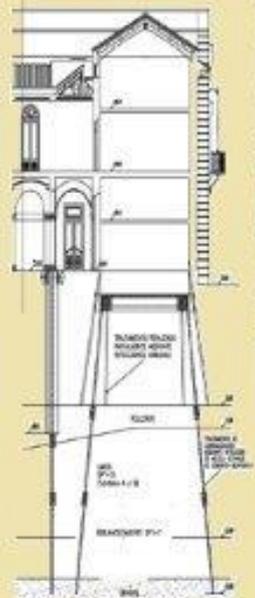
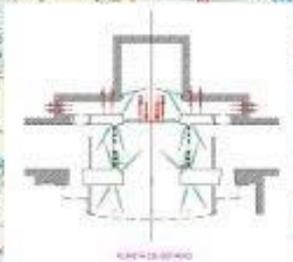


SISTEMAS DE RECALCE DE CIMENTACIONES EN LOS PROYECTOS DE CONSERVACIÓN DE EDIFICIOS PATRIMONIALES EN ANDALUCÍA. REVISIÓN CRÍTICA DE INTERVENCIONES REALIZADAS Y DE LOS SISTEMAS EMPLEADOS



DOCTORANDO
EVA MARIA DÍAZ DEL REAL Y SALGUERO

DIRECTORES
JESÚS BARRIOS SEVILLA, Catedrático de Universidad
ÁNGELA BARRIOS PADURA, Profesora Titular

PROGRAMA
TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA REHABILITACIÓN ARQUITECTÓNICA Y URBANA. DEP. CONSTRUCCIONES ARQUITECTÓNICAS I

UNIVERSIDAD DE SEVILLA. ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA

ENERO 2015

UNIVERSIDAD DE SEVILLA

PROGRAMA DE DOCTORADO TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA REHABILITACIÓN
ARQUITECTÓNICA Y URBANA

TESIS DOCTORAL

AUTORA: EVA MARÍA DIAZ DEL REAL SALGUERO

TÍTULO: “Sistemas de recalce de cimentaciones en los proyectos de conservación de edificios patrimoniales en Andalucía. Revisión crítica de intervenciones realizadas y de los sistemas empleados.”

Directores:

JESUS BARRIOS SEVILLA. Catedrático de Universidad. Departamento de Construcciones Arquitectónicas I. ETSA. Universidad de Sevilla.

ANGELA BARRIOS PADURA. Profesora Titular de Universidad. Departamento de Construcciones Arquitectónicas I. ETSA. Universidad de Sevilla.

SEVILLA, ENERO DE 2015.

DEDICATORIA

A mis hijos Alberto y Cristina. Él en el Cielo, y ella en la Tierra, son el motor que me impulsa a superarme cada día.

AGRADECIMIENTOS

Deseo desde aquí enviar un cálido agradecimiento a las siguientes personas, sin cuya colaboración no hubiera sido posible la elaboración de esta tesis:

En primer lugar, a mi estimado colega, D. Emilio Yanes Bustamante, autor de numerosos proyectos de recalce y mejora de suelos, dos de los cuales son profusamente estudiados en este trabajo, por facilitarme el acceso a los archivos de su estudio.

Ha sido fundamental la información aportada por la empresa VORSEVI, que a través de su geólogo D. Ángel Alberto Martínez Girón, ha puesto a mi disposición las bases de datos de años de trabajo.

Gracias también a D. Antonio Santos Moreno y a José Manuel Martínez Santamaría, Ingenieros de CCP, que desde su labor en el CEDEX, han aportado todos los datos existentes sobre la consolidación del Parador de Carmona.

Por su aportación sobre el conocimiento de los fangos de Huelva, gracias a D. José Manuel Romero Sousa, Ingeniero Técnico y calculista, a través del cual, mi colega D. Joaquín Aramburu Maqua, puso a mi disposición la información necesaria sobre las obras del Mercado de la Pescadería.

Ha sido una gran inspiración para mí, el trabajo realizado por D. Fernando Da Casa Martín, desde su Cátedra de la Universidad de Alcalá de Henares.

Gracias a D. José Santos Sánchez, Ingeniero de CCP, que desde la empresa SITE me ha brindado sus conocimientos y experiencia sobre suelos metaestables.

Y también a D. Joaquín Pérez Romero, ICCO y profesor asociado de la Universidad de Málaga, por aportar su visión sobre el estado de la cuestión.

Todos los profesionales mencionados han resultado unos colaboradores fundamentales para la redacción de esta tesis, pero debo un agradecimiento muy especial a dos personas, D. Jesús Barrios Sevilla, y D^a Ángela Barrios Padura, mis directores de tesis, sin cuyo apoyo y cariño no hubiera podido llevarla a cabo.

Mis más sinceras gracias para todos...

INDICE

1	INTRODUCCION	3
1.1	LA CONSERVACIÓN DEL PATRIMONIO.....	3
1.2	ANTECEDENTES	4
1.3	MARCO DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.3.1	ESPECIFICO	7
1.3.2	AMBITO GEOGRÁFICO.....	8
1.3.3	MARCO ACADÉMICO.....	8
1.4	JUSTIFICACIÓN.....	8
1.5	HIPÓTESIS DE PARTIDA	10
2	MARCO DE LA INVESTIGACIÓN. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	11
2.1	MARCO TEÓRICO	11
2.1.1	LA CONSERVACION DE LA EDIFICACIÓN.....	11
2.1.2	EL TERRENO	12
2.1.3	LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....	14
2.1.4	LAS TÉCNICAS DE RECALCE.....	17
2.1.5	FUENTES CONSULTADAS.....	40
2.1.6	LAS EMPRESAS DEL SECTOR.	44
2.2	MARCO NORMATIVO.....	45
2.3	MARCO GEOGRÁFICO	45
3	OBJETIVOS.....	47
4	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	49
4.1	ADECUACIÓN DEL MÉTODO AL PROBLEMA PLANTEADO.....	49
4.2	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE RECOGIDA DE DATOS.....	52
4.3	JUSTIFICACIÓN Y COHERENCIA DEL MÉTODO EMPLEADO.	54
5	INVESTIGACIÓN	55
5.1	SUELOS ESPECIALES EN ANDALUCIA. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA. ESCALA TERRITORIAL.....	55
5.1.1	CARACTERIZACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS INESTABLES O METAESTABLES.	55
5.1.2	UNIDADES GEOLITOLÓGICAS. TIPOS DE SUELOS.....	70
5.1.3	LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA POR PROVINCIAS ANDALUZAS. FUENTE: IGME	72
5.2	SUELOS ESPECIALES DETECTADOS EN MUNICIPIOS ANDALUCES. DATOS EXTRAÍDOS DE LOS FONDOS DOCUMENTALES DE LA INGENIERÍA VORSEVI S.A.....	100
5.2.1	LOCALIZACIÓN EN ANDALUCÍA. ESCALA MUNICIPAL.	100

5.3	SISTEMAS DE RECALCE DE CIMENTACIONES EMPLEADOS EN EDIFICIOS PATRIMONIALES ANDALUCES. ANÁLISIS DE SU PUESTA EN OBRA Y REVISIÓN CRÍTICA DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	117
5.3.1	CASOS INVESTIGADOS. FICHA DEL EDIFICIO.....	139
5.3.2	TÉCNICAS EMPLEADAS. EXPERIMENTACIÓN. NUEVAS TECNOLOGÍAS.	186
5.4	ENTREVISTAS A LOS TÉCNICOS. FORO DE DEBATE A LOS EXPERTOS.	212
6	RESULTADOS Y CONCLUSIONES.	231
7	BIBLIOGRAFÍA.....	235
8	ANEXOS	242
8.1	ANEXO 1.....	244
8.2	ANEXO 2. MAPAS DEL IGME.....	246
8.3	ANEXO 3. MAPAS DE LOCALIZACIÓN A ESCALA MUNICIPAL.	248
8.4	ANEXO 4. PLANOS DE PROYECTO.....	249

1 INTRODUCCION

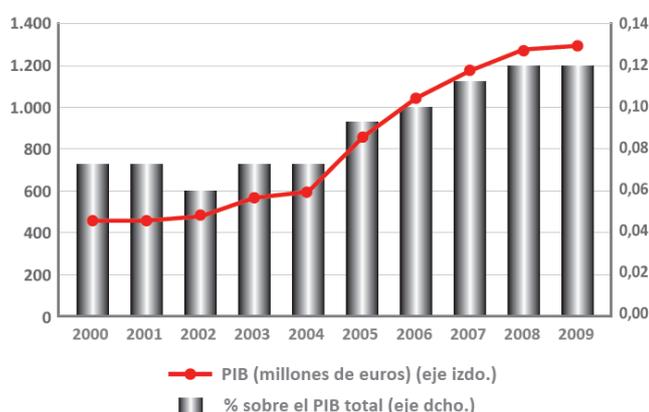
1.1 LA CONSERVACIÓN DEL PATRIMONIO

El rol de la cultura en el desarrollo sostenible se ha convertido en una cuestión estratégica a nivel internacional. Irina Bokova, Directora General de la Unesco, en un discurso el 29 de Noviembre de 2012, en Cuba, afirmaba que cualquier modelo de Desarrollo sostenible “no es posible si la cultura, entendida como producto y, sobre todo, como herramienta facilitadora de procesos humanos de adquisición de conocimiento, de diálogo y cooperación, no se considera un pilar esencial del desarrollo sostenible”.

En Junio de 2013, en la editorial de la revista Cultura y Desarrollo nº 9, expresaba:

“La cultura es un motor del desarrollo, impulsado por el crecimiento del sector cultural y de las industrias creativas y los beneficios derivados de la salvaguardia del patrimonio cultural material e inmaterial”.

El impacto que el Patrimonio tiene en el sector económico es inmenso, el turismo cultural favorece la creación de empleo y genera beneficios muy importantes. España es el cuarto mayor destino turístico del mundo y el segundo en ingresos. El sector turístico representa el 10,2 % del Producto Interior Bruto (PIB) y el 11,5 % del empleo, datos que doblan los registrados de media en los países de la OCDE (Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico).



Fuente: Cuenta Satélite de la Cultura, 2011

Ilustración 1. Contribución del subsector del Patrimonio al PIB.

Las inversiones en la conservación del Patrimonio, generan beneficios de forma directa o indirecta en otros sectores, garantizando el retorno inmediato, actuando como decía la Sra. Bokova, como motor de desarrollo económico de las ciudades.

La realidad es que en España, desde la década de los noventa, se ha trabajado con firmeza y se han invertido muchos recursos en la conservación del Patrimonio de nuestras ciudades, como consecuencia de haber reconocido la relevancia del impacto de la cultura en la economía del país, y su contribución a la riqueza nacional, recogiendo sus frutos en estos años de crisis.

Según el informe “Las industrias culturales y creativas. Un sector clave de la nueva economía” de Javier Bonilla Arjona, Reyes Maroto Illera, y Casilda Cabrerizo Sanz, publicado en 2012 por la fundación Ideas:

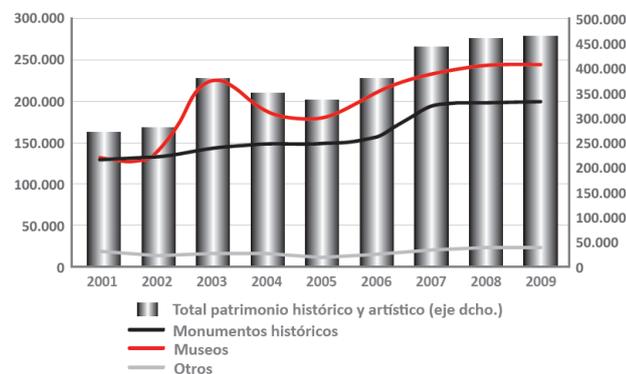
- En España existen un total de 15.904 bienes de interés cultural (BIC) inmuebles y 7.771 BIC muebles.
- El gasto público en protección del patrimonio en el año 2009 ascendió a 1.506,2 millones de euros (un 100% más que en 2001), y supone una contribución al PIB total del 0,12%.
- La funcionalidad turística del patrimonio permite los retornos de las inversiones realizadas en conservación que, en el año 2009, fue del 22,7%.

Poniendo de manifiesto que es básico incidir educación cultural, en el diseño de circuitos culturales accesibles en las ciudades, y sobre todo en la Conservación del Patrimonio.

Para garantizar el Desarrollo Sostenible, es preciso seguir trabajando en el diseño de políticas, metodologías, y herramientas financieras que nos permitan conservar el patrimonio cultural heredado, y en el caso de los edificios, que no supongan un gasto excesivo como consecuencia de obras de reparación ineficaces.

1.2 ANTECEDENTES

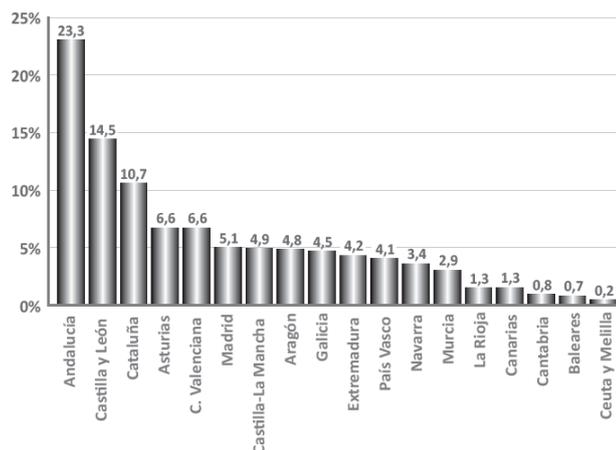
En España, la inversión en patrimonio histórico y artístico de la Administración General del Estado (AGE) se ha incrementado en un 100% desde el año 2001, alcanzando el 41,2% del total de gasto en cultura en el año 2009.



Fuente: Ministerio de Cultura. Estadística de Financiación y Gasto Público en Cultura

Ilustración 2. Gasto Público de la Administración General del Estado en Patrimonio (miles €)

Las comunidades autónomas invirtieron en 2009 en patrimonio histórico y cultural 575,4 millones de euros, empleando un 34,4% en monumentos históricos, un 43,8% en museos, y un 21,8% en yacimientos arqueológicos y otros. Andalucía es la comunidad autónoma cuyo gasto en Patrimonio es mayor:



Fuente: Ministerio de Cultura. Estadística de Financiación y Gasto Público en Cultura, Ministerio de Economía y Hacienda. Estadística de Liquidación de los Presupuestos de las Comunidades Autónomas

Ilustración 3. Distribución del Gasto total en Patrimonio por comunidades Autónomas en 2009.

Las inversiones privadas y las realizadas por la Iglesia Católica supusieron entorno al 10% de las inversiones públicas.

Según un informe de la Fundación Caja Madrid, titulado “Conservación del patrimonio histórico en España. Análisis económico”, elaborado por Juan Alonso Hierro y Juan Martín Fernández en 2008, en el que se analiza el Consumo turístico cultural (CTC) de los viajeros españoles en las CCAA y el gasto de las CCAA en preservación del patrimonio histórico (GPH), se concluye que: “El patrimonio histórico es un activo ampliamente reconocido y valorado como activo cultural, si bien su preservación no se considera un problema prioritario o de crucial importancia”

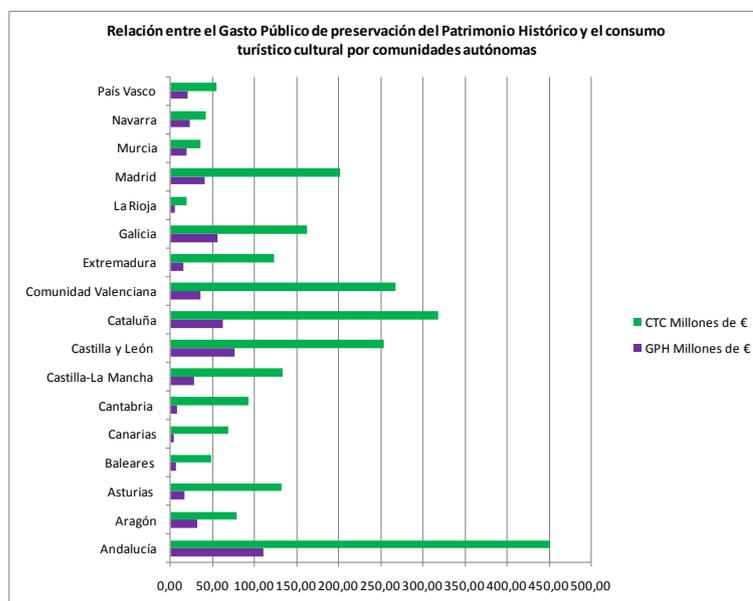


Ilustración 4. Relación entre el Gasto Público en Patrimonio y el Consumo Turístico Cultural.

