nombre original de la localidad significa "las fuentes"). La aridez de la región impuso el recurso a aguas subterráneas en Nador. Los recursos hidrogeológicos, por consiguiente, son relevantes en el ámbito del Protectorado.

La red vial se desplegó por un territorio de desigual contorno orográfico, con la incidencia sobre el trazado que refleja el mapa de la figura 4. La necesidad operativa de adaptarse al terreno implicó carreteras sinuosas cuando atravesaban los relieves rifeños, orientando su brújula los encargados de proyectarlos hacia los fondos de los valles, para seguir su recorrido cuando era factible. Buscando pasillos menos complejos, las rutas dieron rodeos significativos (como se observa en la carretera Nador - Alhucemas). En la península de Yebala, las franjas litorales son corredores aprovechados para las comunicaciones. No obstante, la presencia en ellas de marjales, con suelos blandos, empujó la traza hacia otro tipo de terrenos. Así, el ferrocarril Ceuta – Tetuán siguió en parte el pie de la cadena litoral, evitando las zonas pantanosas (figura 7).

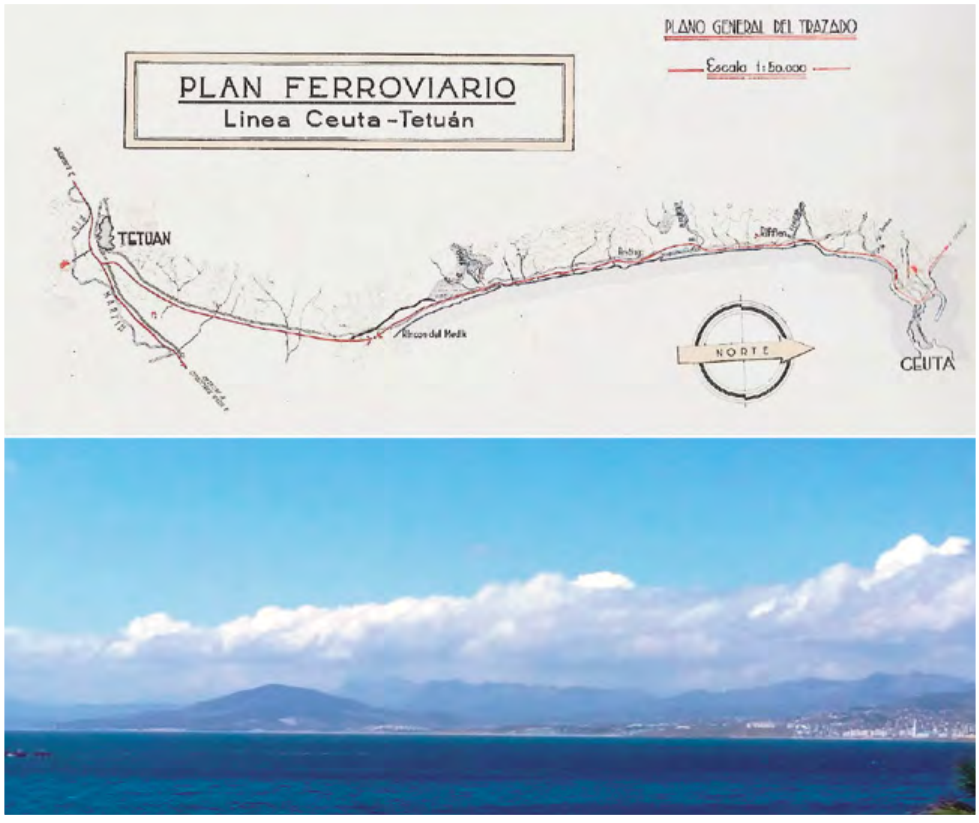


Figura 7. Proyecto de trazado del ferrocarril Ceuta-Tetuán y franja litoral por donde discurría (plano procedente de *Acción de España en Marruecos, 1948*).

Figura 8. Laguna somera, hoy con protección medioambiental, próxima a la antigua frontera interprotectorados.

Figura 9. Aeropuerto de Tetuán, sobre la llanura aluvial del Martín, en un entorno montañoso que restringe su operatividad.

Los trazados ferroviarios no tuvieron gran desarrollo real (muchos no pasaron de la fase de proyecto). El tren de Melilla a Dar Drius rodeaba el macizo del Gurugú, esquivando su potente orografía. Por el contario, el enlace Larache – Alcazarquivir discurría por los aluviones, geotécnicamente favorables, del río Lucus.

Por Alcazarquivir transitaba (y continúa operativa) la línea Tánger - Fez. Era un ferrocarril compartido, en aquel momento, por los protectorados español y francés. Observando su trazado en la parte española, se aprecia que el ferrocarril evita parte de la franja litoral, previsiblemente por la presencia de los humedales, con suelos geotécnicamente desfavorables, a los que antes se ha aludido (figura 8).

En esta zona atlántica, los ríos abren con frecuencia marismas en sus desembocaduras. En el caso de Larache, el río Lucus se une al océano formando un estuario. Esta peculiaridad facilita un fondeadero resguardado del ímpetu de las aguas marinas. Distinto es el caso del puerto habilitado por España en Arcila, como más adelante se verá.

En la costa marroquí mediterránea, el pequeño Puerto Capaz dispuso de aduana. Más al norte, la desembocadura del Martín permitía el acceso de embarcaciones; era uno de los refugios preferidos por los corsarios (Cervantes habla de ello, según recoge una placa instalada en el fortín de La Torre, próximo al rio).

En Nador, aún hubo que esperar a que al espacio portuario de Melilla se acoplara el de esa ciudad, limitada en las posibilidades de desarrollo portuario por su extensa albufera. Por último, en Villa Sanjurjo, España hizo de un fondeadero de pescadores un puerto comercial con aduana. En este caso, la barra de aluviones que deposita el río Nekor se encaja entre promontorios que facilitan el anclaje de los diques portuarios.

Como es lógico, para la instalación de los aeródromos se aprovecharon zonas de terreno plano. Llanuras pliocenas o cuaternarias fueron lugares de elección. Se ha hecho antes referencia al aeródromo de Zeluán y al de Tetuán. El primero se ubicaba en la plataforma plio-cuaternaria que enlaza Nador con la plana del Gareb; el segundo, en la llanura aluvial del rio Martín (figura 9).

3. LA ORDENACIÓN DEL TERRITORIO

El marco territorial anteriormente esbozado explica la distribución de la Obra Pública en el Protectorado. Sin dejar de lado otros territorios, en la península habitada por las cabilas de Yebala se concentró gran parte de la acción colonial. En esta región del Rif occidental (apuntamos que, aunque de población bereber, se nutrió en el pasado por flujos de moriscos y judíos procedentes de España), se desarrollaron ambiciosos planes urbanísticos. Ya hemos visto que conllevaron la construcción de nuevos barrios que incorporaron edificios y servicios propios de una ciudad europea.

Puede afirmarse que un momento álgido en la visualización de la planificación territorial y el desarrollo de la Obra Pública en la colonia fue la publicación, en 1948, del volumen *Acción de España en Marruecos. El legado material.* El Alto Comisariado patrocinó la edición de este voluminoso libro, que presenta el estado del arte de la actuación española. Cada capítulo está escrito por un especialista, y recoge los logros conseguidos y los planes previstos con un

detalle y un soporte visual que hacen de ese título una referencia insoslayable. Ciertamente, unos campos están más minuciosamente tratados que otros, y tiene carencias que se podrían haber cubierto (por ejemplo, el libro no se ocupa de los puentes y los viaductos). Pero el balance general es muy favorable.

La información gráfica que contiene el volumen incluye planos de numerosos proyectos, cuyo interés para el estudioso es evidente. Probablemente, el mapa que recoge la figura 10 sea el que mejor nos aproxima a la realidad de las intervenciones de España en el territorio del Protectorado. Al releerlo hoy, vemos que muchos de los proyectos previstos no llegarían a hacerse realidad. Pero, aún con ello, los ejecutados muestran que la labor colonizadora dio cuantiosos frutos.

Albet (1999), teniendo siempre como guía conductora de su estudio el documento antes citado, revisa las aportaciones de otros investigadores y aporta un cuadro del desarrollo de los planes territoriales.

Hubo que esperar a que finalizase la contienda civil española para que esos planes se pusieran en marcha.

La interesante *Guía turística de Marruecos* (1947), redactada por el entonces director de Prensa, Radio y Turismo del Protectorado y que va mucho más allá de lo que su cabecera sugiere, consagra un capítulo a la "Acción de España en Marruecos". Es el título que tomaría el volumen al que antes se ha hecho referencia, editado poco después.

La guía de Onieva perfila lo que fue la organización del territorio, "según quedó definitiva en la Ley Orgánica de 8 de noviembre de 1941" (p. 91). Se fijan en ella los cometidos de un Alto Comisario, con funciones de gobernador general. Bajo su dirección se crean varias Delegaciones, entre otras la de Obras Públicas y Comunicaciones.

Ese fue el punto de arranque para un desarrollo más completo de los planes de actuación. El General Orgaz, la autoridad competente, propugnó llevarlo a cabo mediante un plan decenal (1946 – 1956), más tarde desglosado en planes quinquenales.

En el prólogo de *Acción*…, el general Valera, Alto Comisario en la fecha de la edición, afirma: "En este libro veréis desarrollado el Plan quinquenal iniciado". Las sucesivas intervenciones que se detallan en el volumen siguen un orden de exposición (y se les dedica una extensión), que refleja las prioridades establecidas. Ya hemos señalado que sólo se cumplirían parcialmente.

Los capítulos maestros del índice son reveladores del criterio de los redactores:

- EL AGUA, PROBLEMA FUNDAMENTAL DE MARRUECOS: *Las obras hidráulicas, Los recursos hidráulicos de la Zona, Las cuencas principales,…*
- EL CAMPO MARROQUÍ: *Agricultura, Ganadería.*
- LA RIQUEZA NATURAL: *Montes, Pesca, Minas.*
- ACTIVIDAD INDUSTRIAL Y SUS POSIBILIDADES: *Químicas, Textiles, Alimentación,…*
- LOS TRANSPORTES Y LAS ESTACIONES DE TRANSBORDO: *Puertos, Ferrocarriles, Caminos (no se describen aeropuertos).*
- LOS NÚCLEOS URBANOS: *Ordenación, arquitectura.*
- LA TELECOMUNICACIÓN.
- ORDENACIÓN ECONÓMICA Y RESULTADOS.

La prioridad principal se enfatiza en el título de uno de los epígrafes: PROBLEMA FUNDAMENTAL.- ASEGURAR LA SUBSISTENCIA.- EL AGUA Y EL CAMPO MARROQUÍ.

Cumplida la necesidad de atender una cuestión tan esencial, se llama la atención sobre la producción orientada hacia el mercado exterior. Esto justifica infraestructuras y ordenación del transporte. Por último, la necesidad de los planes de urbanismo surge del planteamiento (o de la reflexión) de que "Crece la población, su nivel de vida y, en consecuencia, sus necesidades" (Índice, p. 851).

Las preferencias quedan con estos argumentos fijadas, y su reflejo en el desarrollo de los proyectos quedará justificado.

Figura 10. Mapa de síntesis de planificación del transporte y obra ejecutada incorporado a *Acción de España en Marruecos* (1948).

4. COMUNICACIONES MARÍTIMAS, AÉREAS Y TERRESTRES

Marruecos disponía de puertos de calado suficiente para el tráfico marítimo (Tánger y Casablanca), y España los de Ceuta y Melilla. Durante el Protectorado, la habilitación de espacios portuarios se proyectó para la navegación de cabotaje, además de embarcaderos para la flota pesquera. Las figuras 11 y 12 presentan, emparejados con planos de proyecto, el aspecto actual de los puertos de Larache y Arcila, los más relevantes junto al de Villa Sanjurjo.

De los aeródromos construidos en los años 20 del pasado siglo, sólo sigue en uso el de Tetuán, aunque el contorno orográfico limita su expansión y restringe su uso. Tras la caída de Zeluán (1921), el aeródromo que servía a Melilla cambió de ubicación, trasladándose a Nador. Allí continuó operativo hasta 1969, fecha en que se inauguró el actual aeropuerto de la plaza española. También se utilizó una base aeronaval junto al promontorio de El Atalayón, en Mar Chica.

Para visualizar la red de carreteras del Protectorado, conviene regresar a la figura 4. Ya hemos hablado de la relación del trazado con la orografía y con la necesidad de enlazar los grandes núcleos urbanos y las distintas regiones.

Se pueden significar dos ejes cardinales en las comunicaciones viales. El de dirección este - oeste atendía a la conexión interregional; la norte – sur enlazaba las grandes poblaciones de la comarca de Yebala, y conectaba con las del Protectorado francés. En esta parte del país se localizaban los principales puestos fronterizos, a los que ya nos hemos referido: uno próximo a Alcazarquivir y otro, más al oeste, en el núcleo rifeño. En esta parte del Protectorado, el río Lucus orientó el reparto del dominio territorial entre España y Francia.

Una ruta asfaltada unía Tetuán con Nador, prolongándose 16 km más hasta Melilla. De ella partían numerosos caminos y pistas sin asfaltar, completando una extensa red de comunicaciones. El otro gran eje carretero, antes mencionado, articulaba Yebala de norte a sur, en la franja oriental partiendo de Ceuta (44 km hasta Tetuán) y desde Tánger por el litoral occidental y por el interior. Trasversalmente, la vía más relevante unía Tetuán con Larache. También en esta región, caminos y pistas sin asfaltar facilitaban las comunicaciones. En la *Guía Turística de Marruecos*, de donde hemos tomado los datos anteriores, se suman 908 km de carreteras (año 1944).

Muchas de las carreteras siguen siendo operativas, reforzadas en el firme pero escasamente en su trazado. Esta consideración es igualmente válida para las infraestructuras viales del Protectorado francés. Todas ellas insuficientes para las necesidades actuales de tráfico. Un ejemplo evidente es que para desplazarse de Xauen a Fez, una arteria principal, se necesitan unas 3 horas y media para recorrer un trayecto de poco más de 200 km. Al oeste, la carretera N 1, que enlaza Tánger con Rabat, ha quedado marginada por la apertura de una autopista.

Figura 11. Plan de actuación en el estuario del Lucus en Larache y estado actual del puerto (plano tomado de *Acción de España en Marruecos,* 1948).

Figura 12. Diseño del puerto de Arcila y estado actual (boceto tomado de *Acción de España en Marruecos,* 1948).

Figura 13. Estación terminal del ferrocarril Ceuta – Tetuán.

Figura 14. Pilares de un viaducto del antiguo ferrocarril de vía estrecha de Melilla.