En las comunidades de Cantabria, Extremadura, Asturias y Castilla-La Mancha, la aportación del turismo cultural al desarrollo de esas regiones está muy por encima del esfuerzo que sus

respectivas administraciones autonómicas realizan en la puesta en valor de su patrimonio histórico.

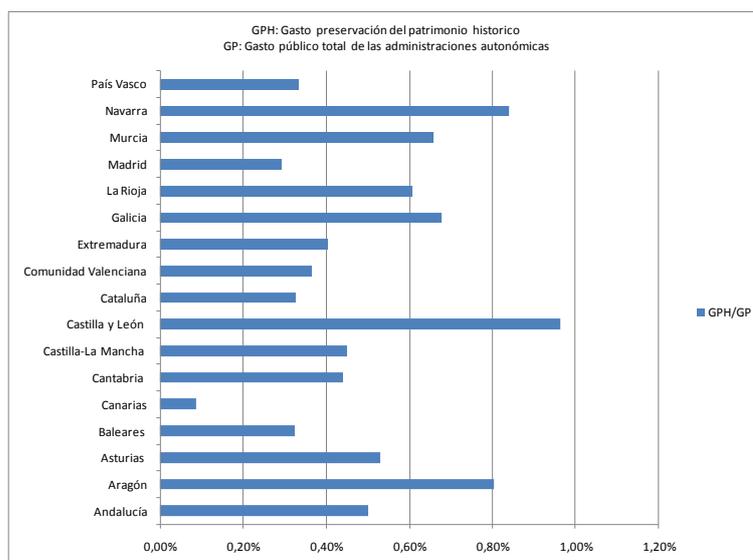


Ilustración 5. Porcentaje de Gasto Público que se dedica a la preservación del Patrimonio.

En estos últimos años de crisis económica, y de reducida capacidad de inversión pública en la conservación del Patrimonio, se alerta desde diversos ámbitos del riesgo de invertir la tendencia ascendente desde los años 90 de avances en protección conservación y explotación de bienes culturales, y se promueve el fomento de la Innovación en tecnología (nuevas técnicas) y en gestión (conservación preventiva, planificación estratégica territorial, y mayor participación de la inversión privada).

Se trata de invertir los recursos en actuaciones Sostenibles, viables técnica y económicamente y con un menor impacto social, y tras las cuales sean precisas reducidas labores de mantenimiento.

De todas las causas que provocan daños en edificación, las relativas a la cimentación y al terreno son las de mayor coste global, las más complejas técnicamente, y las que mayor alarma social provocan.

Son numerosas las actuaciones de Rehabilitación en las que han sido precisas posteriores intervenciones de reparación, con el consiguiente gasto público que inevitablemente se deriva.

Es preciso revisar la metodología de actuación en Edificios Patrimoniales, tanto del análisis del estado de conservación que presentan, como del diseño y ejecución de las técnicas de recalce más eficaces y viables técnicamente, determinando si los estudios previos fueron los más adecuados a cada caso, según los tipos de suelo, a fin de prever el comportamiento real de los mismos.

En Andalucía existen terrenos complejos como las arcillas sensitivas o rápidas, los suelos colapsables, o los suelos blandos compresibles, que presentan una serie de características que pueden poner en crisis cualquier actuación de consolidación y refuerzo estructural, o recalce de cimentación, y que es preciso definir y localizar en la geografía de la región.

No existen registros oficiales de actuaciones en edificios patrimoniales que permitan detectar estos casos especiales y que adviertan de la problemática de zonas concretas. De existir, se

facilitaría sobremanera la labor de los proyectistas y disminuiría considerablemente la siniestralidad.

Por tanto y para conseguir una mayor eficacia y ejecutar actuaciones sostenibles, es preciso revisar los sistemas de recalce de cimientos empleados tradicionalmente en Andalucía en edificios patrimoniales, y establecer unas directrices que sirvan de base a los proyectistas en el diseño y ejecución de dichos sistemas.

Para ello será básico acometer una recopilación cartográfica de los municipios de Andalucía en los que se han detectado problemas importantes de suelo, su naturaleza y las posibilidades de actuación en los mismos.

Dicha recopilación supone un acercamiento al entorno urbano de la información proporcionada por el IGME a nivel territorial acerca de las zonas de riesgo, realizada por profesionales de la geología, complementándola y haciéndola más legible para los profesionales de la arquitectura.

1.3 MARCO DE LA INVESTIGACIÓN

En líneas generales, el procedimiento constructivo está perfectamente acotado en lo que se refiere a materiales y técnicas creadas por el hombre para cubrir unas necesidades específicas de protección, aislamiento y confort.

Los laboratorios de materiales trabajan incansablemente para ofrecernos propuestas de nuevos materiales, mas económicos, duraderos, y sostenibles. Estos materiales son introducidos en el proceso constructivo una vez experimentados o probados en laboratorio en las condiciones más agresivas, con lo que su comportamiento una vez puestos en obra resulta bastante predecible.

No obstante, existe una variable en este proceso, el suelo, cuya idoneidad técnica no es predecible al 100%, debido a su heterogeneidad y a que está sometida a su vez a la confluencia de otras variables, como pueden ser el clima o los agentes químicos o tectónicos de su entorno.

Esta variable no la diseñamos, sino que la encontramos. En ocasiones, condicionantes de tipo económico, histórico o cultural nos obligan a trabajar en terrenos que a priori no son adecuados para la edificación.

De esta imposición mana la necesidad de mirar de frente la problemática de estos suelos, conocerla a fondo, sus agentes desencadenantes, sus consecuencias para la obra construida, y las técnicas creadas para afrontarlas.

1.3.1 ESPECIFICO

La investigación se centra en lo que podemos denominar suelos metaestables, es decir, suelos que cambian su estructura y por ende sus propiedades mecánicas, ante la influencia de un agente externo. Este agente es fundamentalmente el agua.

Complementariamente, nos acercaremos también al problema de los rellenos y los fangos, con objeto de abarcar todo el abanico de los suelos blandos compresibles, que puedan conducir a hundimientos ó asientos inadmisibles.

1.3.2 AMBITO GEOGRÁFICO

Debido a que la tarea propuesta es ingente, se ha determinado acotarla en el ámbito geográfico de la Comunidad Andaluza. Tomando cada provincia, se localizan los municipios en los que se han detectado, mediante estudios geotécnicos, problemas de expansividad, colapsabilidad, inestabilidad, suelos blandos, ó rellenos.

Se eligen para su estudio obras ejecutadas en suelos característicos de Andalucía, que son particularmente variados y heterogéneos, alternando zonas muy montañosas con áreas de valle fluvial, suelos inundables, marismas, y con unas características tectónicas y sísmicas complejas.

1.3.3 MARCO ACADÉMICO

La tesis se ha realizado en el Marco del programa de doctorado “Teoría y Práctica de la Rehabilitación Arquitectónica y Urbana”.

1.4 JUSTIFICACIÓN

En el actual contexto económico, realizar una “rehabilitación de la rehabilitación” es insostenible para la sociedad, dado su alto coste y el derroche de medios materiales y humanos que supone. Si se continua en la misma línea la situación conllevará un abandono progresivo de nuestro patrimonio al resultar inviable seguir aportando recursos para su mantenimiento.

Sin embargo, es una realidad que existen suelos complejos en los que resulta complejo determinar la viabilidad de un recalce. Son los denominados metaestables, ya que en un primer momento aparecen como estables, pero pueden perder esa condición instantáneamente en presencia de un agente desencadenante (agua, vibraciones por el tráfico, sismo...), convirtiéndose en un fluido de nula capacidad portante.

Hoy en día existen múltiples publicaciones en las que se definen las características de los suelos blandos colapsables. La mayoría de las investigaciones se han llevado a cabo en países del Este de Europa o en China, así como en Sudamérica, principalmente en Argentina, donde este tipo de suelos ha propiciado la aparición de problemas de gran magnitud. Gracias a estos estudios, conocemos los mecanismos de colapso del suelo, y se han podido elaborar ensayos apropiados para detectarlos.

Hay que decir que dichos estudios abundan sobre todo en la visión científica, geológica del comportamiento del terreno, para a partir de ahí desarrollar una serie de marcadores e índices que permitan identificar un suelo colapsable, ó potencialmente colapsable, y en qué grado, y posteriormente cuantificar la magnitud del problema, en base a la cual, y a otros factores como los plazos y la viabilidad económica, se proceda a diseñar un plan de acción.

En nuestro país, de naturaleza mayoritariamente montañosa, el problema de los suelos blandos se circunscribe a áreas concretas y de reducida dimensión, y concretamente en Andalucía se presentan puntualmente, ya que el factor principal de riesgo son las arcillas expansivas, y en menor rango, la inestabilidad de laderas o corrimientos.

Gracias a la experiencia histórica y a la tradición oral, se conocen zonas problemáticas, en lo que a suelo se refiere. La avidez constructiva y la necesidad de expansión, nos ha llevado a olvidar esa tradición oral legada por nuestros mayores, que nos advertía que tales o cuales terrenos no eran buenos para construir.

Si bien en la actualidad contamos con los medios técnicos para detectarlos, se siguen dando casos en los que al aportarse estudios geotécnicos someros, no se actúa con suficiente rigor.

Aunque se pueden contabilizar un número inquietante de intervenciones sin la eficacia esperada, hasta ahora no hay registros sobre actuaciones documentadas en las que fueron precisas varias intervenciones para solucionar el problema.

Se hace pues necesario acotar a nivel regional la presencia de suelos inestables, actualizando la información existente, aportada fundamentalmente por el IGME, y que nos muestran mapas de riesgo de estos suelos (ANEXO 2).

La evolución de la tecnología en lo referente a pruebas diagnósticas, hace posible hoy día, conocer de forma exhaustiva el comportamiento del suelo. Adicionalmente, en los últimos años, la obligatoriedad impuesta por el código técnico, de realizar un Estudio Geotécnico previo a cada obra, ha propiciado que se multiplique el muestreo de nuestros suelos, pudiendo así definir y acotar con más precisión las áreas conflictivas. Esta información aportada por estudios geotécnicos realizados en las dos últimas décadas, nos permite un acercamiento mayor a la problemática de los suelos andaluces.

En la presente tesis doctoral ha sido posible detectar multitud de casos de municipios afectados, los cuales han sido trasladados a cartografía, dando como resultado la identificación de las áreas en las que se presentan suelos inestables, ya sean expansivos, blandos, de relleno o con problemas de inestabilidad de las laderas.

Ello nos permitirá extrapolar el posible riesgo a otros municipios en los que no se hayan realizado estudios, pero que se hallen en entornos conflictivos, por lo que habrán de extremarse las precauciones.

El conocimiento previo aproximado del potencial de complejidad de un suelo, es fundamental a la hora de diseñar una campaña de reconocimientos según establece el CTE DB-Cimientos, por tanto se estima, es fundamental el objeto general de esta tesis.

En el presente trabajo se analizan obras emblemáticas, mayoritariamente de rehabilitación, en las que se han invertido muchos recursos, debido a problemas con suelos inestables.

Con el estudio de estas obras aportamos a la comunidad técnica, una visión de la problemática a la que nos enfrentamos al abordar una actuación en los edificios inscritos en estas áreas de riesgo, propiciando así un estudio más cuidadoso y atento, que ilumine al proyectista en el diseño de un plan de acción certero, con el consiguiente ahorro para el erario público.

La adopción de nuevas técnicas desarrolladas a partir de la necesidad de proporcionar soluciones a la carta, adecuadas a las peculiaridades de cada obra, nos proporciona un catálogo de opciones a valorar en cada caso.

En la mayoría de los casos, la falta de datos sobre experiencias previas del comportamiento de estos suelos, ha llevado a los técnicos encargados a elaborar hipótesis, realizar ensayos con la inevitable posibilidad de alguna solución fallida, y aportar nuevas técnicas, que suponen un importante avance en este campo.

Este importante esfuerzo merece ser documentado, analizado y sintetizado en aras de sistematizar el tratamiento de estas obras, facilitando así el camino a los técnicos que vengan detrás y que podrán beneficiarse de la experiencia de estos pioneros.

En lo referente a la economía, este bagaje de experiencias procurará que no se realicen inversiones perdidas, que las intervenciones no se eternicen en el tiempo y que los edificios puedan ser puestos en servicio en un periodo menor.

Con ello será posible realizar, por parte de la Administración Pública, un mantenimiento más eficaz y menos gravoso de su Patrimonio, y la sociedad podrá disfrutar de unos edificios públicos cuidados a un coste razonable.

1.5 HIPÓTESIS DE PARTIDA

1. No se está interviniendo en los edificios patrimoniales de manera adecuada y eficaz, por lo que es preciso revisar las metodologías de análisis y las técnicas de recalce de cimientos de edificios.
2. Existen suelos complejos cuyo comportamiento aún no ha sido suficientemente estudiado de manera que nos permita elaborar tecnologías más eficaces para dar respuesta a cada caso concreto.
3. Una de las principales circunstancias que propician esta situación, es que las labores de reconocimiento previo del terreno se han convertido en una rutina empleada sin el suficiente conocimiento de los datos que aporta y de la idoneidad de cada prueba para cada tipo de suelo al que nos enfrentamos.
4. Es necesario ahondar en la naturaleza y comportamiento de los suelos conflictivos que existen en nuestra comunidad autónoma para dar la respuesta técnica adecuada.
5. No existen Bases de Datos en las que un profesional de la arquitectura pueda consultar actuaciones de recalce llevadas a cabo en edificios patrimoniales en la Comunidad Andaluza.
6. Hay que establecer los mecanismos de difusión de las experiencias obtenidas en obras de recalce de edificios cimentados en suelos críticos, de manera que este conocimiento sea aprovechable por la comunidad técnica.

2 MARCO DE LA INVESTIGACIÓN. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 MARCO TEÓRICO

“Se denominan cimientos la base de una fábrica, esto es, la parte que está bajo tierra y sostiene todo el edificio que se ve encima. De todos los errores que se pueden hacer al construir son peligrosísimos los que se cometen en los cimientos, porque causan la ruina de toda la obra y no se pueden enmendar sino con grandísima dificultad. Por lo que el arquitecto debe poner toda su diligencia en esto, puesto que en algunos sitios los cimientos los da la naturaleza mientras que en otros es preciso recurrir al arte”.¹

2.1.1 LA CONSERVACION DE LA EDIFICACIÓN

La Conferencia General de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura, en su 17a reunión celebrada en París en el otoño de 1972, en sus conclusiones finales instaba a los Estados Partes a adoptar una política general encaminada a atribuir al patrimonio cultural y natural una función en la vida colectiva y a integrar la protección de ese patrimonio en los programas de planificación general, con el objeto de garantizar una protección y una conservación eficaces a la vez que revalorizarlo, lo más activamente posible.

Desde entonces hemos comprobado que la conservación del patrimonio es una inversión a corto, medio y largo plazo, ligada a importantes sectores económicos, motor de desarrollo y empleo.

Así se reconoce en el texto del Plan Nacional de investigación en Conservación de Patrimonio Cultural 2012-2016, y se expresa además: “La salvaguarda del patrimonio cultural, ha de afrontarse por medio de la investigación, el desarrollo y la innovación en este sector”, reconociendo la existencia de una gran interacción positiva entre investigación en conservación y crecimiento económico.

Las construcciones generadas por el hombre, edificios y espacios urbanos, se deterioran por errores que pueden producirse en cada una de las fases del proceso edificatorio: Proyecto, Ejecución, Uso y Mantenimiento.

Como consecuencia de defectos de diseño, dimensionado, incompatibilidad entre materiales, incompatibilidad con el medio, defectos de materiales y productos, uso incorrecto o falta de mantenimiento.