Figura 15. Desde el puente de la carretera se advierte la estructura de un viaducto del antiguo tren a Alcazarquivir, que ha quedado aislado y sin funcionalidad.

En cuanto a la red ferroviaria del Protectorado, se reducía a tres cortos trayectos:

Ceuta – Tetuán (1918 -1958), de 41 km de longitud. A esta línea ferroviaria se dotó de estaciones de bella factura. La de Tetuán ha sido reconvertida en Museo de Arte Moderno (figura 13). Por su parte, la de Ceuta está siendo rehabilitada. Junto a la de Castillejos, son las únicas que han llegado hasta hoy.

Nador (Melilla) - Tistutin (1917 - 1940), de un recorrido de 34 km. Este ferrocarril de vía estrecha se prolongó posteriormente 2 km hasta Batel y 23 km más hasta Dar Drius, importante enclave estratégico junto al rio Kert, para uso militar. Se instaló un ramal desde Nador destinado al transporte de mineral del distrito de Uixan (figura 14), cuyo destino era el embarcadero del puerto de Melilla (*Ferrocarriles de España*, pág. Web). Fue desmantelado en 1988.

Larache – Alcazalquivir (1922 - 1958), con 37 km de línea de ancho internacional. Enlazaba aquella población con el ferrocarril de Tánger (a 90 km), que penetraba en el Protectorado francés, como ya se ha dicho (figura 15).

5. URBANISMO Y ARQUITECTURA

La huella española hoy más visible es la arquitectura, civil y militar. Los planes urbanísticos, hemos visto que concretados en los Ensanches, conllevaron el desarrollo de edificios con funciones específicas, además de los destinados a vivienda. Una sucinta enumeración comprende los edificios de gobierno y administración civil, correos, mercados, hospitales, escuelas, granjas, iglesias, estaciones e instalaciones de uso cultural y lúdico (cines y teatros, recintos deportivos, casinos y parques). Los mosaicos de fotografías de las figuras 16 y 17 son representativos de algunas de las construcciones más características.

España apostó por un esfuerzo colonial entendido a largo plazo y emprendido de forma sistemática, se diría que incluso reiterativa. La consecuencia es una general congruencia entre los modelos urbanísticos hechos realidad.

Para la ampliación de las ciudades se buscaron lugares abiertos, adecuados para el diseño de calles rectas y amplias, que formaban cuadrículas. La geología favoreció estos proyectos, ya que, como de inmediato se verá, las condiciones eran idóneas (espacios horizontales y buena calidad del cimiento). Esta circunstancia contrasta con la situación en el pasado, donde los poblamientos buscaban un terreno accidentado que les ayudara a protegerse. La alcazaba (*kasbah*) era un lugar fortificado, cercado por muros, que se emplazaba en lugares enriscados que facilitaban su defensa.

De todos los planes de urbanismo, el de mayor entidad, y modelo de este tipo de actuaciones, se concreto en Tetuán; sin duda por su condición de capital del Protectorado. Para llevarla a cabo, se tuvieron en cuenta las características fisiográficas del terreno.

El valle del río Martín discurre entre montañas de recortadas cresterías, en las que luces y sombras acentúan el dramatismo de las montañas. El gris de la roca, el verde de la vegetación y las pinceladas blancas de los caseríos componen un lienzo cromático que parece moverse con la carrera del sol. Conocemos pocos paisajes urbanos con la espectacularidad del entorno de la ciudad de Tetuán (figura 18).

La ciudad ha ido creciendo instalada en plataformas naturales del terreno, que escalonan la ladera desde la Alcazaba (en la zona de articulación con la peña caliza del Dersa) hasta las edificaciones más recientes (que se despliegan por la terraza baja del río Martín). Entre ambas, se advierten varios niveles de tobas calcáreas que proveyeron topografías adecuadas para la expansión habitacional; el enlace entre ellas se hizo mediante planos inclinados, salvados con calles empinadas. Una de estas plataformas soporta gran parte de la ciudad vieja y el Ensanche (figura 19). La carretera que sube a la medina circunda su muralla y penetra directamente en la zona española desde el escalón inferior por la que discurre. Frente a las montañas del Gorgues, la ciudad se percibe como un todo homogéneo; como un inmenso caserío blanco recostado en la montaña (la "Blanca Paloma" es un nombre que se repite para nombrarla).

Larache, segunda ciudad en importancia del Protectorado, debe al rio Lucus, además del abastecimiento de agua, un canal navegable. Ya desde época romana, la vega de este río fue lugar de asentamiento. En la mitología, el Jardín de las Hespérides se ubicaba en esta parte del planeta. De ese pasado se han recuperado abundantes restos arqueológicos, con la ciudad romana de Lixus, cercana a Larache, como yacimiento destacado. Aquí, también, las

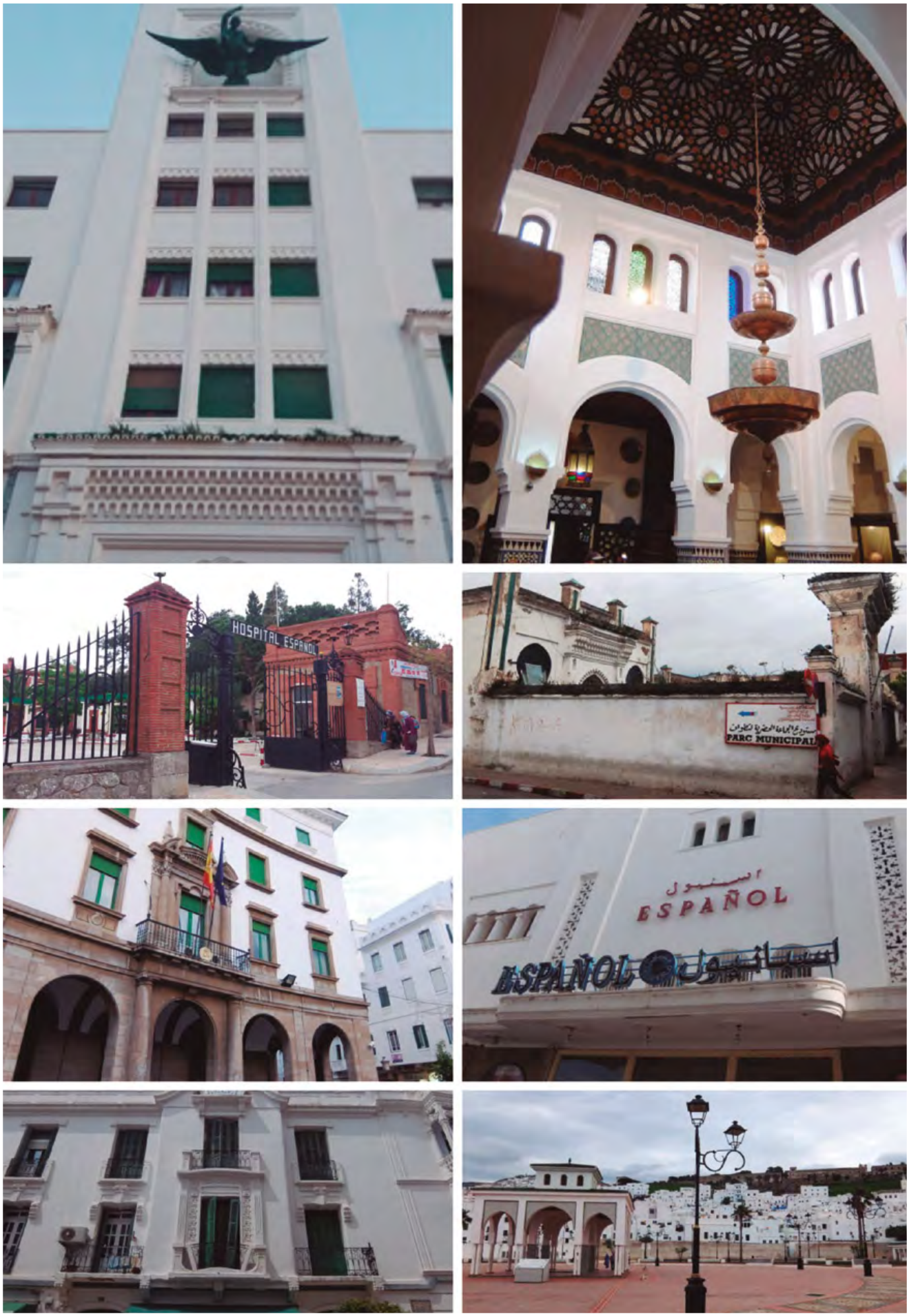


Figura 16. Edificios representativos de la época colonial en Tetuán: La Unión y El Fénix, interior Escuela de Artes y Oficios, Hospital Militar, Matadero, Consulado, Teatro-cine Español, Casino (con elementos modernistas) y Templete de Bertuchi en su nueva ubicación.

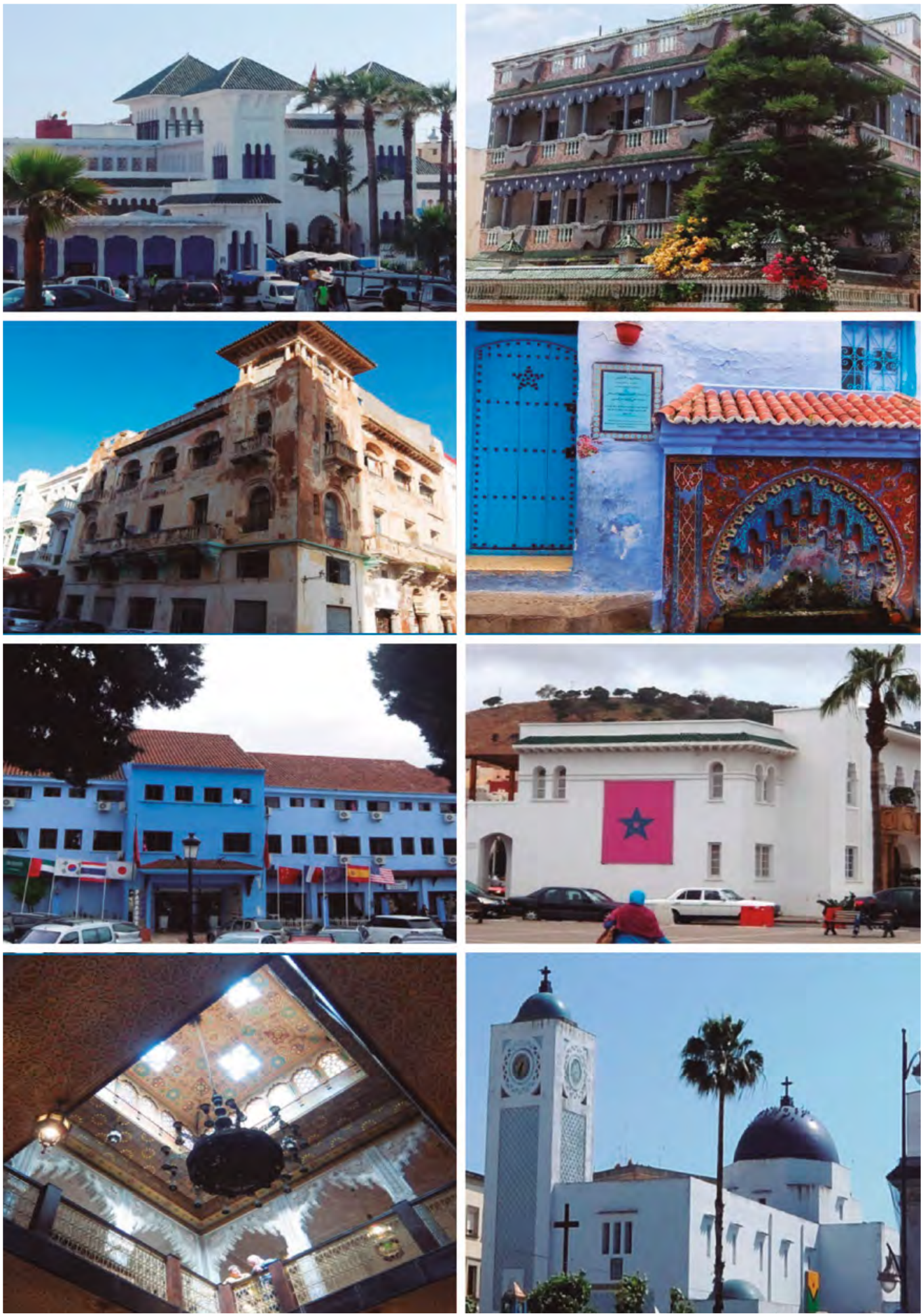


Figura 17. Edificios representativos en varias ciudades del Protectorado: Mwercado (neo-nazarí) de Larache, barrio andaluz de Alcazarquivir, caserón de Larache, fuente de Xauen, hotel El Parador de Xauen, la Intervención de Nador, interior de palacio con estética andalusí e iglesia del Pilar de Larache.

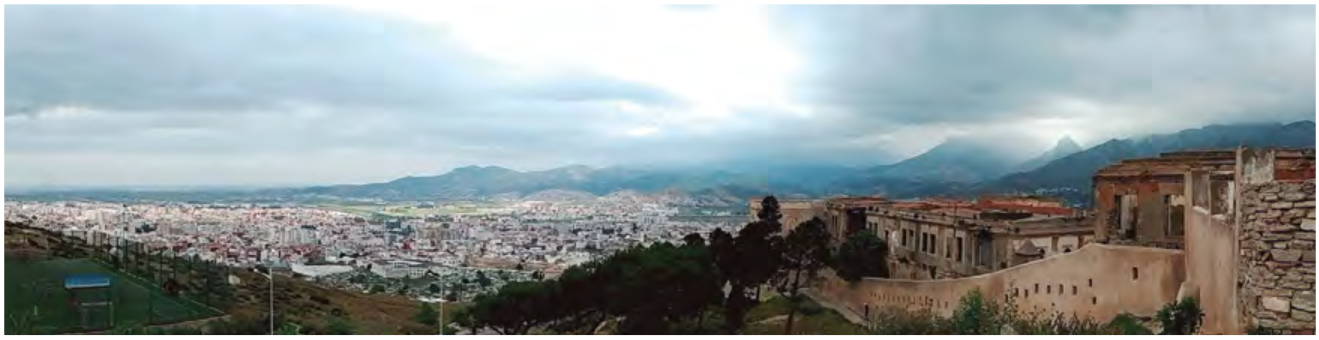


Figura 18. Panorámica de Tetuán y el valle del Martín en el tramo de su desembocadura.

Figura 19. Plataforma de caliza travertínica sobre la que se ha edificado la ciudad vieja de Tetuán.

Figura 20. Plataforma costera de Larache, junto a la desembocadura del rio Lucus.

posibilidades de urbanización del terreno fueron aprovechadas para el desarrollo de la ciudad (en apariencia, una terraza marina predominantemente areniscosa que forma un cantil en la costa) (figura 20). La medina se despliega en la alcazaba, en un medio topográficamente más accidentado. Cerrándola al sur se encuentra el llamado

castillo de Las Cigüeñas. Se trata de una fortaleza del siglo XVI, reforzada en tiempos de Felipe III, tras ser entregada la ciudad a la corona española por la autoridad marroquí (figura 21).

Nos detenemos de inmediato en Xauen; la ciudad, posiblemente, más fotogénica del Protectorado (es una forma gráfica de describir su encanto). Si bien la medina forma una piña al suroeste de la fuente Ras El Maa, al pie del jebel Ech Chaoun ("los cuernos"), que da nombre a la localidad, el terreno se suaviza, facilitando el trazado geométrico del Ensanche (figura 22). Interpretamos que puede tratarse de depósitos consolidados de pendiente, bajo las ásperas cumbres de más de 2000 m que enmarcan la población. Hay que reseñar que la lengua española está presente en las placas de azulejos que dan nombre a callejas y construcciones singulares de la medina, cuyas paredes están encaladas con un omnipresente azul índigo que termina siendo hipnótico para el visitante.

La situación de Alcazarquivir, en una llanura, y la naturaleza aluvial del susbsuelo, no fueron exigentes en el momento de concretar proyectos urbanísticos (figura 23). Hoy persiste el barrio andaluz. La acción española se refleja, sobre todo, en la construcción militar. La ciudad, como hemos señalado, es un punto de encuentro del río Lucus con las vías de comunicación que vienen de Tánger y continúan hacia el sur. Aunque ya en el siglo XIV se la disputaba Portugal a los marroquíes.

En Arcila, la alcazaba contiene la ciudad vieja, con puertas ojivales que se abren a la villa moderna (figura 24). También aquí España construyó una ciudad europea, hoy enmascarada por el rápido crecimiento de la localidad, apoyado en sus posibilidades turísticas de sol y

Figura 21. Castillo de Las Cigüeñas en Larache, remodelado en época borbónica.

Figura 22. Los picos montañosos que dieron nombre a Xauen.

playa. En este territorio, las formaciones de arenisca que recorren el litoral facilitan oteros y proveen espacios edificables.

Al este de Yebala, ya se ha dicho que, en sí misma, la localidad de Alhucemas es de construcción española, bautizada como *Villa Sanjurjo* (figura 25). En el extremo oriental del Protectorado, Nador era poco más que una villa de pescadores antes de la intervención de España. El despliegue urbanístico incluyó una barriada con manzanas dispuestas como un damero.

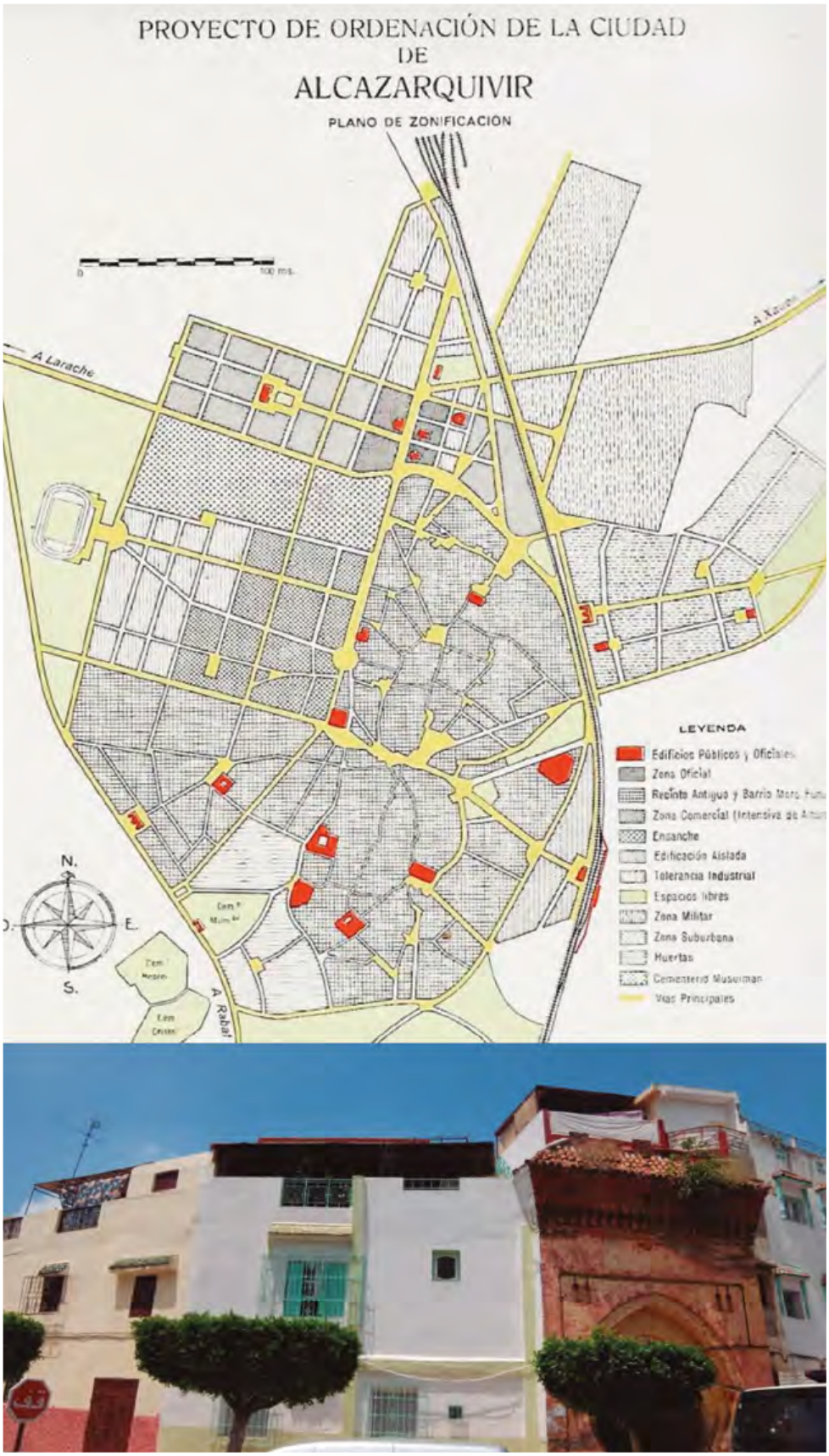


Figura 23. Ordenación urbana y perímetro de la medina de Alcazarquivir (mapa tomado de *Acción de España en Marruecos,* 1948).

Figura 24. Calle de factura europea vista desde una puerta de entrada a la medina de Arcila (aparecen en la imagen algunas indumentarias que tipifican el paisaje humano de esta parte del Magreb).

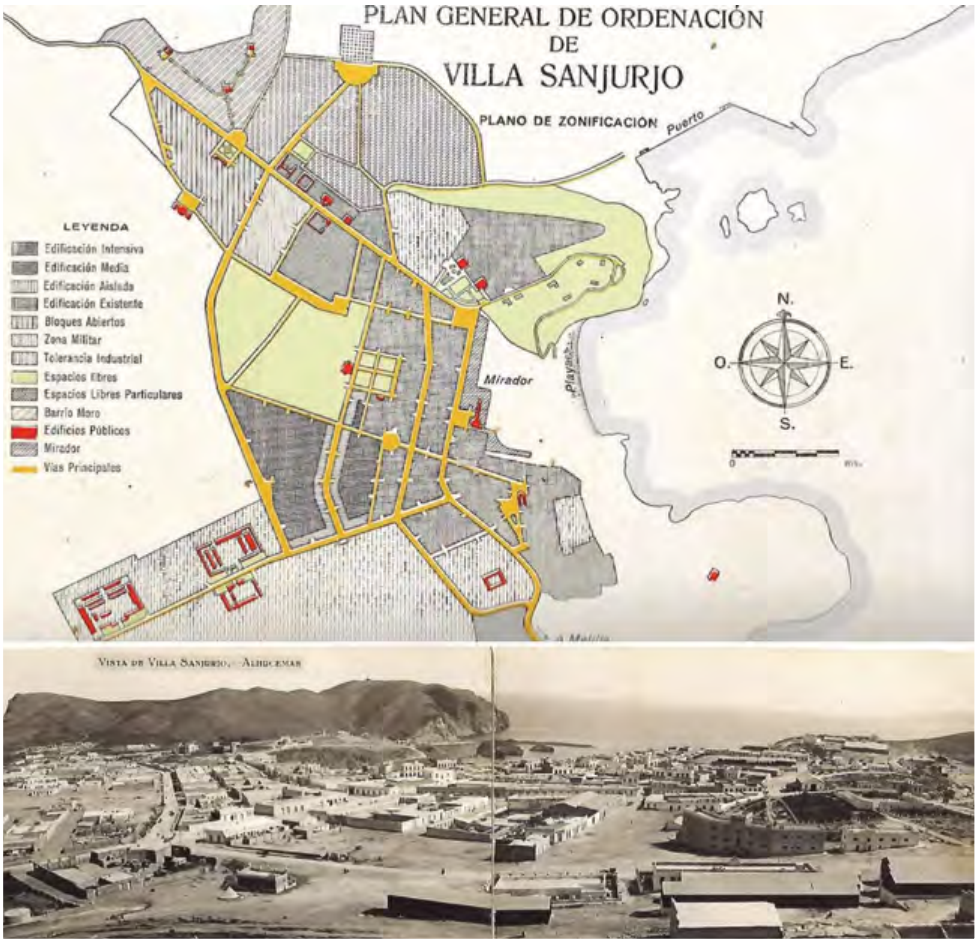


Figura 25. Plan de ordenación y panorámica de Villa Sanjurjo a comienzos de los años 40 (diseño tomado de *Acción de España en Marruecos,* fotografía de ¿José Lacalle?).

Figura 26. Proyecto y barrio español de Xauen, con la plaza de España como centro gravitacional (dibujo tomado de *Acción de España en Marruecos,* 1948).

Figura 27. Plan de ordenación de Tetuán y plaza de Primo de Rivera (en la actualidad de Moulay El-Mehdi), enclave neurálgico del Ensanche (mapa tomado de *Acción de España en Marruecos,* 1948).

Una característica compartida por los Ensanches era la habilitación de plazas arboladas, conformadas por edificios con usos administrativos. Las figuras 26 y 27 muestran el aspecto actual de dos plazas principales, contempladas en los planes de ordenación urbana.

En Tetuán, otra de las plazas, la de España, ha sido remodelada, desapareciendo la fachada del edificio de la Alta Comisaría (ha sido sustituida por la de un palacio de Mohamed VI). Su nombre actual es Hassan II. Parte del mobiliario urbano original se ha trasladado a un nuevo emplazamiento.

La Avenida de Mohamed V, que une en Tetuán las dos plazas principales, era el eje principal del Ensanche (figura 28). Flanqueada por árboles, en ella se localizan espléndidos edificios que tuvieron relevancia durante el Protectorado, como la torre donde se fundó La Unión y El Fénix, el casino o el hotel Bilbao. Nombres españoles subsisten en la cercana calle Luneta, pegada a la Judería, de más modesto empaque. Esta calle concentró gran número de comercios españoles. Hay que tener en cuenta que, durante el Protectorado, la población española de la ciudad llegó a ser de más de 15.000 residentes (*Guides Bleu: Maroc*, 1954).

Procede resaltar la variedad de estilos arquitectónicos proyectados, aunque con influencia evidente del eclecticismo que imperó en Europa a finales del XIX, en este caso con referencias a un neo-costumbrismo. Existen ejemplos de arquitectura racionalista y edificios de ladrillo con impronta neo-mudéjar, así como elementos modernistas y de art-decó. Las referencias a una estética decorativa hispano – árabe son asimismo recurrentes

Recuperamos también la imagen de un conocido edificio de Tánger de la época colonial (figura 29). Como es

Figura 28. Avenida principal de la zona española de Tetuán.

Figura 29. El emblemático teatro español de Tánger, hoy en precario estado.

sabido, España tuvo en esta ciudad, junto a otras metrópolis, un papel tutelar.

Algunas de las construcciones que hemos visualizado, como la Escuela de Artes y Oficios de Tetuán, fueron impulsadas e intervino en ellas el pintor, ilustrador y diseñador Mariano Bertuchi. Este granadino tuvo un papel importante durante el Protectorado en diversos campos, y por ello merecería ser más conocido.

Queremos destacar que mientras algunas construcciones están en estado de abandono o fueron readaptadas, unas pocas han sido rehabilitadas con el apoyo de España. Es el caso del bello mercado de Larache, restaurado con la colaboración de la Junta de Andalucía (en la figura 17).

Nada nuevo descubrimos reafirmando que al interés de las ciudades del norte de Marruecos se une la belleza de los paisajes. La inevitable antropización del espacio natural, con proyectos urbanísticos en las playas, vinculados al turismo o al recreo, y la presión de las construcciones en las ciudades, es, como en tantos otros lugares, una amenaza y una esperanza. Dependiendo de la gestión que se haga del territorio.

6. CONCLUSIONES

España acometió en el norte de Marruecos, durante la etapa de Protectorado, el desarrollo de numerosas infraestructuras, tendentes a la modernización del país.

La huella española de las intervenciones persiste en los ámbitos del transporte y la edificación, escenarios que acogen nuestro trabajo.

Gran parte de este legado material ha sido reutilizado o gravita sobre algunas de las actuaciones que ha llevado a cabo el país alauita en la franja septentrional de su territorio.

En nuestra opinión, la labor realizada va más allá de la estricta gestión de la encomienda otorgada a España, pero no se percibe que sea suficientemente apreciada por la administración marroquí ni conocida y valorada por la opinión pública española.

7. REFERENCIAS

AA. VV. (1948). *Acción de España en Marruecos. La obra material*. Tetuán: Alta Comisaría de España en Marruecos.

AA. VV. (1952). *Andalucía. Marruecos y Canarias*. Madrid: Afrodisio Aguado.

AA. VV. (edición 1954). *Guides Bleus: Maroc*. París: Librairie Hachette.

Albet i Mas, A. (1999). *Una intervención planificada: planes sectoriales y ordenación del territorio*. En Nogué, J., y Villanova, J.L., (eds.), *España en Marruecos (1912-1956). Discursos geográficos e intervención territorial*. Lleida: Milenio, pp. 467-508.