Según datos de ASEMAS², un alto porcentaje de lesiones aparecen en los primeros tres años (tipo de daño trienal), del orden del 50%, y son debidas a errores o defectos producidos en las fases iniciales de proyecto y ejecución; un 20% son reclamadas durante el primer año (daño anual), debidas a defectos de terminaciones de la obra; en torno a un 10% se reclaman a los 10 años (daño decenal), antes de finalizar el seguro decenal, y se deben en su mayoría a defectos derivados de falta de mantenimiento principalmente, y en menor grado a defectos de diseño;

¹ Andrea Palladio, Los cuatro libros de arquitectura”, Venecia 1570, Libro primero, Capítulo VII.

² Informe de Fulgencio Avilés Ingles, presidente del C.A. de ASEMAS, titulado “Sobre el deber de conservación de los edificios lesiones más frecuentes derivadas de la falta de conservación en la edificación y su alcance económico. Afección a la seguridad y salubridad”.

por último, un 20% de las reclamaciones se producen en otros periodos de tiempo (daño no contemplado).

Las lesiones en la edificación provocadas por defectos o fallos de los cimientos pueden producirse a corto, medio o largo plazo, ya que los cambios de volumen y las variaciones de capacidad portante del terreno se producen de diferente manera según si el tipo de terreno es cohesivo o no cohesivo (arcilla, limo, arena o grava), en función de la meteorología (existencia de periodos de sequía o de alta pluviometría), de la protección frente al cambio de humedad que exista en el perímetro de la edificación o en el entorno (acerado, arboles de gran porte, etc.), y del uso del edificio (fugas de agua de riego, arquetas defectuosas, etc.).

Se estima que un 65 % de los casos de patología grave son causados por fallos en la relación cimiento-suelo, y su solución genera obras costosas y complejas.

2.1.2 EL TERRENO

*“Dicen los antiguos al respecto: excava hasta que encuentres terreno firme, y que el destino te sea propicio.....tiene la tierra diferentes estratos sucesivos, unos arenosos, otros pedregosos, bajo los cuales, se encuentra un estrato firme y compacto, ideal para soportar edificios..... en unos sitios es durísimo y casi inatacable por el hierro, en otros más graso, en otros negruzco, en otros blanquecino, en otros arcilloso, en otros toboso, en otros lugares constituido por una cierta clase de grava mezclada por arcilla.....consideran que es mejor el estrato que rechace con más energía el hierro y que, al echarle agua, no se deshaga nada”.*³

Desde la antigüedad, a la hora de diseñar el cimiento de cualquier edificio, se procedía preliminarmente a realizar simples pruebas en el lugar tras haber analizado el entorno de la construcción.

Tradicionalmente, en los lugares donde había edificios construidos, se observaba el estado de conservación que presentaban, si era adecuado o si por el contrario existían fisuras que indicaran movimientos del plano base del cimiento.

El reconocimiento previo del terreno y de la zona, aporta muchos datos, y permite acometer con eficacia el estudio geotécnico mediante ensayos y pruebas.

Igualmente es importante recabar información sobre cuál es el tipo de cimientos habitual en la zona, y si en algún lugar se han detectado fallos que han provocado lesiones.

Cuando el Código Técnico de la Edificación clasifica los tipos de terrenos, en su documento básico DB- Cimientos, Tabla 3.2., implícitamente reconoce la importancia de este reconocimiento previo.

El terreno tipo T1, considerado terreno favorable, se define como “aquel con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados”, es decir, aquellos homogéneos, en los que normalmente se cimenta con zapatas o cualquier tipo de cimiento superficial, dado que el firme se encuentra a pocos metros bajo cota 0, y que el terreno tiene suficiente capacidad portante y poca deformabilidad.

El siguiente grupo de terrenos se denomina T2, terrenos intermedios, no tan homogéneos como los T1, y en los que “en la zona no siempre se recurre a la misma solución de

³ Leo Battista Alberti, “De RE Aedificatoria”, Florencia 1485. Libro tercero, Capítulo II.

cimentación”, es decir, existen zonas que por su heterogeneidad, por su deformabilidad o porque existan rellenos antrópicos en estratos de menos de 3,0 m de espesor, los cimientos alcanzan cotas superiores que en los terrenos T1.

Los terrenos llamados Desfavorables, ó T3 son aquellos que pueden denominarse críticos, y que se diferencian de los anteriores porque son heterogéneos, deformables e imprevisibles en algunos casos. Es el caso de los suelos arcillosos clasificables como “Suelos expansivos” ó “Suelos colapsables”; o de los suelos blandos o sueltos, rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m, ó terrenos de marismas; terrenos que su orografía incide en su estabilidad, como los terrenos en zonas de deslizamiento y aquellos con desniveles superiores a 150; terrenos con posibles cavidades por estratos rígidos delgados o por la posibilidad de la disolución de alguna capa profunda como los terrenos kársticos en yesos o calizas, las rocas volcánicas en coladas; por último los terrenos residuales.

La mecánica del suelo clasifica los tipos de terrenos según el tamaño de grano, su peso específico, número de golpes SPT y resistencia a compresión simple. Su clasificación se recoge en el Cuadro que se adjunta en el Anexo 1 de la presente tesis.

En general, y por el tamaño de su grano se distinguen dos grandes grupos:

Granulares, no cohesivos, de tamaño superior a 0,002 mm, clasificables en:

- Suelos no cohesivos en general con nivel freático por debajo de 2 m
- Arenas gruesas limpias saturadas o secas
- Arenas limpias saturadas o parcialmente saturadas
- Sedimentos procedentes de inundaciones
- Arenas en capas finas o en pendiente
- Arenas limosas sueltas colapsables

Cohesivos, de tamaño inferior a 0,002 mm

- Arcilla dura
- Arcilla blanda
- Marga arenosa rígida
- Arcilla arenosa media
- Arcilla arenosa blanda
- Limos gruesos a medios
- Fango blando poco arcilloso
- Fango muy blando muy arcilloso
- Arcillas sensitivas

La localización y estratificación a nivel territorial de estos tipos de suelo en la comunidad Andaluza se recogen en los Mapas del IGME que se incluyen en el Anexo 2.

2.1.3 LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El CTE define los estudios geotécnicos como “compendio de información cuantificada en cuanto a las características del terreno en relación con el tipo de edificio previsto y el entorno donde se ubica, que es necesaria para proceder al análisis y dimensionado de los cimientos de éste u otras obras”, y establece la obligatoriedad del estudio geotécnico para cualquier edificación nueva o reforma que afecte a la distribución estructural de un edificio existente.

Para su realización ha de recopilarse información sobre el entorno y los antecedentes. A partir de los requerimientos del proyecto y las características del emplazamiento, se diseña una campaña de reconocimiento específica.

El tipo de ensayos a realizar, la profundidad de la investigación y los análisis a realizar vienen condicionados por el tipo de terreno, T1, T2, o T3, definidos en el apartado anterior (tabla 3.2 del CTE) y por la tipología de la construcción proyectada (tabla 3.1. del CTE), según el número de plantas de la edificación incluyendo los sótanos (C0 si es de menos de 4 plantas, C1 de más de 4 plantas y superficie mayor de 300 m²; C2 con entre 4 y 10 plantas; C3 de entre 11 y 20; C4 de más de 20 plantas) y el hecho de que sea un edificio singular o un conjunto monumental (C4).

Según se combinen estas variables, se establece una programación de reconocimiento geotécnico tal y como se expone a continuación:

Programación a nivel reducido: edificio tipo C-0 y terreno grupo T-1

Los tipos de actividades de reconocimiento a llevar a cabo en los tres puntos como mínimo en la localización, serán aquellos que a juicio del Técnico Especialista redactor del Estudio Geotécnico permitan comprobar que la naturaleza y distribución de las unidades geotécnicas configuran un terreno del grupo T-1.

En el caso de que el estudio comprenda a una serie de edificios muy próximos o adosados a construir simultáneamente puede planificarse un reconocimiento del terreno del conjunto de los edificios a construir y aprovechar la experiencia progresivamente acumulada para reducir la densidad de reconocimientos y extender la información puntual a los edificios adyacentes siempre que estos puntos de reconocimiento se encuentren a una distancia inferior a 35 m.

Si en algún punto las características o distribución de las unidades geotécnicas resultasen distintas de las supuestas o variasen con respecto a las obtenidas en los dos puntos de reconocimiento más próximos se debe adoptar para el edificio correspondiente el criterio de nivel normal.

Programación a nivel normal: cuando el terreno previsiblemente no presente problemas especiales y no se trate de los casos considerados en el apartado anterior.

La densidad y profundidad de reconocimientos debe permitir una cobertura correcta de la zona a edificar. Para definirlos se tendrá en cuenta el tipo de edificio y superficie construida, y el grupo de terreno.

Para la planificación del reconocimiento en la Tabla 3.3 se recogen las distancias máximas d_{max} entre puntos de reconocimiento que no se deben sobrepasar y las profundidades orientativas P.

En el caso de que las distancias máximas excedan las dimensiones de la superficie a reconocer, deben disminuirse hasta que se cumpla con el número de puntos mínimos requeridos.

Si la planta del edificio tiene una superficie superior a los 10.000 m², se podrá reducir la densidad de puntos en la fracción excedida según criterio del Técnico Especialista. Dicha reducción estará limitada al 50%.

En la Tabla 3.4 se establecen los criterios para el número mínimo de sondeos mecánicos por reconocimiento y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que puede ser sustituido por pruebas continuas de penetración, cuando debido a superficies mayores, el número de sondeos mecánicos exceda el mínimo especificado en dicha tabla.

Debe comprobarse que la profundidad planificada de los reconocimientos ha sido suficiente para alcanzar una cota en el terreno, por debajo de la cual no se desarrollan asientos significativos bajo las cargas que pueda transmitir el edificio, tal y como se indica en los distintos capítulos del DB.

A menos que se haya alcanzado una unidad geotécnica resistente tal que las presiones aplicadas sobre ella por la cimentación del edificio no produzcan deformaciones apreciables, dicha cota podrá definirse como la correspondiente a una profundidad tal que en ella el aumento neto de tensión en el terreno bajo el peso del edificio sea igual o inferior al 10% de la tensión efectiva vertical existente en el terreno a esa cota, antes de construir el edificio.

El espesor "e", expresado en metros, comprobado de la unidad geotécnica resistente a la que se hace referencia en el apartado anterior debe ser al menos: $e = 2 + 0,3 p$, siendo "p" el número de plantas del edificio.

El aumento neto de tensión en el terreno, podrá determinarse utilizando los ábacos y tablas existentes en la literatura geotécnica de uso habitual ó también, de forma aproximada, suponiendo que la carga del edificio se distribuye uniformemente en cada profundidad sobre una superficie definida por planos que, buzando hacia el exterior del área cargada en la superficie del terreno, alcanzan dicha profundidad con líneas de máxima-pendiente-1H:2V.

En el caso de que se prevean cimentaciones profundas se llevarán a cabo las comprobaciones suponiendo que la cota de aplicación de la carga del edificio sobre el terreno es la correspondiente a una profundidad igual a las dos terceras partes de la longitud de los pilotes. En el caso de pilotes columnas se comprobará que la profundidad investigada alcanza cinco diámetros (5D) por debajo de la punta del pilote.

Programación a nivel intenso: cuando este nivel de reconocimiento se derive de otro de carácter normal que haya resultado insuficiente, los nuevos puntos se intercalarán en las zonas problemáticas hasta definir las adecuadamente. En estos casos, el número de puntos puede llegar a igualar o superar el de pilares del edificio.

Cuando se vaya directamente a este nivel por existir antecedentes de problemas o tratarse de edificios de gran importancia se partirá de lo indicado para los edificios C-4 en los reconocimientos de nivel normal, aumentando la densidad de puntos según la complejidad del caso.

Las distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas se exponen en la tabla 3.3:

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	dmáx (m)	P (m)	dmáx (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

El número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración se exponen en la Tabla 3.4.

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

El Documento Básico considera las siguientes actividades de reconocimiento del terreno:

- Prospecciones (Geofísicas, calicatas, sondeos mecánicos, y pruebas continuas de penetración), ensayos de campo, toma de muestras, caracterización de macizos rocosos y ensayos de laboratorio.

La prospección es la investigación de la naturaleza y geometría de las unidades geotécnicas que componen el terreno, en la superficie y profundidad que requieren las obras previstas, y se realizarán por personal cualificado y con el equipo idóneo.

El DB no permite la utilización exclusiva de métodos geofísicos para caracterizar el terreno, debiendo siempre contrastarse sus resultados con sondeos mecánicos.

Cuando se trate de grandes superficies a construir, y con el fin de obtener información complementaria que ayude a distribuir los puntos de reconocimiento así como la profundidad a alcanzar en cada uno de ellos, el redactor del Estudio Geotécnico podrá utilizar las siguientes técnicas:

- Sísmica de refracción: Para obtener información sobre la profundidad a la que se encuentran el nivel freático y la unidad geotécnica resistente, siempre y cuando se trate de formaciones relativamente horizontales (buzamiento inferior a 15º) y la velocidad v_p de las ondas P aumenta con la profundidad. El valor v_p que se obtenga en cada una de las capas analizadas podrá utilizarse para estimar su grado de ripabilidad.
- Resistividad eléctrica: Técnica SEV "sondeo eléctrico vertical" para obtener información sobre la profundidad del nivel freático y los espesores de las distintas capas horizontales del terreno (ASTM: G 57-78). Técnica tomografía eléctrica para identificar los diferentes niveles del subsuelo y sus cambios laterales, identificación del nivel freático (detección de cavidades o desarrollos cársticos).
c) Existen una serie de técnicas geofísicas complementarias que pueden ser útiles para la detección de los servicios enterrados gas, agua, electricidad. La elección de técnica o técnicas a emplear dependerá de los tipos de conducción a detectar.
- En zonas cársticas ó cuando se sospeche la existencia de cavidades relativamente superficiales se podrán utilizar, además de las antes mencionadas, técnicas microgravimétricas siempre y cuando se den las condiciones ambientales adecuadas y se utilicen equipos que permitan expresar los perfiles finales de las anomalías de Bouguer en unidades de 10^{-7} m/seg^2 .

La realización, procesado e interpretación de los trabajos recogidos en los tres apartados anteriores *deben ser llevados a cabo por técnicos especialistas, conscientes de las ventajas y limitaciones que entraña el uso de técnicas geofísicas y capaces de integrar los resultados en el marco geológico, geotécnico y morfológico del área estudiada.*

- En zonas sísmicas y para edificios de los tipos C-1 y C-2 se recomienda la utilización de ensayos "down-hole" ó "cross-hole" (ASTM: D 4428) con el fin de identificar la velocidad de propagación vs de las ondas S que permite clasificar las distintas unidades geotécnicas de acuerdo con la vigente Norma de Construcción Sismorresistente. Para edificios de los tipos C-2 y C-3 será obligatoria la realización de dicho tipo de ensayos cuando la aceleración sísmica básica sea superior a 0.08 g.

Los ensayos "cross-hole" y "down-hole" podrán también utilizarse para caracterizar la deformabilidad de arcillas preconsolidadas y suelos con un porcentaje apreciable de grava gruesa, cantos y bolos, tal y como se indica en el capítulo IV.

Con el fin de contribuir a una mejor definición de los perfiles geotécnicos del terreno mejorando las correlaciones que se puedan establecer entre sus distintas unidades geotécnicas, el redactor del Estudio Geotécnico podrá exigir la testificación geofísica de los sondeos que se realicen, debiendo para ello elegir la combinación más adecuada de las siguientes diagrfías: gamma-natural, gamma-gamma, neutrón-neutrón, resistividad y potencial espontáneo, sónica, ó térmica. En general, se podrán aplicar las técnicas geofísicas para la caracterización geotécnica y geológica, con el objeto de complementar datos, mejorar su correlación, acometer el estudio de grandes superficies y determinar los cambios laterales de facies.

Las pruebas in situ han atraído, desde hace algunos años, considerable atención como un medio para determinar las propiedades del suelo durante la investigación geotécnica de un emplazamiento.

La economía en tiempo y en esfuerzo, así como las alteraciones inevitables de las muestras ensayadas en el laboratorio, justifican la tendencia actual hacia pruebas de campo simples, consistentes y fiables.

Es por esto que la tendencia actual se decanta a favor de analizar el suelo en su medio natural, mediante ensayos de campo.

2.1.4 LAS TÉCNICAS DE RECALCE

2.1.4.1 BREVE RESEÑA DE LOS CIMIENTOS EN LA HISTORIA

La constatación del empleo de cimientos en edificios data del 5.600 a.C., fecha en la que se construyeron unas cabañas encontradas en excavaciones arqueológicas llevadas a cabo en Yugoslavia, y que disponían de una cimentación compuesta por una mezcla de agua, arena y áridos. Podría decirse que esta mezcla de materiales fue la precursora del hormigón en tiempos prehistóricos.

Por otra parte, la civilización egipcia empleaba hormigón para levantar en parte sus pirámides, como puede apreciarse en la pirámide de Gizeh, datada en el 2.600 a.C.

Las civilizaciones clásicas (griegos y romanos) desarrollaron el uso del hormigón en cimientos al descubrir que añadiendo materiales de origen volcánico a la mezcla se obtenía un mortero resistente al agua. Ello permitió que pudiera cimentarse un edificio incluso bajo el nivel freático, y que pudieran canalizarse las aguas creando redes de abastecimiento y de alcantarillado.

Empleando como aditivo las cenizas volcánicas (puzolana) que encontraron a los pies del Vesubio, obtuvieron un material capaz de fraguar incluso bajo el agua, al que llamaron Caementum. Añadiendo piedras a éste se fabricaba un hormigón más resistente.

Los romanos extendieron el uso del hormigón en cimientos por todo el Imperio. No obstante, no fueron ellos los primeros en utilizarlo. Se sabe que civilizaciones más antiguas como los etruscos, a los que conquistaron, ya empleaban una mezcla de cal, agua, arena y áridos, aunque de poca resistencia y durabilidad.

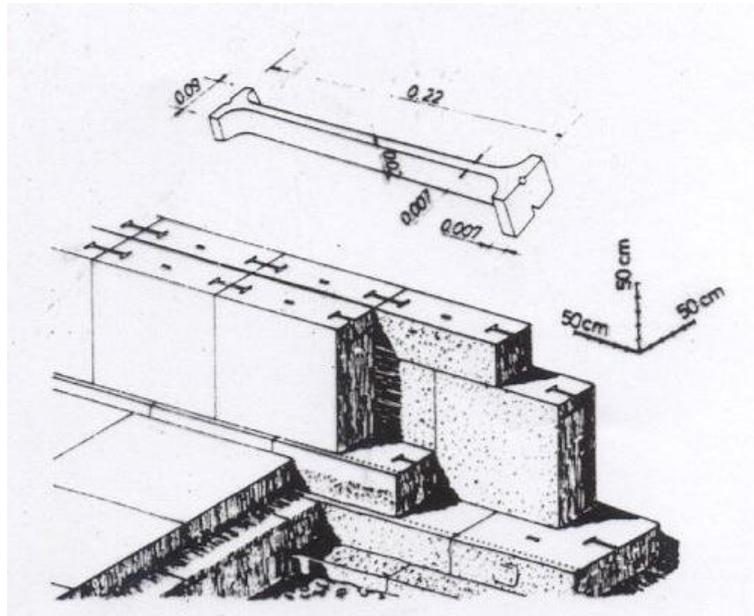


Ilustración 6. Cimientos de sillería con llaves metálicas en templos griegos. Marín Sánchez, R. (2000) "La Construcción Griega y Romana".

En cambio, la cultura griega, basaba sus edificios sobre sillares de hormigón a hueso, sin emplear mortero. Las piezas se unían generalmente mediante llaves metálicas. Hay que tener en cuenta que la piedra era un material muy abundante en Grecia, por lo que no se vieron en la necesidad de buscar materiales alternativos, y que el suelo sobre el que se asentaban sus construcciones solía ser roca.

Autores clásicos como Vitrubio (s. I a.C.), ya formulan las primeras normas para cimentar:

*"Si es posible encontrar un terreno sólido, la cimentación de los edificios se excavará sobre un terreno firme en una extensión que se ajuste a las exigencias del volumen de la construcción. (...) Se erigirán paredes sobre la tierra, debajo de las columnas, con un grosor que sobrepase en la mitad al diámetro de las columnas que posteriormente se levantarán, con el fin de que las inferiores, que se llaman esterobatae por soportar todo el peso, sean más sólidas que las situadas encima de ellas. Los resaltos de las basas no sobresaldrán más allá de la base; debe mantenerse con la misma proporción el grosor de las paredes superiores. El espacio que quede en medio se abovedará, o bien se consolidará mediante relleno, con el fin de que todo quede bien compactado. Si por el contrario no se encuentra terreno sólido, sino que es tierra de relleno en gran profundidad, o se tratara de un terreno palustre, entonces se excavará, se vaciará, y se clavarán estacas endurecidas al fuego, de álamo, de olivo o de roble y se hundirán como puntales o pilotes, en el mayor número posible, utilizando unas máquinas; entre los pilotes se rellenará el espacio con carbones; así quedarán llenos los cimientos con una estructura muy consistente. Una vez puestos los cimientos, deben colocarse a nivel los estilobatos..."*⁴

⁴ Vitruvio (libro III, cap. IV)

El autor aporta una regla de proporción para el dimensionado del cimiento con respecto a las dimensiones del muro sustentado, pero no tiene en cuenta la magnitud de las cargas transmitidas. Según sus instrucciones la cimentación será continua, con un espesor de zapata de 3/2 con respecto a la dimensión del muro.

Era práctica común en el Imperio Romano, la construcción de muros de cimentación compuestos por dos hojas exteriores, que podían ser de piedra, mampuestos o ladrillo cocido, dentro de los cuales se albergaba un hormigón ciclópeo. Cada varias tongadas de hormigón se ejecutaban dos o más verdugadas de ladrillo a modo de refuerzo y atado.

De esta forma se construyeron murallas, fortificaciones y demás edificios de arquitectura civil. La razón de esta práctica se halla en la carencia de piedra, que a menudo se reservaba para las primeras hiladas. Además, los autores de la época advierten que la piedra empleada en cimentación no precisa ser de gran calidad, ya que al no estar sometida a la erosión atmosférica, sufrirá menos desgaste.

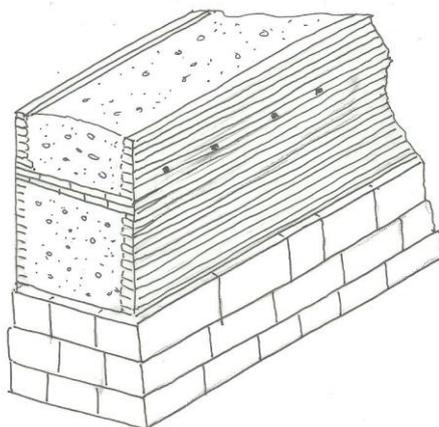


Ilustración 7. Muro Romano de Cimentación. s. IV. Mark, Robert (2002) "Tecnología Arquitectónica hasta la Revolución Científica".

Cuando aparecían zonas blandas o pozos se empleaban arcos invertidos para salvarlos, que también funcionaban a modo de riostras trabándose con las cimentaciones contiguas. Por lo general se excavaba hasta llegar al estrato firme. Si dicho estrato se encontraba muy profundo, recurrían a la mejora del terreno, clavando estacas de madera de olivo chamuscada (para protegerla del ataque de microorganismos y de elementos químicos) de manera que se consiguiera una consolidación del suelo por desplazamiento de las partículas, lo que aumentaba su cohesión.

Una vez consolidado el suelo se procedía a ejecutar el cimiento vertiendo hormigón en masa en tongadas horizontales.

En suelos blandos o anegados la técnica de los pilotes experimentó un gran avance a partir del siglo V, tras la caída del Imperio Romano. Las tribus bárbaras invasoras (godos y vándalos) avanzaron sobre la provincia de Venecia, expulsando a sus moradores que huyeron hacia zonas lacustres y pantanosas donde pensaron que no los perseguirían. El problema de cimentar en dichas áreas anegadas lo resolvieron mediante pilotes introducidos en el suelo arcillosos con mazos de madera. Sobre estos cimientos se levantaban pilares de alerce y abedul.

Para aislar la humedad de las paredes se empleaba caliza blanca cubriendo el edificio en su parte sumergida. La estructura se diseñaba flexible para que pudiera soportar pequeñas deformaciones debidas a la inestabilidad del suelo pantanoso.

Por ello se recurría en las estructuras a los pórticos de madera, y se empleaban morteros elásticos de cal, que permitieran el movimiento flexible sin rotura.



Ilustración 8. Cimentaciones venecianas con pilotes de madera.
www.venicebackstage.org (2009) "Cimientos en los Palacios Venecianos".

No obstante, el empleo de pilotes se remonta a tiempos prehistóricos. Se han encontrado cimentaciones de pilotes a orillas del Lago Ginebra que datan del 4000 a.C., en Robenhausen (Suiza) se encontró un bosque de 100.000 pilotes de hace 2000 años, y 400 años a.C. Herodoto contaba que la tribu africana de los Peonions vivía en un poblado sobre pilotes. La costumbre era que cada hombre debía hincar 3 pilotes para contraer matrimonio. La escasez del número se justifica porque eran polígamos.

En Egipto también fueron muy utilizados. Para ello empleaban madera de cedro traída del Líbano, lo que propició que esta especie arbórea prácticamente desapareciera del país.

La torre del Campanile de Venecia se construyó en 1902 sobre pilotes de madera de 1000 años de antigüedad, que conservaban perfectamente su capacidad portante.

El subsuelo del casco antiguo de Amsterdam está formado por turba, por lo que se cimenta sobre once millones de pilotes de madera.

Esta práctica ha llegado hasta nuestros días, de manera que el nuevo tramo de la autovía de Cádiz, construido en 2007, se sustenta sobre pilotes de eucalipto.

En la Alta Edad Media desaparece el uso del hormigón de cal para dar paso a los cimientos de cantería, empleados en las construcciones románicas por lo general de menor entidad que las grandes obras romanas.

Dado su moderado tamaño, las cargas son más reducidas por lo que el cimiento no necesita dimensiones excesivas.

No obstante, a partir del año 1.200 se rescata su uso para la construcción de las grandes catedrales como la de Salisbury en Inglaterra.

Por lo que se refiere a la tipología del cimiento, la zapata es la forma más primitiva conocida en suelo firme, así como el pilote en suelo pantanoso.

En terreno firme se empleaba la zapata corrida bajo los muros de carga, que se reconoce como la forma más antigua de cimentación.

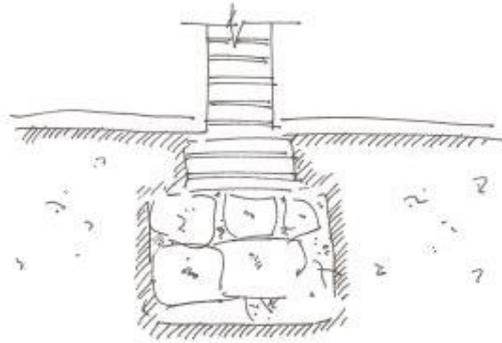


Ilustración 9. <https://bombarelyedificacion.wordpress.com/tag/patologias/>

Para su ejecución se excavaba hasta un nivel ligeramente inferior al del firme, se nivelaba el plano de cimentación y se compactaba con un pisón de madera. Como drenaje se disponía una capa de arena, sobre la que se disponía el cimiento compuesto por una mezcla de áridos y mampuestos de distinto tamaño con un conglomerante que contenía cal aérea.

Sobre este hormigón basto se labraban unas hiladas de ladrillo de mayor espesor que el muro que sustentaban y que aseguraba un mejor reparto de las cargas.

En el periodo románico, excavaciones recientes han revelado una cimentación a base de muros de sillería con perfil escalonado. A menudo estos muros cubren un núcleo central de mampostería (abadía románica de Cluny). En las catedrales anglonormandas se empleaban vigas de madera horizontales en las cimentaciones continuas, y mallas de reforzamiento a flexión bajo las zapatas, cuando éstas apoyan sobre arcillas.

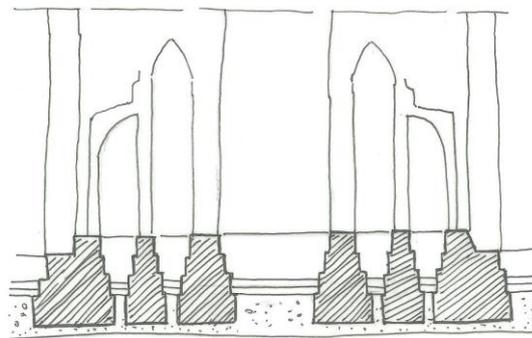


Ilustración 10. Cimiento de la cabecera de la Catedral de Beauvais. 1225 d.C.
McGee, J.D. (1986) "The Early Vaults of Saint-Etienne, Beauvais" *Journal of the Soc.of Architectural Historians* 45. Pg 20-31.

Con la aparición del estilo gótico que sustituía muros de carga por pilares y machones que transmitían grandes cargas, comenzaron a construirse zapatas aisladas. Tratándose de edificios de gran altura, las solicitaciones exigían aumentar el tamaño de las zapatas para hacer la carga del suelo admisible. Ello originó problemas constructivos, ya que en ocasiones las dimensiones de los cimientos resultaban excesivas y muy pesadas.



Ilustración 11. Cimentación a base de mampuestos y verdugadas de ladrillo bajo grandes machones. www.koelner-dom.de Der Kölner Dom.

No obstante, para el dimensionado de los cimientos no se solía tener en cuenta la magnitud de las cargas. Se predimensionaba siguiendo las normas clásicas, y si se producía un fallo en el cimiento, se procedía a ensanchar la parte deficiente hasta que la carga era adecuadamente soportada.

Por lo general los edificios históricos se levantan con procesos de construcción lentos y uniformes en toda su planta. Ello propicia que el asentamiento se produzca durante el propio periodo constructivo por lo que al llegar a la fase de estructuras, ya se han producido la mayor parte de los asentamientos, y la estructura no sufre deformaciones apreciables. Esta situación se potencia con el uso de morteros de fraguado lento y comportamiento elástico como el mortero de cal.

A efectos de repartir las cargas y aligerar el peso del propio cimiento, comenzaron a emplearse emparrillados de madera bajo la zapata de mampuestos.

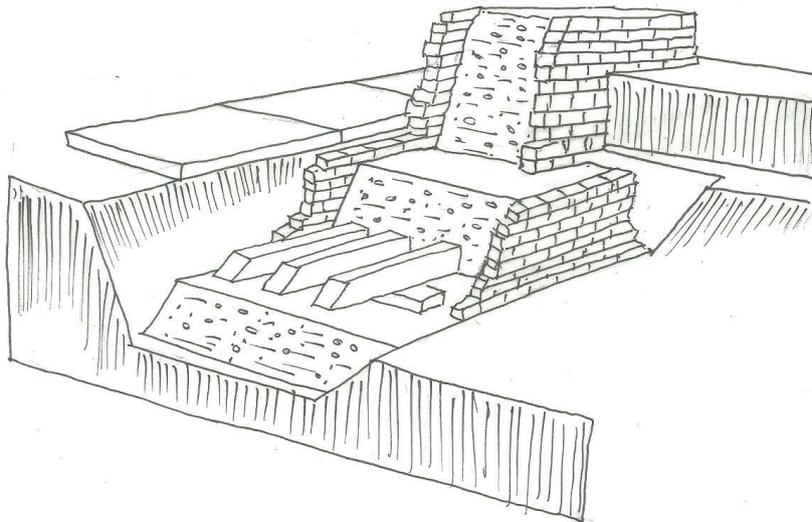


Ilustración 12. Zapatas sobre emparrillado de Madera en la Catedral de York. S XI. Philips, Derek (1984) Excavations at the York Minster-The Cathedral of Archbishop Thomas of Boyeux, II. Londres.

Otro factor a tener en cuenta en este tipo de edificaciones es su comportamiento a cargas sísmicas. Al producirse la onda sísmica, el edificio vibrará a una cierta frecuencia determinada por su forma y rigidez. Si dicha frecuencia es próxima a la frecuencia natural del subsuelo, se producirá un fenómeno de resonancia dinámica, produciendo daños estructurales considerablemente mayores.

Los edificios históricos tienen periodos de vibración cortos debido a su rigidez, por lo que serán más seguros si se asientan sobre suelos de periodo de vibración largo.

Al producirse el terremoto, si los elementos no están conectados, cada uno oscilará de una manera, produciéndose así las primeras grietas. A partir de ese momento, la estructura se divide en sectores con diferente masa y rigidez, que vibran de manera distinta y chocan unas contra otras, potenciando la destrucción.