Bravo, A. (2000). *Arquitectura y urbanismo español en el norte de Marruecos*. Sevilla: Junta de Andalucía.

Mastere, M., Van Vliet-Lanoë, B., y Ait, L. (2013). Cartographie de l'occupation des sols en relation avec les mouvements gravitaires et le raveniment dans le Rif nord-occidental (Maroc). *Géomorphologie: relief, processus, environnement*, 19(3): pp. 335-352.

Onieva, A.J. (1947). *Guía turística de Marruecos (Plaza de Soberanía, Protectorado español. Tánger)*. Madrid: Artes Gráficas Arges.

Peris, J. (2007). *Ferrocarriles de España*. Disponible en http://www.spanishrailway.com

Ruidor, Ll. (1999). Expediciones, excursiones y correrías en el protectorado español en Marruecos. En Nogué, J., y Villanova, J.L., (eds.), *España en Marruecos (1912-1956). Discursos geográficos e intervención territorial*. Lleida: Milenio, pp. 303-339.

Salinas, J.L. (2018). Escenarios geológicos en las Guerras de España en el Rif oriental (Marruecos). *Ingeniería Civil*, nº 190, pp. 53-63.

LOS NUEVOS HORMIGONES EN EDIFICACIÓN

Ignacio Senra Fernández-Miranda[1*]
[1]Doctor Arquitecto (Universidad Politécnica de Madrid)
Profesor de Proyectos Arquitectónicos
(Escuela Politécnica Superior Universidad Nebrija
[*]E-mail: isenra@yahoo.es

A lo largo del siglo pasado el uso del hormigón en edificación evolucionó desde un origen puramente estructural a su utilización también en las envolventes de los edificios. En este arranque del siglo XXI, podemos afirmar que es esta última concepción epidérmica del material la que plantea mayor interés y más vías de experimentación en la industria del hormigón. Si a principios del siglo XX el hormigón revolucionaba la construcción de edificios al plantear la independencia de la estructura (esqueleto) de la envolvente (piel) y a finales de siglo los hormigones aislantes y aligerados eran ya una realidad, las últimas investigaciones se centran en obtener hormigones translúcidos, autolimpiables y descontaminantes, así como hormigones biológicos autorreparables.

Se han realizado varios intentos de fabricación de **hormigones translúcidos** y existen en la actualidad diversas patentes, todas ellas basadas en el mismo principio, introducir dentro del conglomerado originalmente pétreo fibras ópticas, elementos capaces de conducir la luz, llegándose incluso a plantear la sustitución total de arena y grava por fibras de vidrio y resinas. Dependiendo del tipo de fibras (plásticas o de vidrio) y de su disposición pueden encontrarse diferentes productos.

Las diferentes patentes, como *Lucem* o *Litracon* por ejemplo, ofrecen paneles prefabricados de espesores de entre 25 y 200 mm y formatos de hasta 400x1.200 mm, en los cuales una matriz de miles de fibras de vidrio proporciona al hormigón una veta caótica, aparentemente natural, similar a la del alabastro. En cuanto a los paneles de mayor formato (1.200 x 3.000 x 80 mm) las fibras, compuestos plásticos en este caso, se disponen en una matriz perpendicular a la cara del panel, dotando al bloque de hormigón de una retícula de puntos de luz. Esta retícula puede desordenarse y contener fibras de diferentes diámetros (entre 1 y 2 mm) para romper la regularidad de las fibras o por el contrario concentrarse en capas de fibras de 0,5 mm dando lugar a un aspecto "estratificado".

Por el momento todos estos hormigones han sido utilizados en elementos prefabricados y mayoritariamente en aplicaciones de mobiliario y decoración, a modo de pequeñas *mock-up*. Sin embargo, las cualidades del material, que conserva la capacidad portante del hormigón tradicional, reduciendo hasta en un 30% su peso, muestran su enorme potencial de evolución: su futura utilización estructural y hasta una posible puesta en obra in situ.

La contaminación es una de las mayores preocupaciones en las ciudades de hoy, y la industria de la construcción comienza a ofrecer soluciones no sólo encaminadas a reducir la huella energética de los edificios en funcionamiento y la energía consumida en su fabricación, sino a comerse la contaminación ambiental literalmente, como si se tratara de plantas fotosintéticas con el dióxido de carbono. Los **hormigones fotocatalíticos o autolimpiables con dióxido de titanio** se basan en este principio, absorbiendo la contaminación atmosférica y sintetizándola cuando se exponen a los rayos ultravioleta. El proceso de fotocatálisis por el que la polución se descompone en nanopartículas inocuas es una simple aceleración del proceso natural de oxidación y sirve tanto para reducir la polución como para mantener los paramentos de hormigón limpios de las manchas originadas por la contaminación.

La mayoría de contaminantes atmosféricos de las ciudades, tanto orgánicos (hidrocarburos y bencenos) como inorgánicos (óxidos de nitrógeno, óxidos de azufre) reaccionan mediante procesos de oxidación en los cuales quedan reducidos a nitratos y sulfatos inocuos que se diluyen finalmente en el agua de lluvia. El

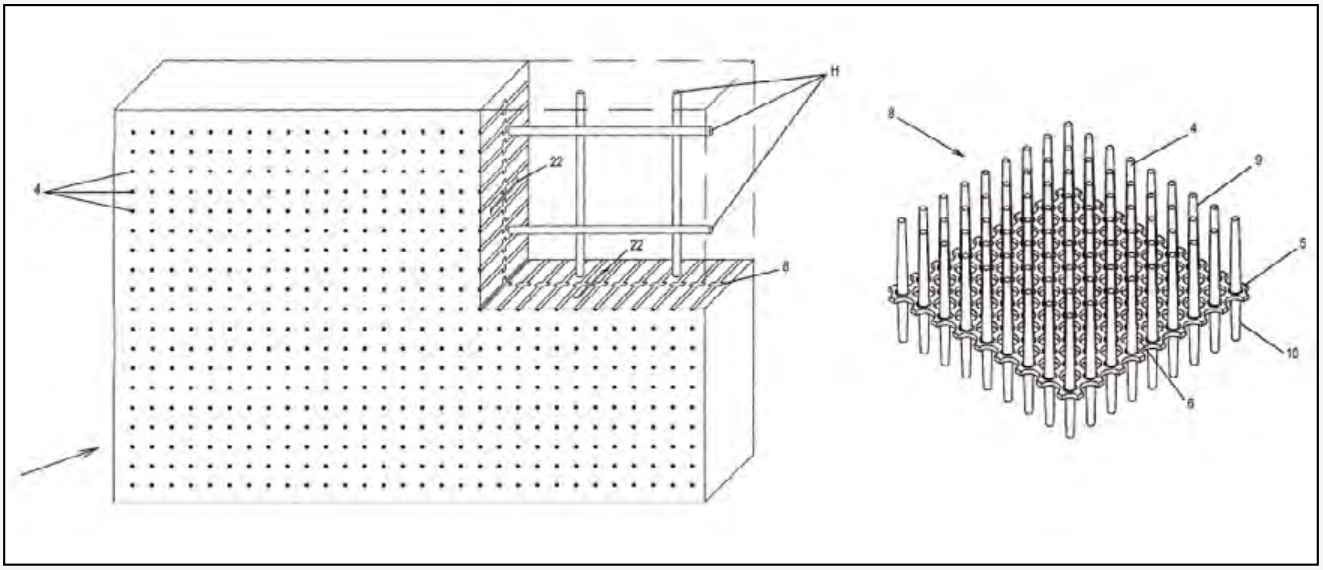


Figura 1. Hormigón translúcido. Diagrama de fibras ópticas plásticas formando trama isótropa.

Figura 2. Hormigón translúcido: *Lucem Line,* fibras ópticas plásticas estratificadas.

Figura 3. Hormigón translúcido Litracon.

dióxido de titanio (TiO2) añadido a la mezcla del hormigón actúa como fotocatalítico, acelerando estos procesos de oxidación. Aunque la utilización de estos hormigones no es todavía habitual en procesos de fabricación *in situ,* sí que es fácil encontrar ya productos prefabricados como adoquines, losas de pavimentación, piezas para fachadas, etc., con estas propiedades limpiadoras y descontaminantes.

Otro campo en el que se centran investigaciones recientes es el de los **hormigones biológicos autorreparables o bio-hormigones**. En este caso se busca la reparación autónoma de las fisuras que aparecen en el material, una de las patologías más comunes a que se ve sometido el hormigón. La reparación de fisuras se ha realizado tradicionalmente mediante tratamientos pasivos (fisuras superficiales) y activos (fisuras internas). Lo que ahora se está tratando de conseguir es la introducción de bacterias sintetizadoras de calcita (carbonato cálcico, CaCO3) en el propio material, de manera que el tratamiento activo se lleve a cabo de forma autónoma desde su misma fabricación, consiguiendo alargar considerablemente su vida útil.

Una de las dificultades está siendo encontrar las bacterias capaces de vivir en un medio como el hormigón; la adherencia entre la nueva materia y el propio material es otro de los problemas principales. Desde la Universidad de Delft se están desarrollando soluciones en las que se propone introducir en el material unas microcápsulas que contienen cepas de bacterias en estado latente (*Bacilus Pseudofirmus*) así como lactato de calcio, que servirá de alimento a dichas bacterias. Las microcápsulas se abren al entrar en contacto con la humedad, es

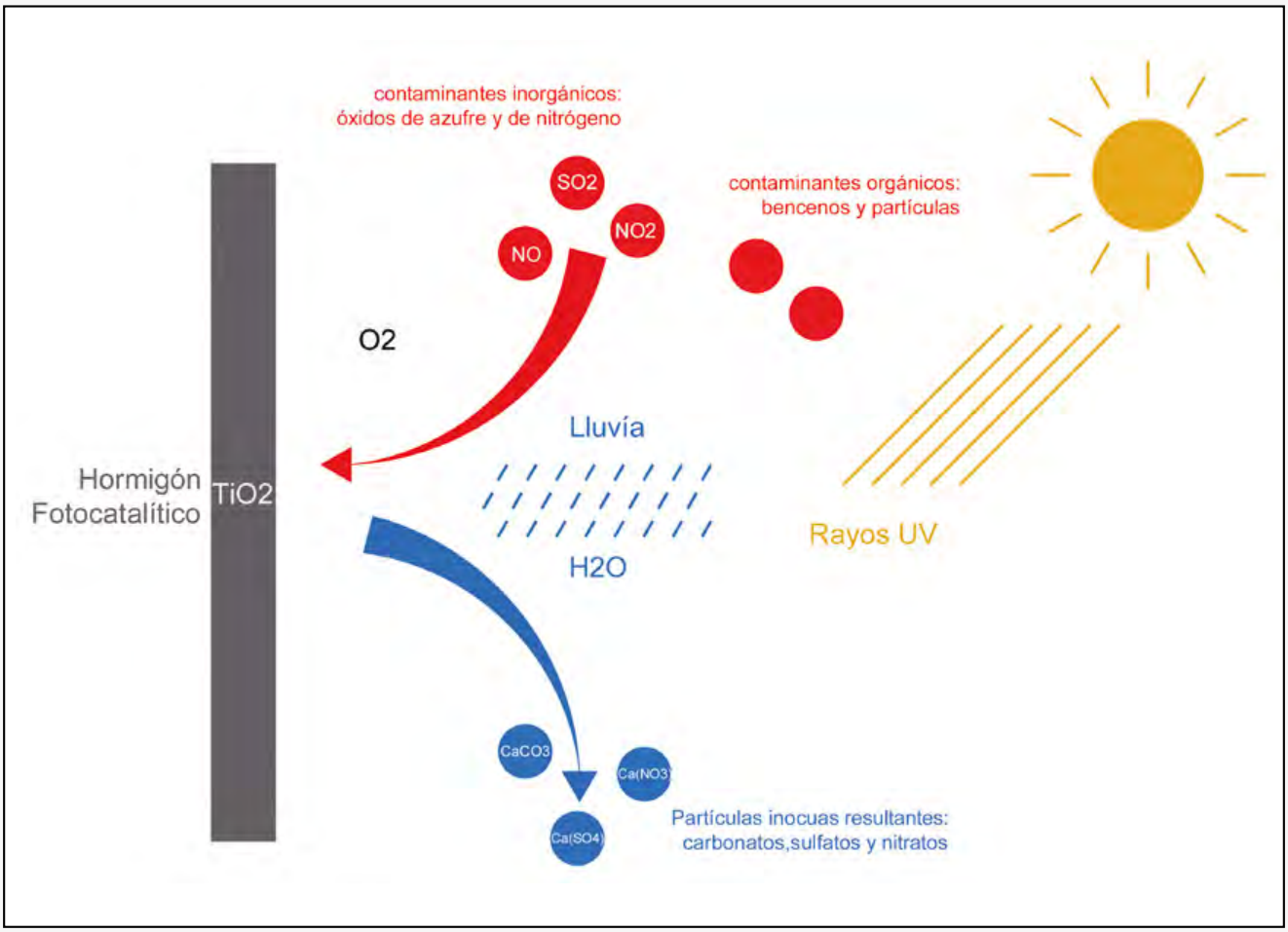


Figura 4. Hormigón fotocatalítico, esquema de funcionamiento (elaboración propia).

decir, cuando se produce una fisura que permite al oxígeno y la humedad entrar en contacto con ellas. De esta forma, en caso de fisuración, las bacterias comenzarían a desarrollarse sintetizando carbonato cálcico (calcita), rellenando así las fisuras y reparándolas.

Si hace poco los hormigones aislantes y aligerados parecían lejanos, las investigaciones aquí presentadas son ya una realidad, y a ellos se unirán pronto hormigones flexibles y otros ecológicos, que absorben mayor cantidad de CO_2 del que se produce en su fabricación. El hormigón es uno de los materiales de construcción artificiales más antiguos que manejamos, siendo el más producido en el mundo desde hace ya prácticamente una década. La experimentación en los laboratorios permite alterar y diseñar sus propiedades físicas, químicas y biológicas hasta límites hace poco inimaginables, lo que parece conducirnos a un nuevo cambio de paradigma en el empleo del hormigón en edificación.