De aquí surge la necesidad de arriostramiento de las cimentaciones, ya sea mediante carreras o arcos invertidos, que combinados con los emparrillados de madera, ayudan a minimizar asentamientos diferenciales por lavados del terreno o roturas mayores por efecto de sismo.



Ilustración 13. Arriostramiento de zapatas aisladas mediante arcos.
www.koelner-dom.de Der Kölner Dom.

Otro concepto de cimentación más avanzado fue el de las cimentaciones laminares, que se emplearon para aplicarlas como base de templos, monasterios o catedrales góticas.

Se trata de redistribuir los esfuerzos hacia la superficie media, haciendo que todos los elementos trabajen a compresión. Se componían de elementos laminares de moderado volumen con forma troncocónica que transmitían las cargas de la estructura hasta la base de cimentación, con un consumo de materiales mucho menor.

Un ejemplo de esta práctica es la Catedral de Amiens, con retículas de trabazón escalonadas que penetran a gran profundidad. No obstante, se cree que esta solución fue determinada por la existencia de un suelo arcilloso blando que exigía una profundización mayor del cimiento, por lo que hubo de adoptarse una solución que aligerara el peso del cimiento. Como puede comprobarse en las excavaciones realizadas en otras catedrales coetáneas, dicha práctica no era la generalizada por entonces.

En su momento, resultó un gran avance, ya que por lo general, a la hora de situar edificios de esta envergadura se tenía en cuenta que el suelo presentase un lecho rocoso. Sin embargo en este caso, se dio preferencia al lugar de ubicación, aceptando el hecho de que el subsuelo no fuese el más adecuado, y buscando soluciones técnicas para hacer viable la cimentación.

Podría decirse que en este momento, la ciencia inicia su andadura de la mano de la tecnología para dar respuesta a las necesidades de las cimentaciones.

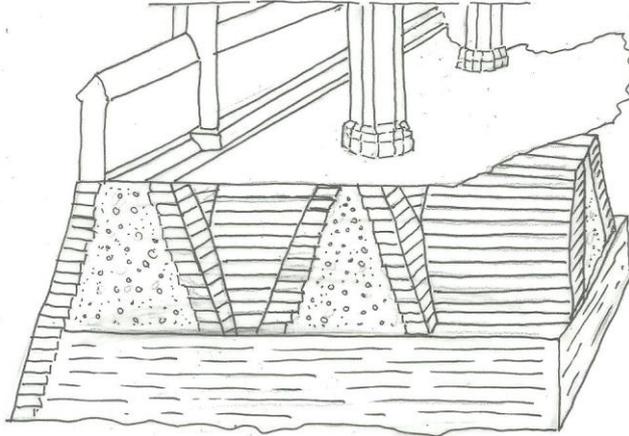


Ilustración 14. Cimientos laminares de la Catedral de Amiens. 1230 d.C. Bonde, Sheila; Maines, Clark; Max, Robert. "Archeology and Engineering: The Foundations of The Amiens Cathedral".

Ya en el Renacimiento proliferan los tratados de construcción en los que se trata el tema de los cimientos aportando sencillas reglas basadas en la proporción geométrica.

Palladio indica que las cimentaciones deberán ser el doble de gruesas que los muros soportados por ellas, y que esta proporción deberá modificarse según la calidad del suelo y la escala del edificio. (Palladio I, 8, 1).

Alberti prescribe que los muros deben ubicarse en el centro de la zapata y que la excavación de la cimentación deberá ser completamente horizontal. (Alberti, III, 3). También aconseja que las zanjas se abran en suelo sólido, evitando manantiales o corrientes subterráneas. Para ello dice que es necesario evitar las zonas con cantos rodados, e ir a zonas con rocas firmes y angulosas.

Especifica también algunos ensayos a realizar en el suelo a fin de determinar su calidad. Por ejemplo, recomienda abrir pozos en el suelo para determinar los diferentes estratos que lo componen, y al llegar a una capa firme, colocar un recipiente con agua en la superficie. Luego dejamos caer un objeto pesado sobre el suelo. Si el agua en el fondo de la excavación no se mueve, es que el estrato es lo suficientemente firme para cimentar. Este podría ser el primer ensayo de suelo del que se tiene noticia.

Además advierte de la necesidad de evaluar la capacidad portante de una cimentación preexistente antes de reutilizarla.

Sobre este tema habría que apuntar que en el periodo anterior, es decir en el Gótico, era práctica frecuente reutilizar las cimentaciones románicas, dado que en general funcionaban bastante bien, al haberse producido a lo largo de su vida útil un asentamiento y consolidación del suelo subyacente que aumentaba su capacidad portante.

Durante la etapa renacentista creció el interés por las técnicas constructivas de cimentación, experimentándose con diversas variantes en función de las características de cada edificio, por lo que no podemos hablar de evolución, sino más bien de adecuación.

Esta práctica se prolongó hasta principios del siglo XX, cuando fue sustituida por el uso de hormigones reforzados con acero. En un principio se emplearon raíles del ferrocarril para armar las zapatas, pasando posteriormente a emplearse perfiles de acero conformado.

La calidad de los hormigones mejoró considerablemente con la aparición del cemento Portland, patentado en 1824 por James Parker y Joseph Aspdin. Se trataba de un nuevo

cemento hidráulico artificial elaborado mediante procedimientos complejos y que recibía su nombre debido a que su color era similar al de la piedra de la isla de Portland.

A finales del XIX se extendió su uso, debido a la introducción de los hornos rotatorios que abarataron considerablemente su proceso de producción.



Ilustración 15. Hornos rotatorios en la fábrica Asland. (1904).
<http://tregaby.blogspot.com.es/p/la-asland-i-el-clot-del-moro>

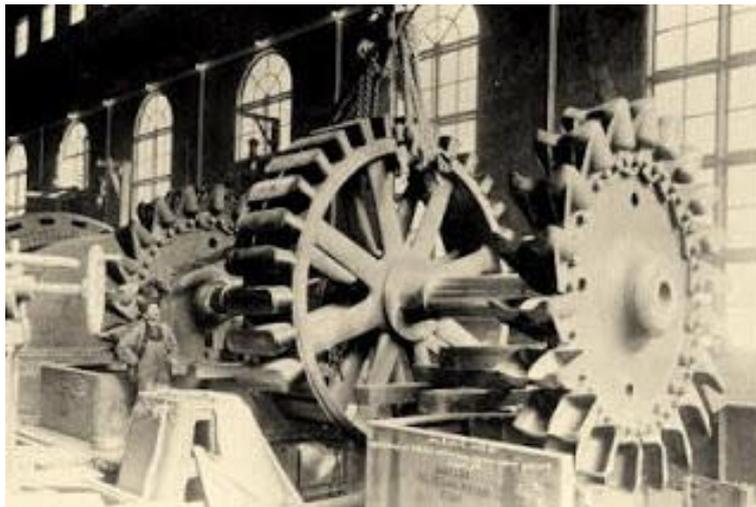


Ilustración 16. Rueda tipo Peltón sistema hidráulico para el suministro de energía. (1904). <http://tregaby.blogspot.com.es/p/la-asland-i-el-clot-del-moro>



Ilustración 17. Instalación de un secador de carbón en la fábrica Asland (1902).
<http://tregaby.blogspot.com.es/p/la-asland-i-el-clot-del-moro>

Durante todo el XIX se introdujeron grandes cambios en la técnica del pilotaje.

En un primer momento, la hinca se realizaba con un simple trípode desde el que se dejaba caer una maza que golpeaba la cabeza del pilote. Pero a principios del XIX comienza a utilizarse en Inglaterra la máquina de vapor para levantar las mazas. En 1824 se patenta el cemento Portland, y en 1830 los pilotes metálicos tubulares.

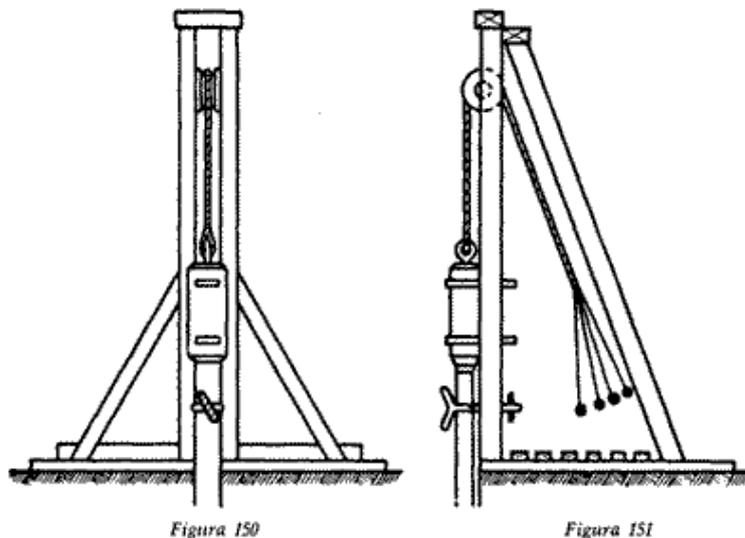


Ilustración 18. Hinca de pilotes con trípode y maza.
<http://www.elconstructorcivil.com/search/label/FUNDACIONES>

Ya a finales del XIX aparece en Francia el hormigón armado; en 1897 se patenta un sistema de pilotes, y en 1903 Beale instauró el sistema de pilote ejecutado con entubación metálica recuperable.

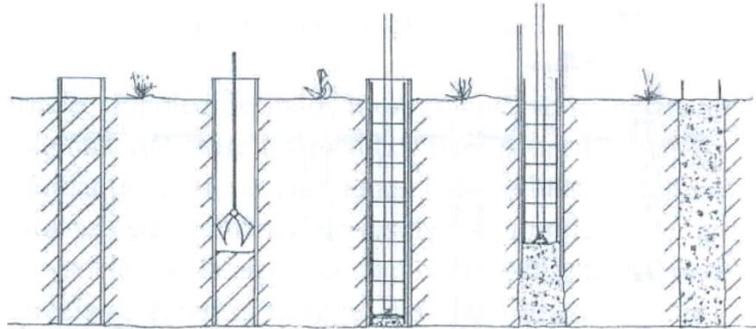


Ilustración 19. Ejecución de Pilote con camisa metálica recuperable.
<http://www.unav.edu/departamento/bcp/picturesCimInSitu01.html>

Hacia mediados del siglo XX (1946) aparecen las máquinas Diesel para el hincado de pilotes, y en 1953 Fondedile patenta el sistema Pali-Radice.

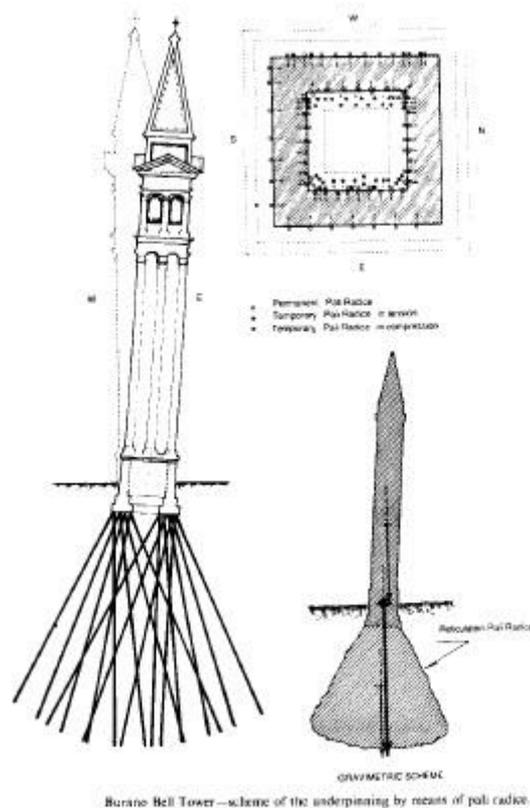


Ilustración 20. Ejecución de pali-radice en el recalce de edificios patrimoniales.
<http://www.patologiasconstruccion.net/2012/11/micropilotes-iv-aplicaciones/recalce-cimentaciones-existentes-micropilotes-usos/>

En los años 60, en la etapa de desarrollismo, se extiende el uso del hormigón armado en cimentaciones, primeramente con redondos de acero dulce y posteriormente de acero corrugado. Se desarrollan todas las formas que conocemos y aplicamos actualmente tanto para cimentaciones superficiales como profundas.

En estas últimas se generan variedad de patentes, dejando atrás la utilización de pilotes de madera cuya longitud era por fuerza limitada, y ofreciendo múltiples soluciones con pilotes de hormigón, cuya longitud puede ser mayor para alcanzar capas más profundas y resistentes de suelo.

Se desarrolla maquinaria que permite la ejecución de los pilotes por diversos sistemas, ya sea hinca, barrena, pilotes metálicos, etc.

No obstante, aún no se ha generalizado en este tiempo la realización de sondeos para caracterización del suelo portante, como se refleja en el art. 1.2.2. "Reconocimiento General de Suelos" del Pliego de la GGA de 1960, que dice así:

"es preceptivo el reconocimiento previo y adecuado del terreno, para conocer sus características precisas y para elegir el sistema adecuado de las cimentaciones que deben ejecutarse....aunque la capacidad resistente del suelo sólo podrá ser establecida mediante prospecciones geofísicas o sondeos, la elección de la presión admisible podrá obtenerse, entre otros métodos, mediante el estudio de las observaciones e informaciones locales, así como del comportamiento de las cimentaciones de edificios próximos".

Con este artículo se deja en manos del Director de Obra la disposición o no del reconocimiento del terreno, y se abre la puerta a lo que ha sido la práctica común hasta la aparición del Código Técnico de la Edificación, esto es, asignar una presión de trabajo basada en la experiencia de la zona para realizar los cálculos, y realizar las prospecciones en todo caso en el momento de realizar la excavación al comienzo de las obras.

El estudio obligado y detallado del suelo que se ha realizado en los últimos años por las ingenierías y empresas de prospecciones, ha llevado al perfeccionamiento de estos sistemas de cimentación y a su adaptación a distintos tipos de suelos conflictivos, generando técnicas y aplicaciones novedosas de los mismos, tal y como se pretende recoger en la presente tesis doctoral.

2.1.4.2 LOS SISTEMAS DE RECALCES

"Así pues será necesaria la fundación, esto es, dirigirse hacia la profundidad y la excavación, cuando haya de buscarse un suelo firme y estable por medio de una fosa; cosa que hay que hacer en la mayor parte de, por no decir en todos, los lugares".⁵

Las lesiones en edificación provocadas como consecuencia de fallos en cimentación son muy frecuentes según las estadísticas, y se producen con frecuencia como consecuencia de la ausencia de estudios geotécnicos o de defectos de ejecución o de interpretación de los mismos.

Cuando se produce un fallo en el cimiento, las actuaciones de refuerzo y reparación se dirigen o bien hacia el terreno, mediante técnicas de mejora y refuerzo, o bien hacia el elemento de cimentación, ampliando o profundizando la base en contacto con el plano de apoyo, o consolidando y reparando el cimiento existente.

Los procedimientos de mejora y refuerzo de terreno para resolver problemas de cimentaciones y apoyo de estructuras térreas viarias tienen un origen muy antiguo, tal y como indica el doctor Carlos Oteo en una de sus publicaciones. Se sabe que en Asia, muchos años antes de Jesucristo, se utilizaban troncos de madera para armar el terreno en el trasdós de muros y para mejorar superficialmente el terreno bajo las calzadas.

⁵ Leo Battista Alberti, "De RE Aedificatoria", Florencia 1485. Libro tercero, Capítulo I.

La aparición de nuevos materiales ha hecho que evolucionen y proliferen muy diversas técnicas para dar respuesta a las características específicas de cada tipo de suelo.

Mariano García López, clasifica los refuerzos y recalces en dos grandes grupos: Superficiales y profundos. Dentro del grupo de los SUPERFICIALES, incluye:

REFUERZO: mediante inyecciones de lechada de mortero, entre tablestacas o muretes, o bien por introducción de armaduras.

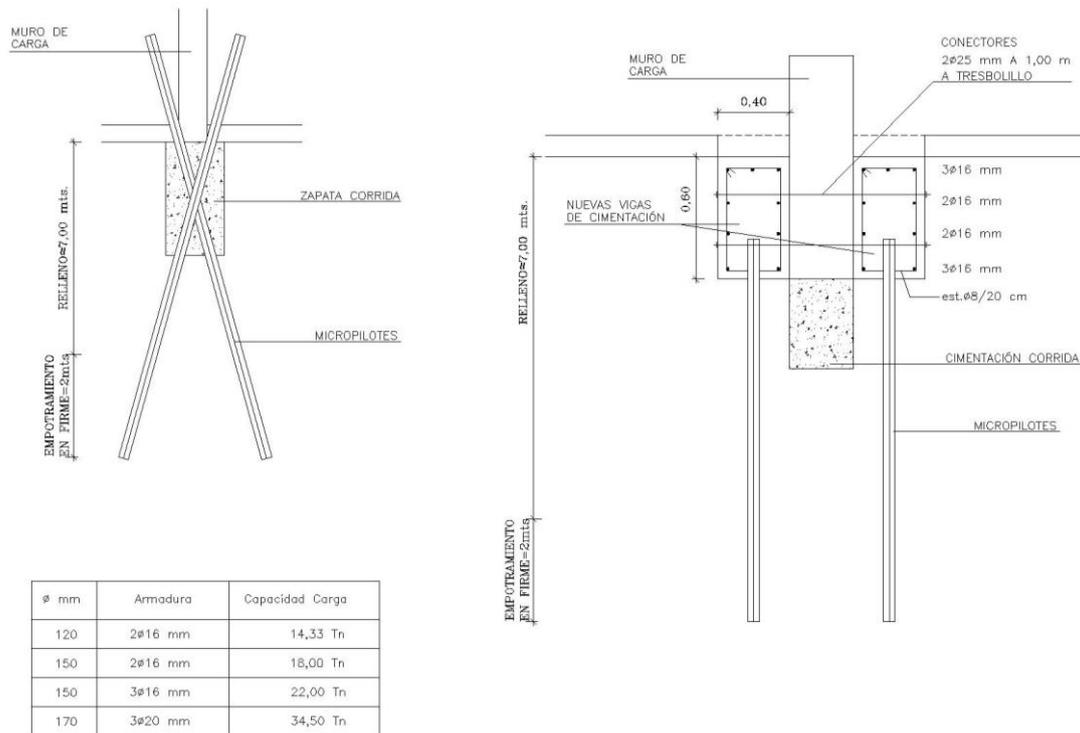


Ilustración 21. Refuerzo mediante inyecciones para mejora del terreno o micros armados. <https://epachon.wordpress.com/2013/01/08/e-1-recalce-de-cimentaciones-corridas-mediante-micropilotes/>

AMPLIACION: En el contorno, por debajo, o mediante la mejora del terreno.

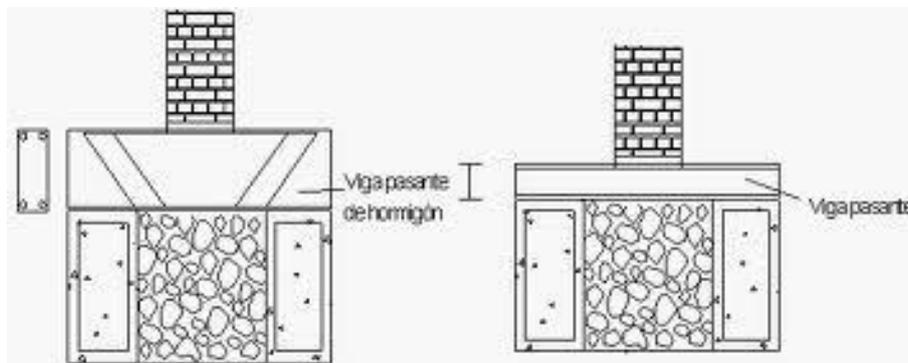


Ilustración 22. Ampliación de la superficie de contacto con el terreno. <http://www.monografias.com/trabajos30/recalces/recalces.shtml>

SUSTITUCIÓN: Zapatas corridas, aisladas o por puentado.

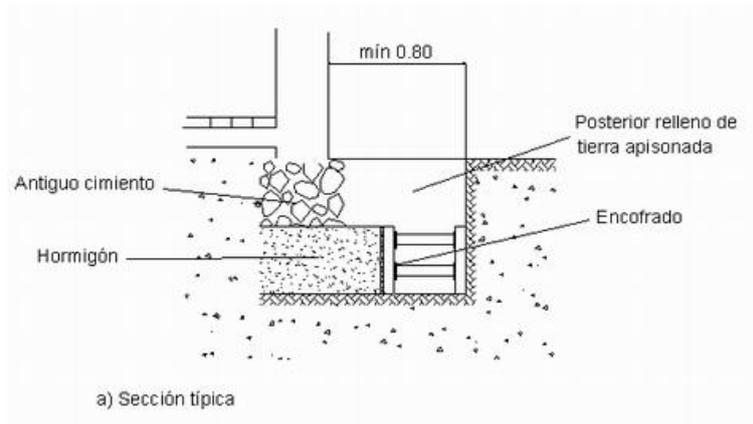


Ilustración 23. Croquis de recalce por ampliación y zunchado.
<http://www.monografias.com/trabajos30/recalces/recalces.shtml>

Tradicionalmente se ha optado por actuar directamente sobre la cimentación, empleando bataches para introducir vigas corridas o pozos bajo zapatas.

Estos métodos se basan en aumentar la superficie de contacto de la cimentación, de forma que se disminuya la tensión de trabajo, a la vez que se profundiza en el terreno, lo que generalmente conlleva también un incremento de la tensión admisible.

Para ello se ejecutan bataches junto al cimiento afectado, que luego se rellenan con hormigón por encima del nivel del plano de contacto con la cimentación, con idea de evitar posibles fallos en la conexión debido a la formación de juntas de retracción. El recalce se puede realizar por un lado o por los dos y el hormigón se puede armar si se pretende que absorba posibles flexiones.

Además, en el recalce por ambas caras se pueden emplear pasadores que atraviesen el cimiento y lo unan con el recalce, produciendo un efecto zunchado, o también inyectar resinas que aseguren la conexión cimiento-recalce.

Estos métodos alcanzan profundidades pequeñas, por lo que si estamos tratando con arcillas expansivas, no serán adecuados, ya que no superan la profundidad de la capa activa.

Otro factor que puede limitar su aplicación es la magnitud de las cargas (que puede ser incrementada al acometer la rehabilitación ó ampliación), en relación a la capacidad portante del suelo, que puede resultar insuficiente a profundidades escasas.

Si la calidad del suelo o la magnitud de las cargas exigen profundizar más, se recurre a los micropilotes o bien a la técnica del jet-grouting.

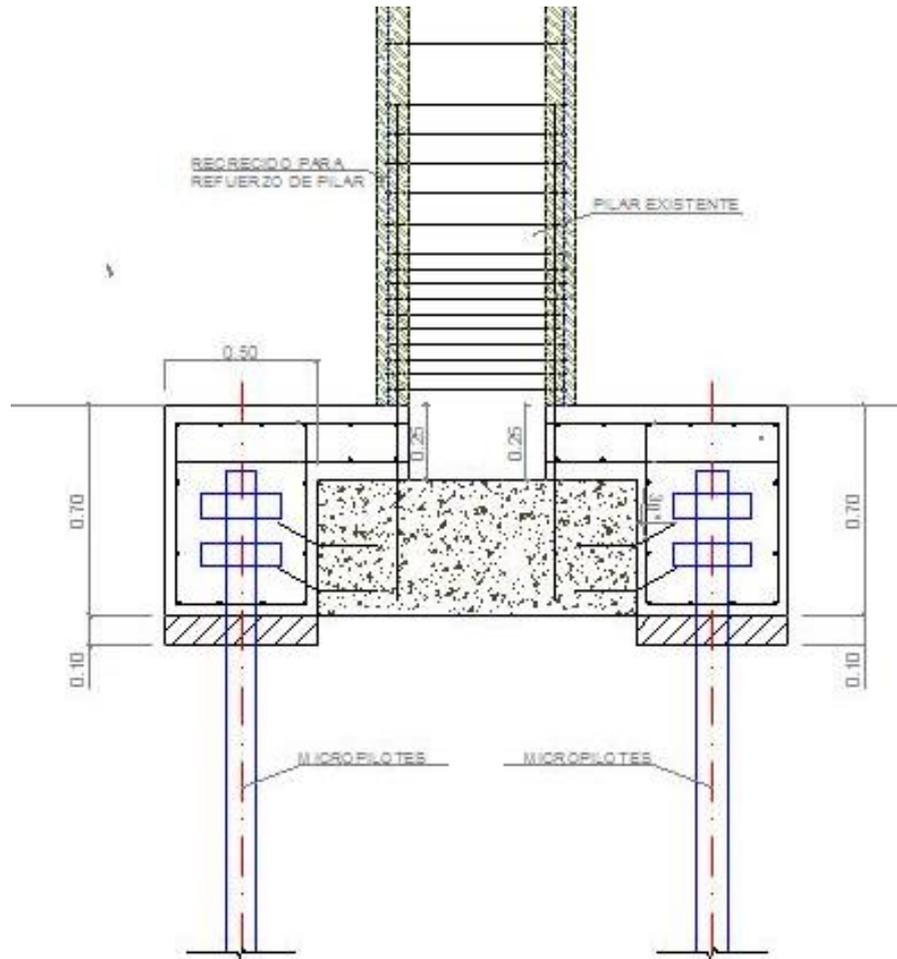


Ilustración 24. Método combinado con zunchado de cimentación superficial, y transmisión de cargas por debajo de la capa activa.
<https://epachon.wordpress.com/2013/01/08/e-1-recalce-de-cimentaciones-corridas-mediante-micropilotes/>

En el grupo de los PROFUNDOS, establece los dos grupos: pilotes y micropilotes, y JET GROUTING:

Los micropilotes son elementos de cimentación profunda con diámetro inferior a 300 mm, perforados en el terreno y armados con tubería de acero, que se inyectan con lechada o mortero de cemento en una o varias pasadas. Para su ejecución se perfora el taladro, se coloca la armadura, se inyecta el mortero y posteriormente se procede a conectarlo con la cimentación existente.

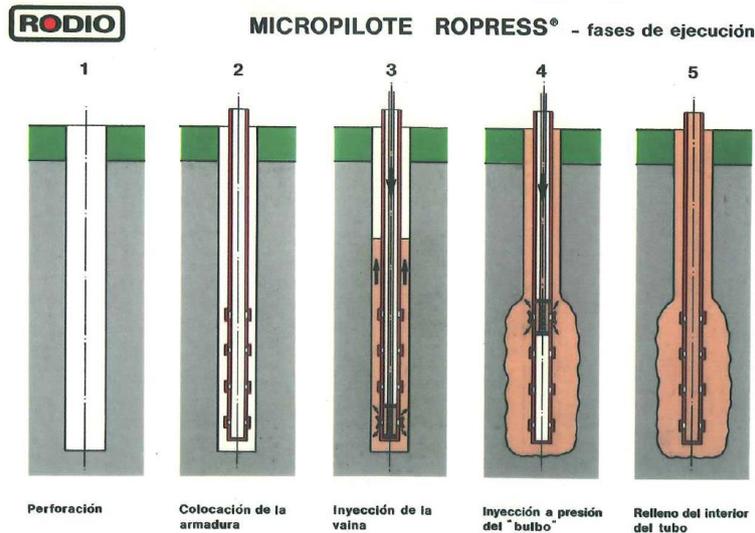


Ilustración 25. Ejecución de Micropilotes según manual de Rodio.
http://www.rodio-kronsa.es/images/stories/micropilotes/pdf/doctec/folleto_presentacion_general_micropilotes.pdf

La perforación puede realizarse a rotación, provocando la rotura del terreno mediante la fricción del taladro a rotación. Se emplea en terrenos blandos, mediante barrenas helicoidales, trialetas ó triconos.

Otro sistema de perforación, empleado en terrenos de consistencia media y dura, es el de rotopercusión, en el que se trituran los materiales por fricción y percusión conjunta. La percusión puede realizarse desde el exterior con martillos percutores, o bien mediante un martillo colocado en la punta del varillaje de perforación y que se acciona por aire comprimido.

El sistema autoperforante utiliza la propia armadura del micropilote como varillaje de perforación, inyectándose después a través de los agujeros de barrido. El inconveniente es que no queda garantizado el recubrimiento de la armadura, por lo que no se debe emplear en suelos agresivos o sospechosos de serlo.



Ilustración 26. Pilotes autoperforantes de Rodio.
http://www.rodio-kronsa.es/images/stories/micropilotes/pdf/doctec/folleto_presentacion_general_micropilotes.pdf

La armadura consiste en un tubo de acero con límite elástico entre 235 y 550 Mpa, y cuyos diámetros y espesores están normalizados.

Dichos tubos tienen una longitud limitada, por lo que a menudo han de enlazarse varios tramos. La unión entre armaduras debe realizarse por el sistema de macho-macho con manguito exterior, ya que el sistema macho-hembra no garantiza la transmisión de las cargas.

La inyección se puede ejecutar de tres formas distintas:

Inyección Global Unificada (IGU) del taladro con una lechada o mortero de cemento.

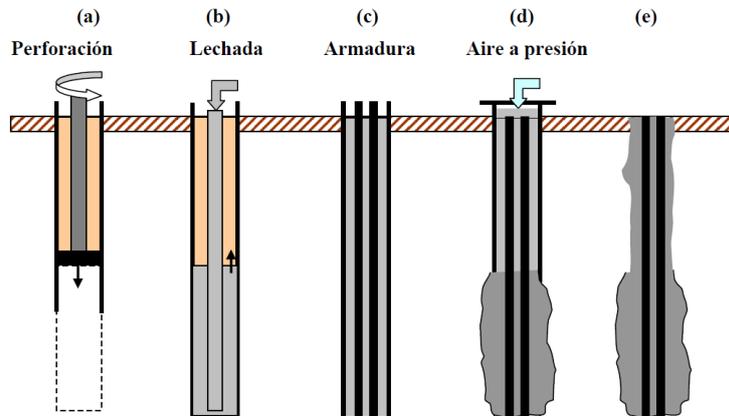


Figura N° 9: a) Perforación con sistema rotario y encamisado de la perforación. b) Llenado de la perforación con lechada de cemento por desplazamiento de los barros. c) Colocación de las armaduras.

Ilustración 27. Sistema IGU. Facultad de ingeniería Universidad nacional de la Plata, apuntes sobre micropilotes inyectados del Ingeniero Augusto José Leoni (Profesor Titular Área Geotecnia).

Mediante una inyección repetitiva de las válvulas antirretorno existentes en la armadura, inyectada de forma global mediante un obturador en boca (IR).

O bien mediante una Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS) del taladro de la perforación (inyección por fases).

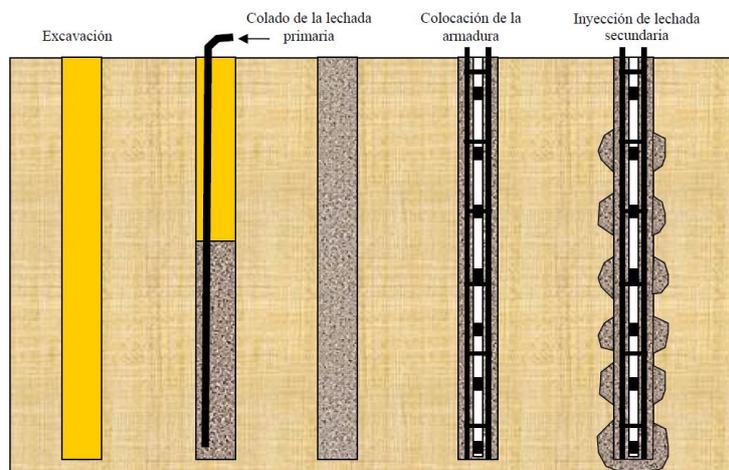


Ilustración 28. Sistema IRS. Facultad de ingeniería Universidad nacional de la Plata, apuntes sobre micropilotes inyectados del Ingeniero Augusto José Leoni (Profesor Titular Área Geotecnia).

En todos los casos habrá de calcularse, tanto la resistencia estructural del elemento, como su adecuación al terreno existente, esto es, la adherencia necesaria para transmitir las cargas al terreno a través del fuste.