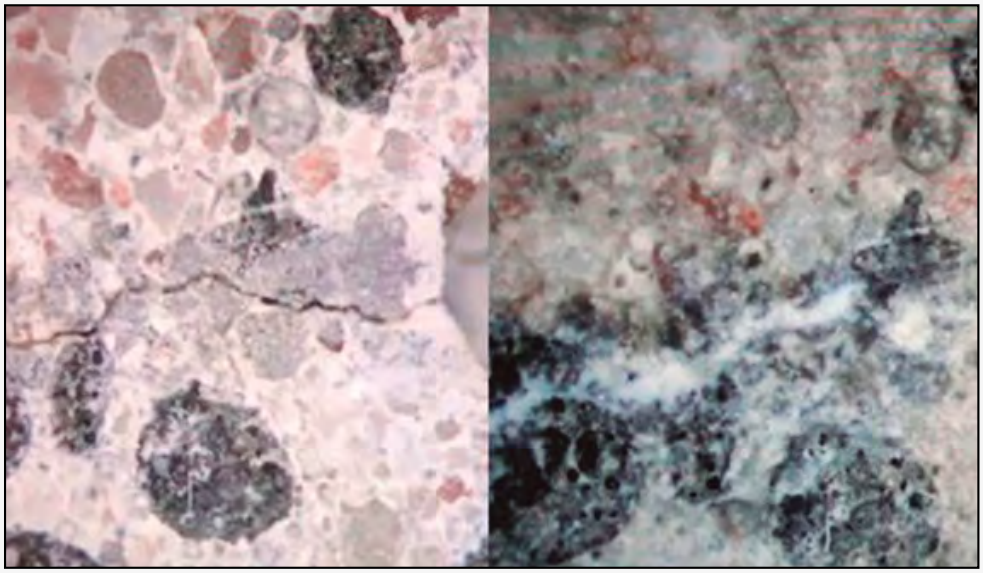


Figura 5. Hormigón biológico autorreperable: proceso de regeneración de una grieta, antes y después (H. Jonkers, Universidad de Delft).

LOS SISTEMAS AUTOMÁTICOS DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA (SAIH) UNA INNOVACIÓN QUE SE EXPORTA

Carmen de Andrés Conde[1*]
José Luis González Vallvé[2]
Sara Centeno Gutiérrez[3]
[1] ICCP. Creatividad y Tecnología, S.A.
[2] ICCP. Creatividad y Tecnología, S.A.
[3] Ing. Indust. Creatividad y Tecnología, S.A.
[*] E-mail: cytsa@cytsa.com

1. INTRODUCCIÓN

Resulta complicado seleccionar cuáles han sido los hitos históricos en la ingeniería civil. En la historia del mundo contemporáneo se suelen citar tres grandes revoluciones tecnológicas. Una primera del vapor y el ferrocarril entre 1750-1850, que sustituyó el esfuerzo humano y animal iniciando la sociedad industrial. Una segunda entre finales del siglo XIX y la primera mitad del XX, que trajo la electricidad, el motor de combustión, el teléfono, etc., mejorando la calidad de vida y el desarrollo de la sociedad urbana. Y una tercera, la digital, en la que estamos actualmente y cuyos efectos sea pronto, quizá, para analizar.

Una de las evaluaciones externas, sobre la eficacia de los sistemas esenciales en distintos países es la que realiza el World Economic Forum (Davos), *the Global Competitiveness Report,* donde en 2017-2018 España obtiene en conjunto una puntuación para el ICG (Global Competitireness Index) de 4,7, sobre un máximo de 7, situándose en el puesto 34 de entre 140 países.

España solo obtiene posición digna en infraestructuras, hasta el punto de que parece podría hablarse de éxito español en infraestructuras siendo único país del mundo que ha conseguido salir del subdesarrollo infraestructural en 25 años y como tal, modelo para muchos otros países, especialmente para los emergentes con graves estrangulamientos infraestructurales.

Este éxito infraestructural español se debe a la ayuda europea para la implementación de estos sistemas, la más importante y no solo por su cuantía económica: -más de 374M€ hasta 2006-, sino por haber obligado a todas las autoridades, organismos, empresas, profesionales a trabajar con una disciplina metodológica.

La evaluación de infraestructuras, aun siendo mejorable, es inmediata y visible por toda la ciudadanía, lo que no ocurre con otras ayudas como casi todas las de *software,* formación, ayudas a la I+D+i…, políticas activas de empleo, etc., y la transparencia, siendo mejorable, es muy superior en todo el proceso de contratación y realización publica de las infraestructuras que en otras actividades, instituciones…

Además se ha realizado por un sistema muy experimentado en la gestión de obra pública, con profesionales de sólida formación, acreditada por la superación de unos estudios muy selectivos, con alta calidad técnica y un alto sentido de la responsabilidad en la rendición de cuentas del gasto público, y, muy especialmente, con unidad de criterio.

El éxito infraestructura se entiende mejor, tal vez, viendo también lo hecho por los profesionales españoles en el sector privado, que, al frente de empresas constructuras, concesionarias de infraestructuras e ingeniería, han pilotado su salida al exterior posicionándose, varias de ellas, como líderes globales.

2. LA GESTIÓN DEL AGUA EN ESPAÑA

España, vista desde el aire es un país de color mayoritariamente amarillo-marrón, no es un país verde, nuestra pluviometría irregular en el tiempo y en el territorio y nuestra orografía montañosa llevan a que suministrar 300 litros de agua potable por habitante y día en muchos lugares de la España meridional sea el milagro del agua.

Es decir, un milagro del agua similar al que supondría si ciudadanos del norte de Europa pidieran que su ayuntamiento les proporcionase 3.000 horas de sol al año. Y el milagro del agua se hace y se cumple con regularidad y magníficos resultados y además a un precio por m^3 que es, en muchos casos, 1/3 del que tienen que abonar esos ciudadanos del norte.

En el norte de Europa, en mucho casos, se capta el agua simplemente de la capa freática. En España ha habido y hay que realizar enormes presas y conducciones kilométricas difíciles y caras de construir y mantener para llevar el agua hasta los grifos caseros. Si no hubiera presas, España aprovecharía del orden del 8 % del agua de lluvia; con 1.500 presas se aprovecha el 40 %, siendo realmente un tesoro a cuidar, mantener y, desde luego, gestionar.

Y lo mismo se puede decir del agua en general, a la que conviene dedicar toda la atención técnica, política, económica y social que su trascendental importancia requiere, pues no solo se da de beber a los 46 millones de españoles, sino a los 75 millones de turistas que cada año nos visitan, y de lo que la ciudad de Benidorm es un magnífico ejemplo, pues apenas tiene recursos naturales de agua, pero una acertada combinación de presas, trasvases, desalación y reutilización, hace que sea el principal asentamiento turístico del Mediterráneo.

La Política Regional Europea ha destinado muchos recursos, más de 15.000 M€, a las actuaciones hidráulicas entre 1986 y 2014, y también es esperable y deseable que lo siga haciendo en el periodo actual 2014-2020 y siguientes, y no sólo a través del Programa nacional de crecimiento sostenible, sino también a través de todos los programas operativos regionales para que se siga produciendo *el milagro español del agua*.

3. LOS SISTEMAS AUTOMÁTICOS DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA (SAIH). LA REVOLUCIÓN DIGITAL

Los Sistemas Automáticos de Información Hidrológica (SAIH) se enmarcan dentro de lo que podemos

considerar como el hito más significativo de la innovación en ingeniería civil en España: la salida del subdesarrollo infraestructural español.

El uso de las Tecnologías de la Información y de las Comunicaciones (TIC) en los procesos de gestión ha demostrado ser un requisito imprescindible a la hora de la toma de decisiones.

En el ámbito de los Recursos Hídricos, estas tecnologías han proporcionado a los Organismos gestores de Cuenca herramientas de planificación y control y de gestión de recursos e información.

Los SAIHs, basados en redes de telecontrol, surgen como consecuencia inmediata de las situaciones de emergencia provocadas por las avenidas de 1982, en el Levante y en el Ebro, y de 1983, en el Norte. Ante estas situaciones la Dirección General de Obras Hidráulicas comienza los estudios para poner en marcha el proyecto del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH), desarrollado a escala nacional en el marco del programa de Seguridad y Explotación de Presas. Este proyecto, dentro del contexto de un plan nacional, comenzó a proyectarse en 1983 en la Confederación Hidrográfica del Júcar por considerarse la de más riesgo, así como la que requería con mayor urgencia su implantación tras el desastre del embalse de Tous. En 1984 comienza la implantación de los sistemas SAIH en el Júcar y el Segura, en 1986 en las cuencas del Sur, en 1988 en la demarcación del Ebro y en 1992 en las demarcaciones de Guadalquivir, Duero, Tajo y Guadiana. Por otro lado, también es relevante conocer que paralelamente a la implantación del SAIH en el año 1983, se implantó el Programa de Evaluación de Recursos Hídricos procedentes de la Innovación (ERHIN).

Actualmente los SAIH se encuentran operativos en prácticamente la totalidad de las cuencas hidrográficas intercomunitarias de España, es decir, en las Confederaciones Hidrográficas del Júcar, Segura, Guadalquivir, Tajo, Ebro, Guadiana, Miño-Sil, Cantábrico y Duero, con más de 3.000 puntos de control.

El SAIH se concibe como un sistema que, utilizando la tecnología más actual, permite disponer de la mejor información en tiempo real sobre la situación hídrica de las cuencas hidrográficas, con el fin de ayudar a la toma de decisiones relativa a la previsión de las avenidas y en la optimización de la explotación de los recursos hídricos.

El SAIH es un sistema de información que **se encarga de captar variables hidrológicas/hidráulicas, transmitirlas, procesarlas y presentarlas de una forma útil** para los diversos usuarios de dicha información.

Para captar estas variables utiliza unos dispositivos que están en contacto directo con el medio (sensores), que proporcionan la señal eléctrica o lógica del estado de la variable que miden, de forma directa o por el acoplamiento de determinados codificadores.

En función de las necesidades de la información hay multiples variables que pueden ser medidas para la gestión de los recursos hídricos en cuenca. De forma general estas variables se pueden clasificar, según el modo de obtención, en directas o calculadas, y según su uso, en cuatro grupos: variables hidrométricas, variables climáticas y ambientales, variables relativas a la calidad de las aguas y variables complementarias.

Las tecnologías existentes para captar estas variables son muy diversas y deben adaptarse a cada caso particular según diversos factores, como son: las **necesidades de información** (rango de medida, precisión, trasmisión de la señal, etc.), las **condiciones del punto** (características de la zona, restricciones de espacio, instalaciones existentes, etc.), o el **coste en su instalación y/o mantenimiento** (facilidad de instalación y calibración, sencillez de diseño, robustez, fiabilidad, etc).

En este campo **los SAIHs han impulsado un gran avance fomentando continuas innovaciones tecnológicas,** así como el desarrollo de las empresas españolas especializadas en el sector.

Por otro lado, como sistema de información, el SAIH debe apoyarse en un **sistema de comunicaciones** cuyo soporte físico es una red que, al efecto, engloba tanto a los equipos de transmisión/recepción y a los componentes inteligentes como a los controladores y dispositivos, para su propia supervisión y control.

La función principal de las comunicaciones asociadas a los SAIHs es la transmisión de los datos recogidos por los diferentes sensores, que hacen referencia tanto a variables hidrológicas y meteorológicas, como información relativa al estado del sistema (sensores, sistemas eléctricos, alarmas, etc.), y hacerlos llegar al Centro de Proceso de la Cuenca (CPC), donde se procesan y se toman las decisiones pertinentes.

Debido a que muchas situaciones de emergencia llevan asociada una indisponibilidad de las redes de comunicaciones comerciales, habitualmente utilizadas por la mayoría de la población (redes privadas de telefonía móvil, líneas de cable, telefonía fija e Internet, etc.), resulta indispensable para los SAIHs la utilización de redes de comunicaciones más fiables y robustas.

Además de la función de soporte de los SAIHs, los sistemas de comunicaciones asociados a estos se han venido utilizando en algunas demarcaciones hidrográficas con otros fines, siendo frecuente el uso de las redes de radio instaladas con los SAIHs para comunicar diversos servicios como telefonía, datos en redes WAN entre oficinas, etc.

La evolución de las tecnologías y el momento de implantación de las redes SAIHs han provocado que en cada SAIH se utilicen diferentes sistemas de comunicación, con diferentes estructuras, diferentes protocolos de comunicaciones, etc.

Las dos estructuras genéricas que en la actualidad están siendo utilizadas en una red SAIH son, según su sistema de comunicaciones, las basadas en **redes radio terrestres y las basadas en satélite**.

Aunque se hable solo de satélite y radio terrestre, se utilizan otros medios de comunicación para redes secundarias, comunicaciones complementarias, redes entre centros, etc.

En los últimos años, desde las primeras implantaciones de estos sistemas, **ha habido un importante desarrollo tecnológico en el campo de las telecomunicaciones a nivel global abaratando costes en algunas tecnologías** que antes se consideraban inabordables en

Tabla 1. Tecnologías existentes para la instrumentación en SAIHs

Variables		Tipos de sensores
Nivel		Limnímetros de flotador y contrapeso tipo óptico Limnímetros Radar Limnímetros piezorresistivos sumergidos Limnímetros piezorresistivos de captación neumática Limnímetro por ultrasonidos Limnímetros piezorresistivos de menor precisión Sensores piezoeléctricos de sondas de cuarzo de captación hidrostática, neumática o sumergidos Medida nivel por laser Medida de nivel en acuíferos (Limnímetro piezométrico)
Velocidad / Caudal		Caudalímetros en tuberías de ultrasonidos por tiempo de tránsito Caudalímetros en tuberías electromagnéticos Caudalímetros en canal o río efecto Doppler Caudalímetros en canal o río ultrasónicos por tiempo de tránsito
Posición (grado apertura válvulas, compuertas…)	Movimiento lineal	Sensores de giro de eje saliente ópticos Sensor de desplazamiento lineal potenciométrico
	Movimiento angular	Captador de posición pendular con sensor óptico
	Medidas extremas todo/nada	Indicador de estado de proximidad inductivo Indicador de estado de proximidad electromecánico
Precipitación	Líquida	Pluviómetro por principio de balancín y goteo Disdrómetro láser-óptico Pluviómetro por principio de pesaje Pluviómetro radar por efecto Doppler
	Sólida	Pluviómetro por principio de balancín con calefacción Disdrómetro láser-óptico Pluviómetro por principio de pesaje Telenivómetros por Rayos Cósmicos
Meteorológicas	Velocidad del viento	Anemómetros de cazoletas hemisféricas de tipo óptico Anemómetros de medida conjunta de velocidad y dirección del viento por sistema de ultrasonidos de efecto Doppler
	Dirección del viento	Veleta de precisión tipo Óptico Anemómetros de medida conjunta de velocidad y dirección del viento por sistema de ultrasonidos de efecto Doppler
	Temperatura ambiente	Termorresistencias Termohigrómetros
	Humedad relativa	Higrómetro de humedad de tipo capacitivo Termohigrómetros
	Presión atmosférica	Barómetro capacitivo con célula de silicio Sensor piezorresistivo
	Radiación solar	Piranómetro por principio de termopilas
	Evaporación	Evaporímetro con sensor de medida de nivel ultrasónico
Calidad (SAICA)		Sondas multiparamétricas de medida de calidad. Sondas individuales para parámetros fisicoquímicos: pH, Conductividad, oxígeno disuelto, Nitratos, turbidez, etc.
Otras		Alarmas de nivel Caudal o potencia turbinada Detectores de intrusismo Video y Fonía Detector de tormentas

Tabla 2. Tecnologías de comunicaciones más utilizadas en los SAIHs

	Ventajas	Desventajas
Radio enlaces microondas TETRA	Fiabilidad Ancho de banda	Red propietaria Mantenimiento espectro radioeléctrico encarecimiento por orografía
Telecomunicaciones Satélite	Bidireccional Cobertura Bajo consumo Gestión de alarmas	Ancho de banda coste de servicio coste de equipos
Telecomunicaciones GPRS –M2m	Coste servicio Bidireccional Protocolo TCP/IP Coste equipos	Cobertura Saturación

sistemas de la magnitud de un SAIH, por lo que aún puede haber tendencias de cambio en este sentido. Es notoria la temprana introducción de la fibra óptica en el SAIH de la Confederación Hidrográfica del Guadiana, permitiendo más capacidad de trasmisión y mayores distancias entre el sensor y el sistema de trasmisión.