El último paso consiste en conectar el pilote a la cimentación existente. Esta conexión puede llevarse a cabo de manera directa, cuando el cemento es atravesado por el pilote, haciendo las veces de encepado. En este caso se ejecuta previamente un taladro pasante en el cemento ejecutando después el micropilote, y eliminando la lechada en la zona del cemento, rellenando

ese espacio para garantizar el contacto entre la lechada o mortero que rodea al micro, y la cimentación preexistente, para garantizar la transmisión de esfuerzos de un elemento a otro.

Al objeto de aumentar la adherencia entre la armadura del micro y el mortero circundante, se pueden prever conectores a dicha armadura, compuestos por barras corrugadas o pletinas soldadas. Para esta operación se suelen emplear morteros sin retracción de alta resistencia.

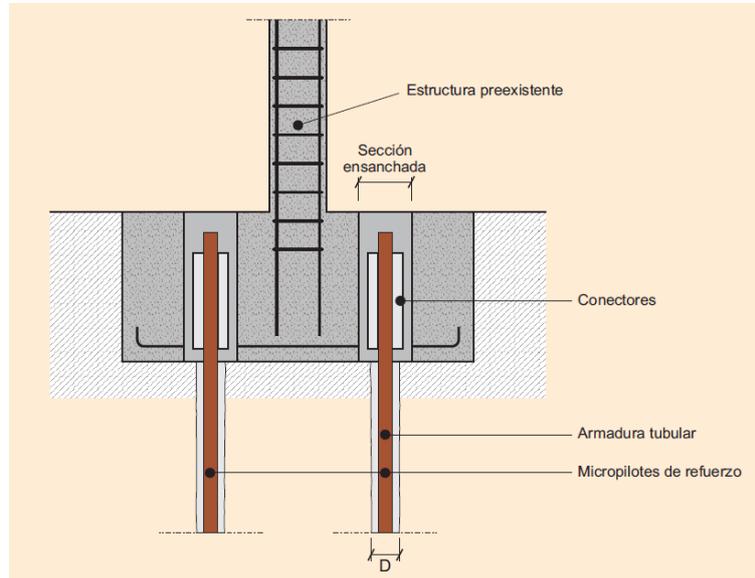


Ilustración 29. Ejemplo de conexión directa a un cimiento de hormigón armado. “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras”, Dirección general de carreteras, Ministerio de Fomento, 2005.

Este método será válido sólo si el canto de la zapata existente es suficiente para lograr la transmisión de esfuerzos. De lo contrario será necesario diseñar medidas adicionales, como por ejemplo placas de conexión atadas a la cimentación con pernos injectados con resina.

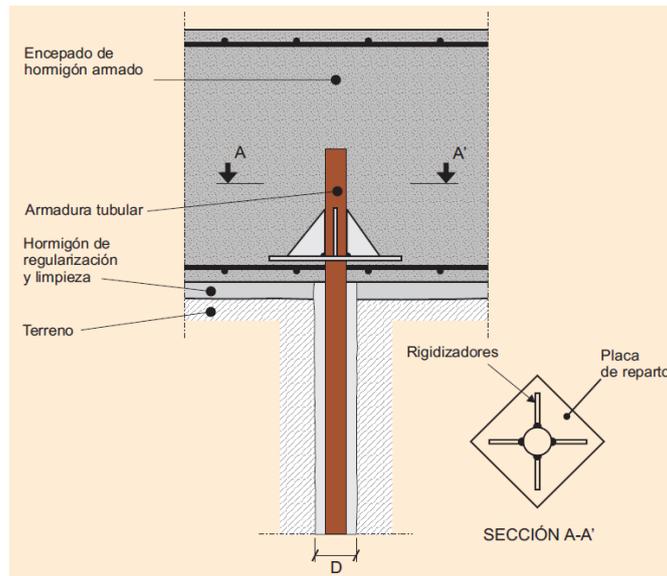


Ilustración 30. Ejemplo de conexión con placa de reparto y rigidizadores. “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras”, Dirección general de carreteras, Ministerio de Fomento, 2005.

El armado puede realizarse también en micropilotes ejecutados con inclinación, desde el exterior o interior del edificio.

Si la calidad del cemento preexistente es muy deficiente, podemos conectar los micropilotes a un nuevo encepado de hormigón armado, que a su vez se conecta a la cimentación que queremos recalzar. Esta conexión se consigue mediante el tratamiento de la superficie del cemento existente para obtener una superficie rugosa, y aportando elementos adicionales como conectores o pasadores metálicos.

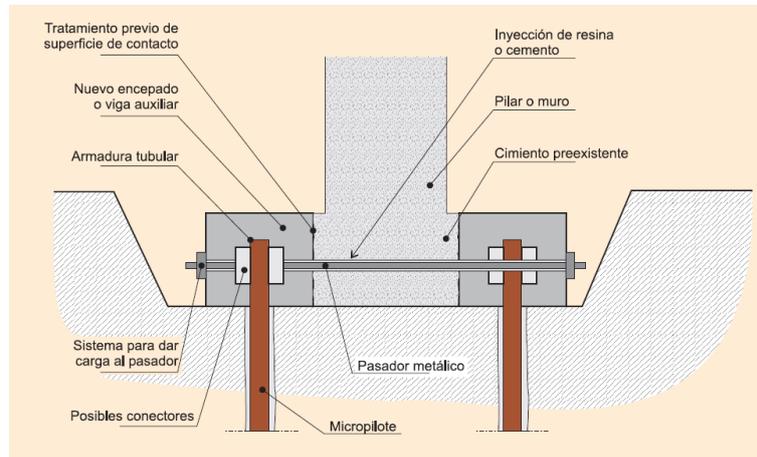


FIGURA A-5.8. EJEMPLO DE CONEXIÓN DE UN NUEVO ENCEPADO QUE SE CONECTA A SU VEZ A UNA CIMENTACIÓN PREEXISTENTE

Ilustración 31. Ejemplo de conexión de un nuevo encepado conectado a su vez al cemento preexistente. "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras", Dirección general de carreteras, Ministerio de Fomento, 2005.

Con este sistema conseguimos una capacidad portante elevada incluso con pequeños diámetros, y además resulta muy versátil, ya que puede perforar cualquier tipo de fábrica y existen productos adecuados (morteros ó resinas) capaces de garantizar la adherencia del micro a la zapata.

Por otra parte, contamos con variedad de maquinaria adaptable al espacio disponible en la obra, y que pueden ejecutar los micropilotes con el ángulo que se desee (cuidando siempre que la dirección de los esfuerzos no cree flexiones inadmisibles para el elemento), lo cual permite realizar obras de carácter singular, como suele suceder en rehabilitación patrimonial.

Las limitaciones de este sistema proceden de la utilización de agua en la perforación, la cual puede ser causa de colapso en terrenos flojos o rellenos. El agua puede sustituirse por aire, en cuyo caso perdemos eficacia en la perforación, por lo que a veces se recurre a sistemas mixtos aire-agua.

Incluso si no empleamos agua en la perforación, el colapso puede llegar, si el terreno es muy sensible, simplemente por la humedad aportada por la lechada de cemento. En estos casos se puede recurrir al uso de micros autopercutores.

Los pilotes autopercutores, conocidos por su patente como barras Ischebeck, deben cumplir con las siguientes características y propiedades, que la norma indica y prescribe.

- 1) Límite elástico limitado entre 4000 y 6000 kg/cm². La razón es la deformación que puede provocar la incompatibilidad del acero tanto con el hormigón como con la lechada de cemento. La deformación del cemento está limitada al 2 por mil. Así, los aceros cuyo límite elástico superan los 6000 kg/cm², no se adaptan, aceptan o deben contemplarse.

- 2) Ductilidad/ deformación. La ductilidad es la propiedad que marca deformaciones sin llegar a una rotura y mantener así un comportamiento elástico. En la gráfica tensión-deformación (fig.2) se muestra el rango de ductilidad de diferentes aceros. La norma requiere una ductilidad (un % Agt) por encima de 2,5 para la clase A.
- 3) Doblado/ desdoblado: es una simple prueba que se puede incluso ejecutar in situ. Si en este doblado/desdoblado se aprecian fisuras o la barra rompe, es que esa barra no tiene suficiente ductilidad (figura 3)
- 4) Adherencia respecto al área relativa de corruga. El factor de corruga f_R (cociente que expresa el resultado de a/b (ver figura 4), es importante de cara al reparto de fuerzas en el acero y cuerpo de cemento, evitando la migración de fisuras hacia la cara externa del recubrimiento. La norma exige un mínimo de $f_R > 0,056$. Podemos apreciar en la figura 5 diferentes factores de corruga para diferentes tipos de armado.
- 5) Otra característica fundamental del acero que deba utilizarse como autoperforante, es la tenacidad (ensayo Charpy). En el proceso de perforación, el acero es sometido a fuertes impactos, torsión y sobreesfuerzos, mediante la rotopercusión. Son ampliamente conocidas las herramientas con aleaciones de Cr-Ni para superar este problema. Lógicamente aceros con la aleación suficiente de Cr-Ni pueden resultar extremadamente caros. Pero lo que está claro, es que el daño por fatiga del acero autoperforante debe evitarse en cualquier caso.

Aceros de origen petrolero tipo N80, no sólo no cumplen con esta propiedad, sino que además en su propia norma ISO 11960, no se les exigen una composición química característica, por lo que claramente no son aceptados. Obviamente son aceros entorno a un 30-40% más económico que el acero que sí cumple, por lo que habrá que estar atentos a este punto.

Un elemento más a tener en cuenta es la conexión entre tramos de armadura. Las barras corrugadas se unen mediante manguitos de unión, que deben garantizar la misma carga última del conjunto del sistema diseñado. El sistema debe romper en la barra y no el manguito o deslizarse dentro del mismo.

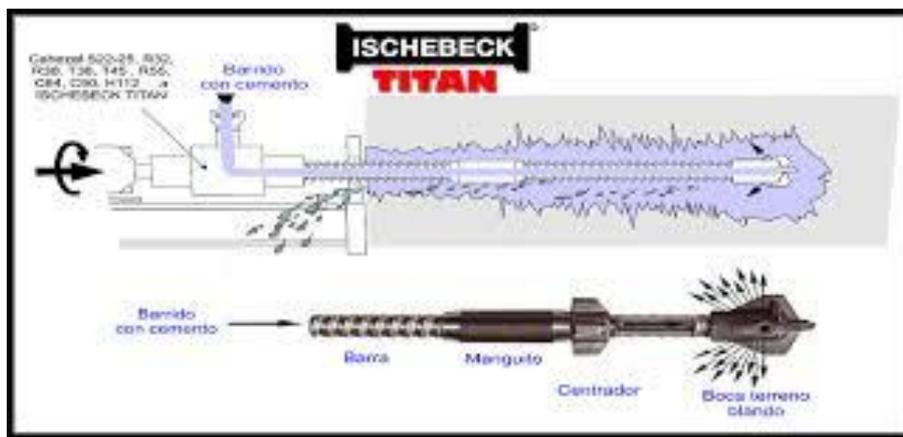


Ilustración 32. Patente Ischebeck.
<http://www.ischebeck.de/startseite/geotechnik/>

El Jet-grouting es también un sistema de inyección que consiste en la desagregación del suelo, mezclando éste y sustituyéndolo en parte por un agente cementante.

Primero se ejecuta mediante rotación (terrenos blandos) o rotopercusión (terrenos firmes o duros) hasta la cota final deseada. Posteriormente se destruye la estructura del suelo mediante un chorro de fluido de alta energía, que facilita la mezcla del mismo con una lechada

de cemento, y que emerge por una tobera de diámetro pequeño a gran velocidad, con presiones elevadas que oscilan entre los 350 y 500 bares.

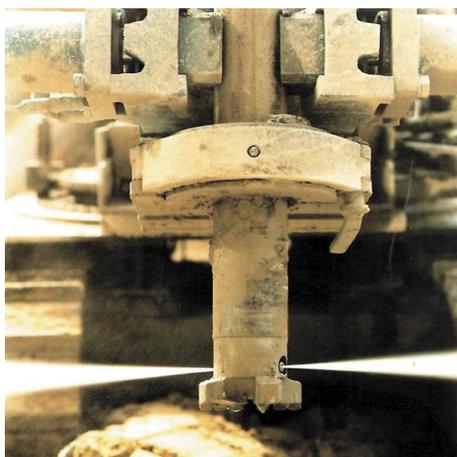


Ilustración 33. Tobera de Jet Grouting.
<http://www.heidelbergcement.com/de/de/country/zement/lieferprogramm/geotechnik/applications/grouting.htm>

Este procedimiento exige la entibación de toda la perforación hasta la zona de tratamiento, para poder evacuar parte del material removido y parte de los fluidos de inyección y excavación. El radio final de la columna del jet dependerá tanto de las variables de inyección como de las características geotécnicas del suelo, obteniendo diámetros de 0.5 a 3.00 m.

Las limitaciones de este método en recalces son evidentes, ya que requiere maquinaria pesada, difícil de introducir en los edificios, y además es necesario ejecutar las columnas atravesando la propia obra de fábrica, por lo que los elementos a recalzar tienen que ser lo suficientemente rígidos como para resistir incluso con las zonas debilitadas por la ejecución de las columnas.

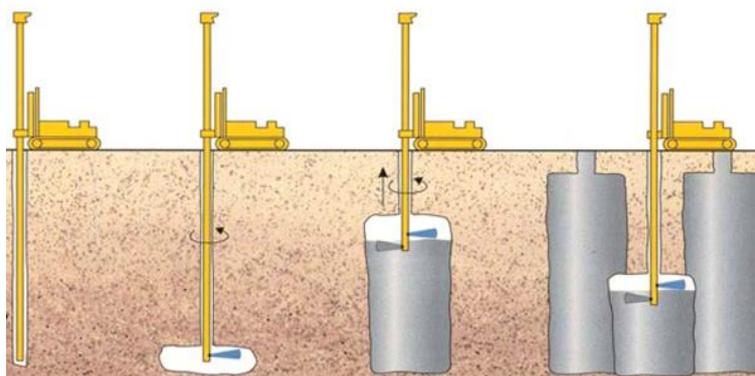


Ilustración 34. Ejecución de Jet-Grouting.
<http://www.silsoil.es/actividades/inyecciones.php>

Por otra parte, la conexión se logra introduciendo barras o tubos en la columnas, pero resulta más compleja y menos eficiente que en el sistema de micropilotes. A ello se une el riesgo de que puedan producirse subpresiones considerables en el terreno como consecuencia del bloqueo de la salida del material resurgente, entrando en estado de presión una gran masa de inyección que podría introducir levantamientos incontrolados en la cimentación.

Otra opción son los MÉTODOS DE MEJORA DEL SUELO de apoyo de la cimentación.

En rehabilitación, el tratamiento de mejora del suelo más empleado son las inyecciones, ya sean de lechada, de mortero de cemento, o de productos químicos.

Las inyecciones de lechada de cemento se ejecutan por el método de los tubos-manguito. Se trata de inyecciones armadas, en las que primeramente se ejecuta el taladro, después se introduce un tubo metálico de pequeño diámetro y espesor, dotado de válvulas de inyección antirretorno (IRS), por las que sale la lechada a presión hacia el terreno.

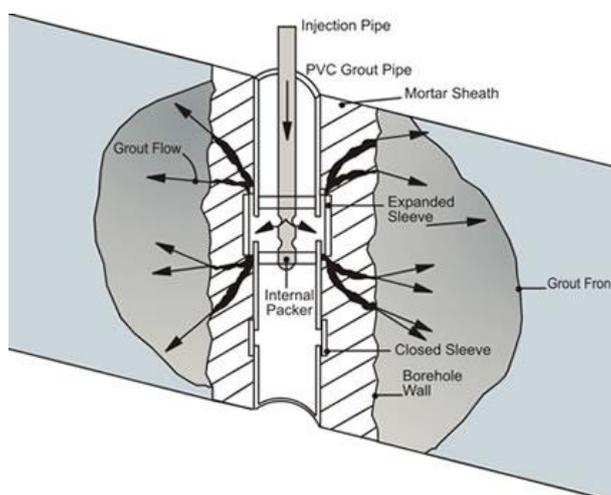


Ilustración 35. Válvulas de inyección de lechada.
http://www.keller.com.mx/servicios/mejoria_suelo/sistema_inyeccion.html

El efecto resultante es el de la compactación del terreno por presión, y su armado por medio del tubo metálico y las vetas de lechada de cemento.

En un primer momento, el efecto de las perforaciones, la vibración, y el alivio de la posible agua intersticial, pueden hacer que el terreno baje aún más, pero una vez se va colmatando empezará a subir.