En este sentido es posible que el mantenimiento actual de algunas instalaciones sea superior a los costes de una nueva implantación con tecnologías más actuales, como sucede con la tecnología GSM/GPRS con comunicaciones M2M, que resulta cada vez más competitiva en relación calidad precio. Es, por tanto, previsible que se realice una **revisión de los sistemas de comunicación utilizados en todos los SAIHs** en los próximos años.

Dentro del conjunto del SAIH, uno de los sistemas esenciales es el sistema de información. Este sistema permite centralizar en un único punto todos los datos, proporcionando la relación entre el usuario y la información registrada en tiempo real o histórica, así como el control y administración de la red de telecontrol.

En los sistemas de información se diferencian medios materiales (*hardware, software* básico y aplicaciones) y humanos (personal para explotación de la información, operación de la red y mantenimientos). Esta estructura básica de los sistemas de información garantiza una adecuada gestión de la información recibida y permite una integración en el esquema de organización y de funcionamiento de las cuencas hidrográficas.

Una de las características principales de estos sistemas es la capacidad de almacenamiento y procesado de datos, de manera que son capaces de interaccionar con distintas herramientas informáticas, a través de utilidades de exportación e importación de datos.

Toda la información hidrometeorológica captada y trasmitida por el SAIH debe ser procesada antes de su empleo. Usualmente el tratamiento de los datos incluye labores de validación automática para la detección de valores anómalos, el completado de lagunas en la información y la interpolación espacial de la misma. Las series temporales resultantes deber ser convenientemente almacenadas en una base de datos dedicada que facilite su consulta a posteriori y su exportación a distintos formatos de intercambio.

Por otra parte, **en la actualidad el SAIH no es entendido sólo como un sistema de captación y presentación de datos, sino también como un sistema de ayuda en la toma de decisiones**, tanto en situaciones habituales de trabajo de los técnicos de las distintas confederaciones hidrográficas, como en situaciones de emergencia causadas por fenómenos críticos: avenidas, inundaciones y sequías.

En este sentido cabe mencionar que existen cada vez más experiencias en las confederaciones hidrográficas que han completado el desarrollo de sus SAIHs con mejores herramientas informáticas hasta conformar un sistema de ayuda a la decisión completo, lo que permite al organismo de cuenca no sólo la visualización de los datos y su tratamiento, sino también la modelización de fenómenos hidrológicos y su simulación a partir de los datos captados por el SAIH.

En resumen, **el SAIH es un sistema de información que se compone de elementos electromecánicos, equipos de comunicaciones, elementos eléctricos y electrónicos, ordenadores y la infraestructura física necesaria.**

Las características de la información proporcionada por el sistema posibilitan la existencia de distintos grupos de usuarios. En la Confederación Hidrográfica, los principales deben ser los servicios de Explotación

Figura 1. Esquema de un SAIH.

y de Previsión de Avenidas, aunque, lógicamente, lo serán con utilización de información diferente. Pero no son los únicos, puesto que el SAIH, como sistema de información, admite la integración de paquetes de información complementaria que puede llegar a ser de utilidad para la práctica totalidad de los servicios existentes en el organismo, como la oficina de Planificación Hidrológica, el Servicio de Hidrología o el Área de Proyectos.

El SAIH es un sistema de información que proporciona una serie de datos útiles para los diversos servicios de cada Confederación Hidrográfica, y que, además, admite la existencia potencial de usuarios externos a la propia Confederación. Debe ser cada uno de los servicios implicados el que adecue los datos disponibles a sus necesidades y los procese, para que, junto con los que recibe por otras vías de información, conformen la base de datos que necesita para su normal funcionamiento. En este sentido debe considerarse que **el SAIH es transversal a las diferentes unidades de las confederaciones hidrográficas** y su alcance implica la utilización en los 3 ámbitos de gestión:

Tabla 3. Funciones de los servicios de las confederaciones hidrográficas

Gestión Ordinaria	Gestión Extraordinaria	Gestión del Conocimiento
Explotación ordinaria de la cuenca (DT) Almacenamiento de la Información (DT, CO,OPH) Auscultación y vigilancia de Infraestructuras (DT) Gestión Medioambiental y de la Calidad de las Aguas (CO) Gestión del DPH (CO)	Previsión, Gestión y Avisos de episodios de Crecida y Avenida (DT, CO, Comité Permanente, PC, UME) Gestión de Sequía (DT, OPH)	Lecciones aprendidas de gestión en situaciones análogas(CH) Análisis y validación de Datos(PH, PGRI) Auscultación de Infraestructuras (DT) Gestión del DPH (DT) Calibración de los modelos hidrológicos y hidráulicos (CH)

DT- Dirección Técnica

CO- Comisaría de Aguas

OPH- Oficina de Planificación Hidrológica

PH- Plan Hidrológico

PGRI- Plan de Gestión del Riesgo de Inundación

UME- Unidad Militar de Emergencia

Los resultados obtenidos y la confianza en su utilización han provocado que se requiera la ampliación de los sistemas a nuevas infraestructuras y su integración con otras redes con el objeto de satisfacer nuevas necesidades. En este sentido, la **tendencia actual es la de integración de todas las redes de telemetría en un único Sistema Automático de Información (SAI),** tal y como establecen los nuevos planes de gestión de riesgo de inundación entre sus medidas.

Medida 15.01.02 - Establecimiento y mejora los sistemas de medida y alerta hidrológica.

"[…] Durante la vigencia de este Plan, se debe proceder a realizar las actuaciones necesarias para mejorar la coordinación entre las distintas redes de medida existentes hasta el momento, encaminando todos los trabajos a su integración, definirá el Sistema Automático de Información (SAI) […]"

$$\text{SAIH} + \text{ROEA} + \text{ERHIN} + \text{SAICA} \rightarrow \text{SAI}$$

Ya hay avances en la integración del SAIH con el Sistema Automático de Información de Calidad de las Aguas (SAICA) y la Red Oficial de Estaciones de Aforo (ROEA) a nivel de comunicaciones y de aplicación en varias cuencas, pero aún es necesario seguir trabajando en esta línea.

A continuación se incluye un resumen de la situación actual de estos sistemas en las cuencas españolas:

Tabla 4. Resumen de la situación actual de los sistemas en las cuencas españolas

Organismo de Cuenca	Tipo de red	SAD
CH Cantábrico	ROEA automatizada	NO
CH Duero	SAIH integrado con ROEA y SAICA	En desarrollo
CH Ebro	SAIH integrado con ROEA y SAICA	SÍ
CH Guadalquivir	SAIH	NO
CH Guadiana	SAIH	NO
CH Júcar	SAIH	NO
CH Miño-Sil	SAIH integrado con ROEA y SAICA	SÍ
CH Segura	SAIH integrado con ROEA y SAICA	En desarrollo
CH Tajo	SAIH	SÍ

También contamos en este momento actual con el **reto de mejorar la estructura organizativa a nivel institucional**, para que todos los organismos implicados puedan mejorar su coordinación y el uso de la información obtenida por estos sistemas. Es importante mencionar en este punto que una de las oportunidades más inmediata es la de mejorar la coordinación con la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), facilitando el el intercambio de información y aprovechando la información meterológica obtenida por los organismos de cuenca en los SAIHs para completar los análisis de la propia AEMET.

En conjunto, estos más de 35 años de experiencia han proporcionado a España un *know-how* muy valioso a la hora de evitar a futuro los problemas que han ido surgiendo en su implantación.

Desde este punto de vista, los principales problemas vinculados a estos sistemas han sido causados por la falta de estandarización de las tecnologías usadas y la no implementación de **protocolos abiertos**. La rápida evolución de las TIC obliga a adaptarse a frecuentes cambios, tanto en las estaciones remotas, como en los sistemas de comunicaciones, en los centros de proceso, en los sistemas de gestión de las bases de datos y en los modelos numéricos de ayuda a la decisión. Para ello es imprescindible una **normalización y estandarización** que permita a la Propiedad disponer de un abanico de proveedores suficiente para permitir la adaptación a estos cambios sin que se penalice económicamente la gestión del Sistema.

Tradicionalmente el sector de la instrumentación, control y automatización es un reducto de tecnologías propietarias, lo que ha tenido su impacto no sólo en el sector industrial, donde el cliente es principalmente privado, sino también a la hora de implementar estas tecnologías por la administración pública en los SAIHs.

Así, a la hora de instalar los diferentes dispositivos, sensores y demás *hardware* en los SAIHs, así como también los aplicativos de *software* para la supervisión y control del sistema y las bases de datos, la Administración ha tenido que contar con proveedores privados que han implementado sus propias tecnologías. Esto ha supuesto la implementación de sistemas **cerrados con protocolos propietarios**, generando **problemas de cautividad** que han limitado la flexibilidad del sistema condicionando a la administración que ha terminado con una baja capacidad de cambio de contratista. Es por ello que no sólo se ha condicionado la explotación y mantenimiento de estos sistemas propietarios, sino que también se ha limitado la capacidad de que cualquier otra compañía o técnico gestor realice futuras ampliaciones en su arquitectura y dispositivos de medida.

Sin embargo, en los últimos años la ingeniería de sistemas de control está sufriendo una progresiva inmersión en el mundo de los **sistemas abiertos y las tecnologías estandarizadas,** debiéndose los SAIHs adaptarse a esta tendencia. Por esto, el Ministerio para la Transición Ecológica ya prevé dentro de la medida 15.01.02 de los PGRI anteriormente comentada, el **rediseño y homogeneización de los sistemas informáticos de supervisión, control y adquisición de datos existentes** en cada organismo de cuenca, realizando un análisis de la tecnología existente y estudiando la posibilidad de homogeneizar los sistemas para que sean abiertos y configurables por el usuario.

Otro de los problemas vinculados a la aplicación de estas tecnologías hace referencia a su **adecuación a las necesidades reales de los gestores de los SAIHs y del estado tecnológico del país o región** en la que se implantan, ya que para no sobredimensionar la tecnología, ofreciendo soluciones más costosas y tecnológicamente inadecuadas o más avanzadas que las requeridas, es necesario tener en cuenta las infraestructuras ya existentes que pueden ser integradas en estos sistemas a un coste menor.

La **adaptación a los condicionantes tanto locales como temporales**, hacen imprescindible un conocimiento detallado de la problemática geográfica y política de cada zona, así como de la capacidad de cada Administración de asumir determinadas inversiones. De este modo, si se consideran este tipo de factores, se pueden realizar diseños adecuados evitando un incremento innecesario del coste del Sistema, tanto en lo referente a su implementación como a su mantenimiento operación y explotación.

Esta experiencia acumulada está permitiendo a las empresas españolas exportar este modelo tecnológico de gestión que aprovecha a su vez el bagaje histórico que tiene la Administración en la planificación y buena gestión de los recursos hídricos. **El modelo SAIH español es exportable a otros países,** sabiendo aprovechar esta gran oportunidad las empresas españolas permitiendo su penetración en el mundo de la alta tecnología.

Los SAIHs han supuesto no sólo una base para la gestión de los recursos hídricos en cuenca a nivel global, sino que también han servido de impulso tecnológico para la modernización de los servicios del agua en todos sus ámbitos de uso: abastecimientos, saneamientos y regadíos.

Una delegación del Ministerio de Infraestructuras de Emiratos Árabes Unidos visita el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)

El Director del CEDEX recibe una delegación del Ministerio de Infraestructuras de Emiratos Árabes Unidos, organizada conjuntamente con el Director de Departamento de Ingeniería Civil: Construcción, Infraestructura y Transporte Dr. Ing. Fernando Varela de la Escuela Politécnica de Madrid, así como por la Ing. Rocío Casero Directora Técnica, y el Ing. David Berrocal Director de proyectos la empresa RAUROS ZM.

La delegación estaba formada por:

- Eng. Ahmed Al Hammadi – Director of Federal Roads Dept.
- Eng. Eiman Al Mansoori – Director of Engineering Tenders Dept.
- Eng. Khamis Alshehyari – Sr. Foreman Engineering (Federal Roads Dept.)
- Eng. Soughah AlSamahi – Civil Engineer (Federal Roads Dept.)
- Eng. Mohamed Elnabarawi - Civil Engineer (Tenders Dept.)
- Eng. Husam Banimoniah- NOC Draftsman (Federal Roads Dept.)
- Eng. Ameera AlManaseer - RAMS Engineer (Engineering Tenders Dept.)

Todos ellos tuvieron la oportunidad de visitar el Cajón Ferroviario del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria así como el Centro de Estudios del Transporte (CET) del CEDEX.

Delegación del Ministerio de Infraestructuras de los Emiratos Árabes Unidos con el Director del CEDEX.

Entrega del Premio Nacional de Ingeniería Civil del Ministerio de Fomento

Saura destaca la excelencia de la trayectoria de Losada al que entrega el Premio Nacional de Ingeniería Civil

Saura ha puesto en valor su capacidad para conferir a la planificación una visión integral en el ámbito de la Ingeniería Marítima y de Costas, así como su compromiso y preocupación con el medio ambiente, la sostenibilidad de las infraestructuras y el cuidado de los ecosistemas así como su labor pedagógica, como formador de capital humano.

El Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda Pedro Saura, ha hecho entrega hoy del Premio Nacional de Ingeniería Civil correspondiente a la convocatoria 2018, a Miguel Ángel Losada Rodríguez, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Saura ha destacado la excelencia que atesora la trayectoria de Miguel Ángel Losada Rodríguez, tanto en el ámbito académico como profesional, lo que le hace justo acreedor de este premio dentro de su principal ámbito de trabajo, el de la Ingeniería Marítima, Portuaria y Costera.

Su trayectoria, ha recordado el secretario de Estado, está escalonada de múltiples cargos de responsabilidad, tanto en la Universidad como en el sector público-privado, así como de elevados reconocimientos, a los que se suma el que hoy se le otorga.

Sin embargo, de su carrera, Saura se ha detenido en tres aspectos que considera muy relevantes de su figura por tratarse de tres sensibilidades que son compartidas desde el Ministerio de Fomento y que constituyen tres pilares básicos para construir la infraestructura del futuro:

Su capacidad para, de manera pionera, conferir a la planificación una visión integral dentro de su ámbito de trabajo, el de la Ingeniería Marítima y de Costas así como su compromiso y preocupación con el medio ambiente, con la sostenibilidad de las infraestructuras y el cuidado de los ecosistemas y su labor pedagógica, como formador de capital humano.

Miguel Ángel Losada

El jurado le ha concedido este galardón en reconocimiento a su larga y fecunda labor profesional. En su faceta docente el profesor Losada ha sido impulsor del conocimiento científico y técnico, contribuyendo a la formación de profesionales e investigadores en el ámbito de la Ingeniería Civil. En la Universidad de Granada impulsó la construcción de laboratorios modernos y avanzados en Granada y Cantabria y promovió un proyecto de homogeneización de técnicas experimentales en los laboratorios de España.

Como investigador ha sido promotor e impulsor de grupos de investigación para el desarrollo científico-técnico en áreas costeras y portuarias que son hoy referentes y embajadores de la tecnología española en el ámbito internacional. En el campo de la normativa cabe destacar su participación como responsable y ponente de las comisiones redactoras de las Recomendaciones de Obras Marítimas y Portuarias de Puertos del Estado (ROM 0.0, 1.0 y 1.1) que supusieron un punto de inflexión en el diseño de las obras marítimas en España, ya que abordan la obra de abrigo de manera integral, teniendo en cuenta los aspectos económicos y financieros que se derivan, tanto de la construcción como, de las actuaciones de reparación a lo largo de la vida útil de la obra.

El galardonado con el Secretario de Estado de Infraestructuras Transporte y Vivienda, El Director del CEDEX y el Glosador.

Premio Nacional de Arquitectura del Ministerio de Fomento

Manuel Gallego Jorreto recibe el premio Nacional de Arquitectura 2018

El Ministerio de Fomento ha concedido el Premio Nacional de Arquitectura correspondiente al año 2018 al arquitecto D. Manuel Gallego Jorreto.

El jurado reconoce la dilatada trayectoria profesional de este arquitecto, con más de 50 años de ejercicio profesional marcado por una arquitectura comprometida con su Galicia natal, y caracterizada por un diálogo honesto entre los materiales tradicionales, los oficios y la modernidad.

Profeta en su tierra, ha desarrollado una arquitectura que va desde las viviendas unifamiliares en pequeñas localidades gallegas como Corrubedo u Oleiros, a proyectos tan emblemáticos como el Museo de Bellas Artes de A Coruña (Premio Nacional de Arquitectura 1997), el Complejo Presidencial de Galicia –residencia oficial del Presidente de esa Comunidad- o el Museo de las Peregrinaciones, ambos en Santiago de Compostela. Siempre desde una actitud sincera, respetuosa pero a la vez valiente, que ha puesto el entorno, el paisaje y el interés general por delante de cualquier sello personal.

El Premio Nacional de Arquitectura, dotado con 60.000 euros, está promovido por el Ministerio de Fomento, que concede el galardón a propuesta de un jurado compuesto por destacados profesionales, bajo la presidencia honorífica del ministro de Fomento, D. José Luis Ábalos Meco.

El jurado ha estado formado en esta ocasión por D. Rafael Moneo Vallés (Premio Nacional de Arquitectura 2015), D. Elías Torres Tur y D. José Antonio Martínez Lapeña (Premio Nacional de Arquitectura 2016, actuando éstos como Presidecia del Jurado, por elección unánime del mismo), D. Luis Fernández-Galiano Ruiz (a propuesta de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando), D. Manuel Blanco Lage (a propuesta de la Conferencia de Rectores de Universidades Españolas), Dª. Luz Fernández de Valderrama Aparicio (a propuesta del Consejo Superior de Colegios de Arquitectos de España), Dª Concha Barrigós (a propuesta de la Federación de Asociaciones de Periodistas de España) y Dª. Fuensanta Nieto de la Cierva (a propuesta de la Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo). El Secretario del jurado fue D. Francisco Javier Martín Ramiro (Director General de Arquitectura, Vivienda y Suelo) y el Secretario de actas D. Luis Vega Catalán (Subdirector General de Arquitectura y Edificación).

Manuel Gallego Jorreto

- 1963 Titulado por la E. T. S. de Arquitectura de Madrid.
- 1963-66 Trabaja en Madrid con Alejandro de la Sota.
- 1968 Doctor Arquitecto por la E. T. S. de Arquitectura de Madrid.
- 1969-70 Becado Cours des Techniques dÚrbanisme, ASTEF, Paris, Francia.
- 1966-86 Arquitecto del Ministerio de la Vivienda. Servicios Provinciales de Urbanismo de A Coruña.
- Desde 1987 Profesor Titular de Urbanística I y Tutor de Proyecto Fin de Carrera, ETSA Coruña.
- Ha sido Profesor de Proyectos Invitado, en diferentes Universidades
- (Madrid, Barcelona, Navarra, Sevilla, Málaga, Coimbra, Munich, etc.)
- Desde 2002 Catedrático del Departamento de Proyectos Arquitectónicos y Urbanismo de la E. T. S. de Arquitectura de la Universidad de A Coruña

Algunas distinciones

- 1996 Medalla Castelao, Xunta de Galicia. VIII Premios COAG de la Arquitectura (1º premio).
- 1997 Premio Pedrón de Ouro, Santiago de Compostela. Premio de la Critica para las Artes y las Ciencias, Galicia.
- IV Bienal de Arquitectura española. Mención por el Museo de Bellas Artes de A Coruña.
- 1997 Premio Nacional de Arquitectura por el Museo de Bellas Artes de A Coruña, Ministerio de Fomento.
- 2008 Premio Nacional da Cultura Galega. Xunta de Galicia.
- 2010 Premio Celanova. Casa dos Poetas.
- 2011 Medalla de Oro de la Arquitectura. CSCAE. Madrid.
- 2013 Premio en la XII Bienal Española de Arquitectura y Urbanismo, por el Museo de las Peregrinaciones en Santiago de Compostela.

Una delegación del Administrador de Infraestructuras de Corea del Sur (KRNA) visita el Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria(LIF) del CEDEX

El pasado 15 de marzo de 2019 una nutrida delegación de KRNA (Korea Rail Network Authority), el Administrador de Infraestructura Ferroviaria de Corea del Sur, ha visitado las instalaciones del Laboratorio de Interoperabilidad Ferroviaria (LIF) del CEDEX. La delegación estaba presidiada por Mr. Jeon Mankyung Vicepresidente de KRNA, al que acompañaban además de personal de su compañía, personal del operador ferroviario coreano (Korail) del Instituto de Investigación Ferroviaria de Korea del Sur (KRRI) y de la empresa Buksan Power Ltd.

KRNA está desarrollando un ambicioso plan de despliegue del ERTMS en toda la red ferroviaria de Korea del Sur, para la instalación del nivel 2 del ERTMS en toda la misma y así poder aumentar la capacidad de toda la red, actualmente dotada de ERTMS N1, con los más altos estándares de seguridad.

La visita de KRNA ha tenido como objetivo conocer las instalaciones del LIF y los ensayos que sobre componentes y líneas ERTMS se realizan en el laboratorio, con

el objetivo futuro de desarrollar en Korea un laboratorio con prestaciones similares que les permita ensayar el ERTMS N2 en laboratorio antes de efectuar los costosos y prolongados ensayos en vía que se desarrollan actualmente sobre líneas en servicio comercial.

El Director del LIF, Dr. Jorge Iglesias, ha impartido una sesión técnica explicativa de las pruebas ERTMS que se realizan en el LIF y de la importancia de las mismas para acelerar el despliegue del ERTMS. El jefe del Laboratorio de Eurocabina, Dr. Daniel Molina les ha explicado los ensayos que se llevan a cabo en el laboratorio para la puesta en servicio de una línea real. Los miembros de la delegación de Korea del Sur se han mostrado enormemente interesados en este tipo de pruebas y en el hecho del significativo ahorro de tiempo y coste que se puede conseguir en el proceso de puesta en servicio del ERTMS.

A la reunión han asistido también Mr. Patrick Deutsch Director de la empresa ERSA y D. Javier López-Villalta Jefe de Desarrollo de Negocio de Ineco para Asia-Pacífico, empresas que participarían en un futuro consorcio para la implantación de un laboratorio de ERTMS en Korea del Sur.

Delegación de Corea del Sur visita al LIF del CEDEX.

Presentación en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, del vídeo informativo realizado por Protección Civil con recomendaciones sobre inundaciones

El director general de Protección Civil y Emergencias del Ministerio del Interior, Alberto Herrera, presentó en el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, un vídeo con recomendaciones a la población ante el riesgo de inundaciones, el fenómeno natural que más daños personales y materiales causa en nuestro país. Unas 300 personas han fallecido por esta causa, en los últimos 30 años en España, 24 en 2018, y se calcula que anualmente provoca daños materiales por valor de 500 millones de euros.

En el acto estuvo acompañado por el director del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), José Trigueros, y por el director del Centro de Estudios Hidrográficos, Federico Estrada.

Alberto Herrera agradeció la colaboración de este Centro para acoger la presentación del vídeo, muestra de la excelente colaboración que existe entre los distintos organismos del Estado implicados en la reducción de los riesgos naturales.

En uno de los estudios que se realiza en el Laboratorio de Hidráulica sobre un modelo físico a escala reducida de la localidad jienense de Andújar, los asistentes pudieron comprobar cuáles serían las consecuencias de una inundación.

Presentación vídeo sobre recomendaciones para inundaciones en la nave del CEH del CEDEX.

En el CEDEX se ha realizado una Jornada técnica sobre los proyectos europeos ELISA/ELICAN y TELWIND que ha sido inaugurada por Pedro Saura García, Secretario de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda

El proyecto ELISA/ELICAN centra su actividad en la creación de una torre eólica offshore apoyada en el fondo marino mientras que, en contraste, el proyecto TELWIND aborda la construcción de una torre eólica flotante. Ambos proyectos, en los que el CEDEX ha desarrollado un papel tecnológico importante, han recibido financiación del Programa de Investigación e Innovación de la Unión Europea Horizonte 2020.

Jornada de Presentación del proyecto ELISA/ELICAN en el CEDEX en colaboración con ESTEYCO.

EXPOSICIONES

Fernando Higueras. Desde el origen

Del 28 de febrero al 12 de mayo de 2019, el Museo ICO en Madrid acogió la muestra *Fernando Higueras. Desde el origen*. Organizada la misma por la Fundación ICO en colaboración con la Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo del Ministerio de Fomento, la exposición fue una retrospectiva ilustrada con maquetas originales, fotografías, planos, audios con su voz y una recreación del que sería su estudio y vivienda *Rascainfiernos*, pues, a diferencia de un rascacielos, esta casa subterránea de doble altura es un cubo de 9 x 9 iluminado cenitalmente que se encuentra enterrado en el jardín de una vivienda en la que Higueras había vivido anteriormente. Estos materiales han sido seleccionados por la fotógrafa Lola Botia, comisaria de la exposición y presidenta de la Fundación Higueras (www.fernandohigueras.org), además de compañera del conocido arquitecto.

Iconoclasta, visionario, pintor, músico y fotógrafo, heterodoxo y poco o nada acomodaticio, el arquitecto Fernando Higueras (Madrid, 1930-2008) ha dejado como herencia en la historia de la arquitectura española un modo emocional de considerar la arquitectura desde su cualidad más esencial. Su polifacética formación artística le llevó, inicialmente, a desarrollar su obra arquitectónica acercándose a los postulados de los movimientos de la pintura de vanguardia. Luego, pasado el tiempo, iría sustituyendo esta estética por otra más racionalista y convencional, aunque manteniendo la complejidad profunda de sus geometrías habitadas, y tomando decididamente al arquitecto americano Frank Lloyd Wright como modelo de referencia.

Tras graduarse en 1959 por la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid –su proyecto fin de carrera se publicó en la revista *Nueva* Forma- ganó el accésit del Premio Nacional de Arquitectura con uno de sus proyectos más interesantes: *Diez Residencias de Artistas en El Pardo*. En urbanismo y arquitectura consiguió también un sinfín de premios y reconocimientos, entre los más relevantes: la Primera y Segunda Medallas de Arquitectura en la Exposición Nacional de Bellas Artes, 1966; fue invitado como único arquitecto español para el Concurso Internacional Restringido para Edificio de Oficinas para la firma DOM, en Colonia (Alemania), 1980; Primer Premio del Concurso Internacional para el Ministerio de Asuntos Exteriores de Abu Dabi, 1980; invitado a la Bienal de Venecia, 1983. En 1983 fue seleccionado por el Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España para optar al Premio Internacional de Arquitectura Pritzker.

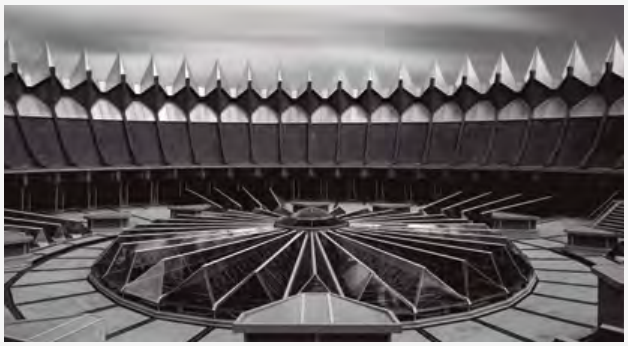
En 1969 el Museo de Arte Moderno de Nueva York solicita su proyecto para urbanización de Lanzarote; y en 1998 se concedió al *Hotel Las Salinas* de Lanzarote (1973) la categoría de Patrimonio Artístico y Cultural de la isla de Lanzarote. En 2002 el Ayuntamiento de Madrid catalogó y protegió otras tres obras suyas: la sede del Instituto del Patrimonio Cultural de España *la Corona de Espinas* (1965), *el Colegio Estudio,* Aravaca (1962), y *la UVA de Hortaleza* (1963).

Fernando Higueras pertenece a una generación de arquitectos madrileños que tenía conciencia de participar en un proceso renovado de la arquitectura española, no reconocía límites a su actividad arquitectónica y carecía de la memoria histórica de la generación que había elaborado las propuestas del Régimen en los años 40. Se trata de un verdadero relevo generacional marcado por las nuevas necesidades de apertura del franquismo, inmerso en pleno desarrollismo, y por las tentativas del sector cultural de reformar posiciones en el contexto de un proceso político sin expectativas de cambio.

Un aspecto que comparten los arquitectos nucleados en torno a la Escuela de Madrid es el alto grado de pragmatismo, que cabría calificar de realismo. Las demandadas de la reconstrucción, las propuestas de colonización de nuevos territorios y, en general, la reorganización nacional, habían concentrado en Madrid organismos y actividades programadas para actuaciones a gran escala.

En ese momento surge en España un interés por las arquitecturas populares que en Higueras se traduce en interés por la relación entre naturaleza y arquitectura, un planteamiento, que le permitiría relacionar categorías primigenias, esenciales, intemporales. "He aprendido mucho de la arquitectura popular anónima, ya que es una infinita fuente de lecciones. Siempre he apreciado en esta la naturalidad, la adecuación, el orden y la funcionalidad, la lógica, la economía, además de la disciplina y la diversidad combinadas y armonizadas en un nivel

Imagen del complejo de apartamentos *Las Lomas* (Marbella Club, 1983-1987).



Cubierta del Centro de Restauraciones Artísticas, conocido popularmente como *la Corona de Espinas,* en la Ciudad Universitaria (Madrid, 1965-85).

que difícilmente encuentro en la arquitectura contemporánea", afirmaba Higueras.

En 1960 Fernando Higueras realiza el primer trabajo con el concepto de la vivienda, concurriendo al concurso para el Premio Nacional de Arquitectura con el proyecto, mencionado más arriba, *Diez residencias de artistas en el Monte de El Pardo*. Este trabajo se publicó en múltiples revistas, tanto nacionales como internacionales. Las viviendas de artistas se convirtieron pronto en una de las constantes fundamentales de su obra. La arquitectura para habitar responderá a razones de economía de recursos materiales, de costes de ejecución y plazos, pero estará siempre impregnada de aspectos relacionados con el bienestar, con las sensaciones placenteras más elementales, y también con el mundo de los sueños de sus clientes: desde la casa de César Manrique en Camorritos (1962), pasando por las de los pintores Lucio Muñoz y López Villaseñor en Torrelodones (1963 y 1967, respectivamente), la de Andrés Segovia en Punta de la Nona (1967), o la de la actriz Nuria Espert en Alcocebre (1971). Son también notables las casas *Arche* en el Viso (1963), y *Casa Santonja* (1965) y *La Macarrona* (1976) en Somosaguas, o su propia casa subterránea el *Rascainfiernos* en Madrid (1975).

En 1961 consigue el Premio Nacional de Arquitectura con su proyecto para el Centro de Restauraciones Artísticas, *la Corona de Espinas*, en la Ciudad Universitaria de Madrid, en colaboración con Rafael Moneo y Luis Roig d'Alós. Una obra definitiva en su trayectoria será la construcción del *Colegio Estudio en Aravaca* (1962), de donde parten todos los invariantes de arquitecturas posteriores. En este colegio empieza a desarrollar sus propuestas de diseño de mobiliario e interiorismo, que seguirá ampliando en toda su obra.

Uno de los grandes hitos en la carrera de Higueras en esta etapa fue, sin duda, la construcción de las viviendas para la *Unidad Vecinal de Absorción en Hortaleza* (1963), un exponente característico de la actuación pública en materia de vivienda de primera necesidad. El proyecto de las *Viviendas para el Patronato de Casas Militares* (1967-1975) en la glorieta de Ruiz Jiménez de Madrid es, por su parte, un caso particular del planteamiento de arquitectura para habitar. La manzana original fue transformada en una modalidad peculiar de propuesta urbanística en la que todos los requerimientos encontraban respuesta: fachadas públicas para vías abiertas, conexión de tráfico y usos de aparcamiento, vía interior de tráfico y zona ajardinada.

En 1963 recibe el encargo de un *Plan de Ordenación y Urbanización en Playa Blanca*, en el sur de Lanzarote. Viaja a la isla junto a César Manrique y encuentra una riqueza de elementos naturales para el desarrollo de su trabajo que le llenan de entusiasmo: La Geria, con su picón y el verde de la vid, playas negras, paisaje lunar lleno de volcanes, el color de las aguas, etc. Su propuesta de respeto absoluto al entorno se traduce en la no intervención en el shamnghaipaisaje. Más tarde realizaría sus planteamientos para la *Ciudad de las Gaviotas en el Risco de Famara* y de *Montaña Bermeja* y la obra maestra del *Hotel Las Salinas en Lanzarote*, referente turístico de arquitectura al borde del mar. Sus trabajos en la isla y en la Costa del Sol alcanzarían gran repercusión mediática e influirían en la plástica arquitectónica del momento dentro y fuera de nuestro país. Además, en 1969 fue invitado por el Principado de Mónaco al concurso internacional restringido de un edificio polivalente en Montecarlo.

En 2001 se deshace el gran estudio de la avenida de América, 14, y lo traslada a su vivienda, el ya famoso *Rascainfiernos*. Son años de creatividad con proyectos tan atrevidos como su propuesta para la Zona Zero de Nueva York o el Rascacielos Horizontal para Shanghái. En 2007, Fernando Higueras constituye la fundación que lleva su nombre y que desde entonces mantiene viva su presencia.

Con toda razón dijo un sorprendido Andrés Segovia, al ser informado que Fernando Higueras había rechazado una beca para estudiar a su lado, que "la arquitectura ganará un gran arquitecto, pero la música pierde un gran guitarrita". En efecto, así fue.

Viviendas para el Patronato de Casas Militares en la glorieta de Ruiz Jiménez (Madrid, 1967-75).

Fernando Higueras y Antonio López trabajando en el proyecto de *Los Monteros* (Marbella, 1982).

EDICIONES DEL CEDEX

Las Obras Públicas en las Monedas Romanas
Autor: José Manuel de la Peña Olivas
ISBN: 978-84-7790-611-7
Año: 2018
PVP.: 40 €

La presente obra es un repaso general de las obras públicas que el mundo romano desarrolló. Porque es imposible abarcar todas las obras púbicas que Roma fue creando, se ha tomado como excusa el reverso de las monedas que acuñaron con representación de alguna de las obras públicas más significativas de entonces, estudiando y reconstruyendo las mismas. Formalmente, el libro se ha estructurado en cuatro grandes capítulos, además de incluir otro de carácter introductorio. Cada uno de ellos está dedicado a un tipo de obra pública –hidráulica, puertos y faros, puentes y vías–. La ordenación que se ha hecho dentro de cada capítulo es sencilla: primeramente se clasifican las monedas cronológicamente y por temas. Luego, se estudia el tipo de obra pública romana, su tipología, técnica y desarrollo. Finalmente, se analiza uno a uno los reversos de las monedas dedicadas a las obras públicas.

Se acompañan, junto al estudio, citas de autores clásicos en las cuales se indica la referencia propiamente dicha, con la edición correspondiente y el traductor de las mismas. Cuando solamente se presenta la cita, sin edición ni traductor, es porque se ha traducido expresamente para este trabajo usando diversas traducciones, especialmente aquellas tomadas del inglés de los portales de Internet especializados tales como "Lacus Curtius", de la Universidad de Chicago, o "Proyecto Gutemberg" y "Perseo", de la Universidad de Tufts. En otros casos se ha traducido directamente del original.

The present work is a general review of public works the Roman world developed. Since it is almost impossible to cover all public works Rome created, it has been chosen as an subject of study the reverse of coins Romans minted with representation of some of the most significant public works of that time. In so doing, such coins have been studied and reconstructed. Formally, the book consists of four large chapters, as well as an introductory one. Each of them is dedicated to a kind of public works - hydraulic, ports and lighthouses, bridges and roads. The arrangement made in each chapter is as follows. First, coins are classified chronologically and by themes. Then, the type of Roman public work, its typology, technique and development are studied. Finally, the reserverse side of coins is studied one by one.

All along, citations of classic authors are provided stating the book, edition and translator. When only the citation is presented, without mentioning either the editor or the translator, this is because it has been expressly translated for this work. For this purpose, several translations haven been used, especially those in English found on specialized Internet portals such as "Lacus Curtius", of the University of Chicago, or "Project Gutemberg" and "Perseus", of Tufts University. Otherwise, it has been translated directly from the original.

Información, venta directa y pedidos en la tienda del Servicio de Publicaciones del CEDEX, Edificio CETA, calle Alfonso XII, 3 y 5, Madrid (2014). Tlf.: (+34) 91 335 72 95. E-mail: publicaciones@cedex.es

EDICIONES DEL CEDEX

Comportamiento termomecánico de pilotes prefabricados
Autora: María de Groot Viana
Serie Monografías: M-139
ISBN: 978-84-7790-614-8
Año: 2018
PVP.: 40 €

La energía geotérmica es la energía almacenada en forma de calor bajo la superficie del terreno y se configura como una fuente de energía renovable, limpia y respetuosa con el medio ambiente que ya representa una alternativa en otros países de Europa. De especial interés para la Ingeniería son las instalaciones de aprovechamiento térmico denominadas estructuras termoactivas, que deben cumplir simultáneamente dos funciones: un comportamiento adecuado como elemento estructural de la obra civil o edificación y un rendimiento eficiente como elemento de intercambio de calor con el terreno.

Este trabajo presenta los resultados de un ensayo a escala real sobre el comportamiento termo-mecánico de un pilote prefabricado, debidamente instrumentado y posteriormente hincado en Valencia, preparado para funcionar como elemento termoactivo. A partir del registro e interpretación de las variables instrumentadas se evalúa el comportamiento del pilote sometido a solicitaciones mecánicas y térmicas semejantes a las que sufriría en una edificación con aprovechamiento geotérmico, en términos de movimientos, deformaciones internas axiales, cargas y esfuerzos, resistencia por punta y fuste del pilote.

Los resultados de esta tesis ayudan a mejorar la comprensión del comportamiento termo-mecánico de pilotes termo-activos, lo que contribuirá a desarrollar guías de diseño con coeficientes de seguridad adecuados a este tipo de cimentaciones.

Shallow geothermal energy is the energy stored in form of heat beneath the ground, a renewable, clean and environmentally friendly energy source that has already become a real alternative in other European countries. Of particular interest to engineering are the thermo-active structures that must comply with a double function: an appropriate behaviour as structural element of the building or civil work, and an efficient performance as heat transfer element with the ground.

This work presents the results from a thermo-mechanical evaluation of an experimental full-scale precast concrete energy pile driven in the city of Valencia, Spain, and submitted to mechanical and thermal loads, simulating its use within a geothermal installation working on summer mode (cooling the building and heating the foundation). Data collected from internal and external instrumentation sensors allowed to assess the mechanical and thermo-mechanical behaviour of the pile in terms of internal axial strains, stresses and loads, and therefore shaft pile/soil interface shear stress values, as well as pile movements and deformations.

Evaluación de las propiedades mecánicas y de durabilidad de pavimentos de aceras y bituminosos fotocatalíticos
Autores: Belén Cadavid Jáuregui, Alicia Moral Santa-Olalla, José Orencio Marrón Fernández, Gonzalo Pazó Coyola, Javier Pérez Ayuso y Marta Sánchez de Juan
Serie Monografías: M-140
ISBN: 978-84-7790-616-2
Año: 2018
PVP.: 30 €

Esta publicación recoge los trabajos realizados por el Centro de Estudios de Transporte (CET) y el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (LCEYM), CEDEX, en el marco del Proyecto LIFE MINOX STREET (LIFE 12 ENV/ES/000280) "MonItoring and modelling NOx removal efficiency of photocatalytic materials: a strategy for urban air quality management", cofinanciado por la Unión Europea. Las conclusiones finales del proyecto se recogen en el "Layman Report" de su página web http://www.lifeminoxstreet.com

This publication brings together the work carried out by the Centre of Transport Studies (CET) and the Central Laboratory of Structures and Materials (LCEYM), CEDEX, within the framework of the LIFE MINOX STREET Project (LIFE 12 ENV/ES/000280) "MonItoring and modelling NOx removal efficiency of photocatalytic materials: a strategy for urban air quality management", co-financed by the European Union. The final conclusions of the project can be found in the "Layman Report" on its website http://www.lifeminoxstreet.com

Información, venta directa y pedidos en la tienda del Servicio de Publicaciones del CEDEX, Edificio CETA, calle Alfonso XII, 3 y 5, Madrid (2014). Tlf.: (+34) 91 335 72 95. E-mail: publicaciones@cedex.es

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.

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".

BOLETÍN DE SUSCRIPCIÓN ANUAL · **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**

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: ..... Fax: ..... E-mail: .....

FORMAS de PAGO (elija una sola opción)

☐ **DOMICILIACIÓN BANCARIA**
Sólo para cuentas bancarias en España

Muy Señores míos:

Ruego que, con cargo a mi cuenta y hasta nuevo aviso, atiendan el pago de los recibos correspondientes a mi suscripción que les presentará al cobro la **REVISTA INGENIERÍA CIVIL**, editada por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**.

Atentamente: .....

Entidad bancaria: ..... Domicilio entidad: .....

C.P.: ..... Localidad: ..... Provincia: .....

Número de cuenta:

BIC ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

IBAN ☐☐☐☐–☐☐☐☐–☐☐–☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

☐ **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

☐ **CHEQUE NOMINATIVO** a favor del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, **CEDEX**

Fecha: .....

Firma del titular: .....

Enviar por correo postal a:

Revista Ingeniería Civil
Servicio de Publicaciones
Centro de Estudios de Técnicas Aplicadas (CETA) del CEDEX
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
E-mail: ingcivil@cedex.es

CEDEX

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

DIRECCIÓN
Director: **José Trigueros Rodrigo**
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: **Ramón Gutiérrez Serret**
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
Directora: **Mª Jesús Rodríguez de Sancho**
C/Alfonso XII, 3 y 5 - 28014 Madrid
Telf.: (+34) 91 335 72 00

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES
Director: **José Manuel Gálligo Estévez**
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

Ilustración procedente del Ministerio de la Presidencia y para las Administraciones Territoriales