Llegados a este punto podrá seguir inyectándose para corregir asientos y levantar o nivelar las cimentaciones, mediante lo que se denominan inyecciones de compensación.

Las inyecciones de mortero emplean morteros densos a altas presiones, y se emplean para rellenar huecos (por ej. suelos kársticos), y para compactar el terreno.

Las inyecciones químicas emplean geles de sílice y otros productos como resinas, y emplean una técnica similar a las inyecciones armadas, pero empleando tubos de PVC en lugar de metálicos.

Normalmente se realiza la inyección del gel de sílice una vez ejecutado un primer tratamiento con arcilla ó bentonita-cemento para rellenar los huecos o poros de gran tamaño.

Una vez introducido el tubo-manguito, habrá de registrarse la pérdida de presión del sistema formado por el obturador doble y la válvula del manguito, ya que ésta habrá de sumarse a la presión de cierre establecida.

En un primer momento la inyección requiere una presión muy superior a la presión máxima admisible ya que tiene que romper la "gaine" o vaina de arcilla-cemento con la que se ha sellado el taladro. Sin embargo, esta presión debe alcanzarse con caudal nulo, para evitar que pudieran producirse dislocaciones en el terreno.

La inyección de cada tramo debe realizarse sin interrupción hasta alcanzar la presión de cierre o el volumen correspondiente a la admisión máxima preestablecida.

Es importante observar que no se produzcan resurgencias de la mezcla por el contorno de la boca del taladro o por el interior del tubo manguito, ya que eso supondría una mala ejecución de la vaina o un defecto en el tubo manguito.

Las inyecciones con resinas de altos polímeros sintéticos de baja viscosidad se clasifican en:

- Inyecciones de resinas en solución acuosa: incluyen resinas fenólicas (fenol-cresol, resorina-formaldehído), furánicas (urea-formaldehído o melanina-formaldehído) y acrílicas.
- Inyecciones de resina reactivas: incluyen las resinas epoxi y las de poliéster.
- Inyecciones de resinas expansivas: incluyen las resinas de poliuretano empleadas en el taponamiento de grandes huecos.

La finalidad de estas inyecciones puede ser la consolidación del terreno, mejorando las condiciones mecánicas y mejorando deformaciones irreversibles debidas a la falta de compacidad del mismo debido a fisuras abiertas, zonas trituradas o milonitizadas.

En otros casos lo que se pretende es impermeabilizar, esto es, disminuir la permeabilidad del suelo y crear barreras antihumedad.

En cualquier caso, se pueden conseguir ambos objetivos simultáneamente.

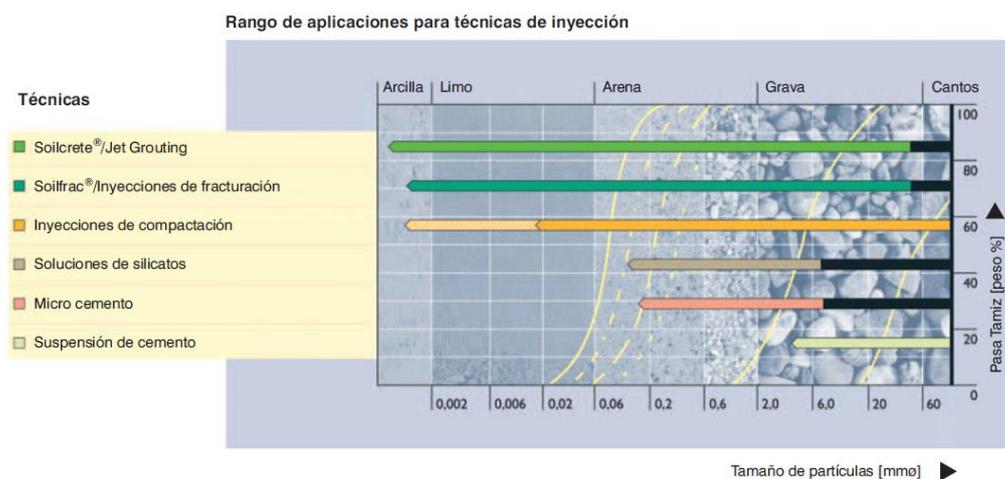


Ilustración 36. Recomendaciones de Kellerterra sobre tratamientos de suelo según sus características. Catálogo de Inyecciones de Compactación. Kellerterra.

2.1.5 FUENTES CONSULTADAS.

Los avances realizados en el campo de investigación que nos ocupa se alimentan de cuatro fuentes principales:

- Las Universidades (fuentes documentales)
- Los Centros de Investigación Oficiales (fuentes documentales)
- La Empresa Privada (fuentes archivísticas)
- Los Profesionales Libres (entrevistas)

Dentro de la Universidad, las Escuelas Técnicas y Politécnicas investigan tanto en el campo teórico como en el práctico, siendo consultadas a menudo en los casos más conflictivos. Sus

catedráticos y profesores titulares son invitados a congresos en los que se exponen tanto los últimos avances teóricos como las experiencias en rehabilitación y nuevos ensayos y técnicas.

Es el caso de profesionales destacados en el área de los suelos metaestables como:

D. Carlos Oteo Mazo, Dr. Ingeniero de CCP. Catedrático de Ingeniería del Terreno de la Universidad de La Coruña.

Investigador incansable y maestro de maestros, realiza trabajos como: Reflexiones diversas sobre el arte de la estabilización de taludes en Andalucía Problemas geotécnicos de los monumentos y obras antiguas. Director de tesis sobre la inyección de suelos potencialmente licuables. Problemas geotécnicos especiales y tratamiento de terrenos.

D. Pablo de la Fuente Martín, Dr. Ingeniero de CCP. Profesor Titular de la Universidad Politécnica de Madrid

Dirige un grupo de investigación de Ingeniería Estructural en el Observatorio I+D+i de la UPM. Estudioso del tema y gran sintetizador de conocimientos.

D. Fernando Da Casa Martín, Dr. Arquitecto. Catedrático de la Universidad de Alcalá de Henares en la que imparte las asignaturas de: Técnicas de Intervención en el Patrimonio Construido, Intervención en los Sistemas Estructurales de Patrimonio Construido y Diagnóstico de la Intervención en el Patrimonio Construido.

Recientemente ha publicado “Aplicación de la tomografía y Fotogrametría en la Intervención del Patrimonio”.

D. Joaquín Pérez Romero, Dr. Ingeniero de CCP. Profesor Asociado de la Universidad de Málaga

En su haber se haya el estudio realizado sobre el diseño de cimentaciones profundas (pilotes) mediante la utilización del ensayo presiométrico, muy utilizado en Francia, rápido y fiable.

El estudio se ha llevado a cabo en suelos andaluces, como los depósitos del Río Guadalhorce en Málaga, los de la Ría de Punta Umbría en Huelva, o las Margas Azules del Guadalquivir en Marchena (Sevilla).

D. José Santos Sánchez, Ingeniero de CCP. Profesor Asociado de la Universidad de Granada, y que imparte clase en la ETS de ICCP en las asignaturas de: Geotécnia y Cimientos, Métodos de Reconocimiento de Terrenos, y Obra Subterránea y Túneles.

En la Escuela de Arquitectura de Sevilla destacan los estudios del grupo PAIDI TEP107: Estructuras y Geotecnia y del TEP018 Ingeniería del Terreno:

José Luis de Justo Alpañés, Ingeniero de CCP., Catedrático del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, de la Universidad de Sevilla.

Juan Saura Martínez, Ingeniero de CCP., Profesor Asociado del Departamento de Mecánica de los Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, de la Universidad de Sevilla.

Antonio Jaramillo Morilla, Catedrático de Universidad, adscrito al Departamento de Mecánica de los Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno.

Antonio Delgado Trujillo, Arquitecto, Profesor titular de Universidad, profesor del departamento de Mecánica de los Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno.

Con publicaciones entre los años 83 y 2002:

De Justo, JL; Saura, J; Jaramillo Morilla, A., Delgado Trujillo, A., "Aplicaciones del Método de Elementos Finitos al estudio de cimentaciones sobre arcillas expansivas". Anales de Ingeniería Mecánica. 1983. Vol. 1. Núm. 1. Pág. 104-109

De Justo, JL; Saura, J; Rodríguez, JE; Delgado, A and Jaramillo, A. A "Finite Element Method to Design and Calculate Pier Foundations in Expansive-collapsing Soils". Fifth International Conference on Expansive Soils 1984. Institution of Engineers, Australia National conference publication, Nº 84/3. ISBN: 0858252171. 119-123.

De Justo, JL; Saura, J; Jaramillo Morilla, A., Delgado Trujillo, A., Gentil Govantes, P. "Prediction and performance for seasonal swelling shrinkage of buildings on expansive clay". Comunicación en congreso. 11th International Conference on Soil Mechanics and foundations California, San Francisco; Estados Unidos de América. 1985.

Delgado Trujillo, A. "Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno". Tesis doctoral dirigida por José Luis de Justo Alpañés. Universidad de Sevilla (1986).

De Justo, JL; Saura, J; Jaramillo Morilla, A., Delgado Trujillo, A., Gentil Govantes, P. "Predicción y comportamiento de edificios sobre arcillas expansivas ante movimientos de hinchamiento-retracción estacionales". Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. 1986. Núm. 83-84. Pág. 11-17

De Justo, JL; Saura, J; Jaramillo Morilla, A., Delgado Trujillo, A., "Damaged houses on pile foundation in expansive soil". Comunicación en congreso. 6th International Conference On Expansive Soil. New Delhi, India. 1987.

De Justo, JL; Jaramillo Morilla, A., Delgado Trujillo, A., Manzanares Japón, J. L. "Interacción suelo-estructura en un grupo de edificios cimentados sobre pilotes en suelo expansivo". Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. 1989. Núm. 94. Pág. 3-7.

Justo Alpañés, J. L., Delgado Trujillo, A. "Trayectorias tensión-deformación durante el hinchamiento, colapso y retracción de los suelos in situ". Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. 1989. Núm. 95. Pag. 11-18.

Jaramillo Morilla, A., de Justo Alpañés, J.L., Romero Hernández, R. "Cimentaciones y construcciones en arcillas expansivas: de la Itálica romana al PP-1 de Santiponce (Sevilla)". Actas del Tercer Congreso Nacional de Historia de la construcción: Sevilla, 26 a 28 de octubre de 2000, Vol. 1, 2000, ISBN 84-95365-55-3, págs. 537-544.

De Justo Moscardo, E, de Justo Alpañés, J.L., Durand Neyra, P. "Construcción de infraestructuras en terrenos expansivos y colapsables". Revista de Obras Públicas: Órgano profesional de los ingenieros de caminos, canales y puertos, ISSN 0034-8619, Nº. 3422, 2002, págs. 39-49.

En Granada en la E.T.S. De Ingeniería de Edificación el grupo de Investigación 'Materiales de construcción, restauración y dinámica de suelos' TEP-942, cuyo IP es Ignacio Valverde Espinosa, destaca por sus estudios en suelos críticos en Granada.

Ignacio Valverde Palacios, leyó su tesis doctoral titulada "Cimentaciones de edificios en condiciones estáticas y dinámicas: casos de estudio al W de la ciudad de Granada" en la Universidad de Granada en el Departamento de Ingeniería Civil el 20 de julio de 2010.

En cuanto a los Organismos Públicos, destacan:

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), dependiente del Ministerio de Fomento y del de Agricultura y Medio Ambiente.

Este organismo está en la vanguardia de la Auscultación de Obras, Elementos y Sistemas, y en Técnicas Geofísicas aplicadas a la Geotecnia. Cabe destacar la presencia de dos consultores excepcionales como son:

D. Antonio Santos Moreno, Ingeniero de CCP. Jefe de área de Geotecnia del CEDEX, actualmente imparte un Máster en el Proyecto de Estructuras de Cimentación y Contención en la Universidad Politécnica de Madrid.

D. Jose Manuel Martínez Santamaría, Dr. Ingeniero de CCP. Jefe del área de Geotecnia aplicada a las obras públicas, del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, y a su vez profesor asociado del Departamento de Ingeniería del Terreno de la ETS de ICCP de Madrid. Además fue miembro del equipo de trabajo para la elaboración del GT-SE1 (Cimentaciones en el Código Técnico de la Edificación).

El Instituto Andaluz de Patrimonio Histórico, se define como una agencia de investigación, innovación, desarrollo y transferencia sobre el patrimonio cultural. Está acreditado oficialmente en el Sistema Andaluz de Conocimiento como Instituto de Investigación.

Dentro de él se articula el Plan Andaluz de Innovación, Desarrollo e Investigación (PAIDI).

Es un agente de generación del conocimiento, cuyos objetivos son:

1. Prepararse para cooperar y competir, sistematizando sus actividades de investigación en cooperación con otras entidades, de forma competitiva, y dentro del sistema científico español y europeo.
2. Demostrar y transferir, con las capacidades tecnológicas y disponibles en el Instituto, las investigaciones anteriores y en curso, para consolidar su papel como agente de transferencia de tecnología y conocimiento hacia la sociedad.

Además, organiza Cursos sobre gestión y conservación del Patrimonio, y realiza una labor de elaboración de Bases de Datos. Sus laboratorios se emplean en transformar los conocimientos científicos en Tecnología avanzada para su aprovechamiento por la sociedad.

Es fundamental su tarea de difusión de conocimientos, y su apoyo a la labor de los investigadores, así como su función como consultora al servicio de terceros.

En el ámbito de la Empresa Privada, la experiencia aportada por la infinidad de casos tratados, con su correspondiente exploración, ensayos, hipótesis y tratamientos, las convierten en una fuente inestimable de conocimiento y en un pilar fundamental para la elaboración de Bases de Datos.

De hecho, la sistematización de suelos inestables en Andalucía que se presenta en esta tesis, proceden de la experiencia aportada por los trabajos llevados a cabo por estas empresas en todo el territorio andaluz. Como ejemplo podemos citar:

- SITE, empresa dedicada a sondeos, inyecciones y trabajos especiales, que cuenta con los servicios de D. José Santos Sánchez, Ingeniero de CCP, y un inestimable consultor por su experiencia con suelos de difícil tratamiento.
- CEMOSA, que realiza estudios geotécnicos, y desarrolla proyectos I+d+i tanto para trabajos de construcción, como de materiales, o de instrumentación de edificios.

Como consultor geotécnico cuenta con los servicios de D. Joaquín Pérez Romero, Dr. Ingeniero de CCP y profesor de universidad.

- VORSEVI, ingeniería, consultoría y asistencia en la construcción, es dueña de una larga y fructífera experiencia en territorio andaluz, ya que, aunque actualmente opera a nivel mundial, sus comienzos fueron en nuestra comunidad, por lo que gracias a la colaboración de su geólogo D. Angel Alberto Martínez Girón, se ha podido recopilar gran parte de la información de campo que ha servido para cartografiar la localización de suelos conflictivos en Andalucía.

Por último, y no menos importante, los Profesionales. Nuestros compañeros arquitectos e ingenieros, que están continuamente afrontando la problemática de la obra concreta, del suelo en el que han de trabajar y que no han elegido. Así podemos citar algunos ejemplos, que han participado como proyectistas en las obras que se estudian en la presente tesis y que son auténticos pioneros en la detección y tratamiento de problemas en nuestros suelos, de los que no se tenía conocimiento. Es el caso de:

D. Emilio Yanes Bustamante, arquitecto con amplia experiencia en tratamiento de suelos expansivos y colapsables. Gracias a él se detectó la presencia de arcillas sensitivas del Pleistoceno en Granada, y se creó una nueva tecnología de cimentación profunda para su empleo en el recalce de estos suelos.

D. Joaquín Aramburu Maqua, arquitecto autor de importantes trabajos en la provincia de Huelva, en la que ha tenido la oportunidad de conseguir un gran conocimiento del comportamiento de los fangos.

D. José Manuel Romero Sousa, Ingeniero Técnico, que ha intervenido como calculista y dirección técnica en múltiples obras cimentadas en suelos colapsables o expansivos en el territorio andaluz, lo que le convierte en un consultor muy valioso.

A los profesionales citados en este apartado se les ha realizado una entrevista sobre el estado de la cuestión, que se adjunta en el apartado 5 de Investigación, y en la que se detectan, dada su extensa experiencia, muchos de los problemas del sector que conducen a que se produzcan fallos en las operaciones de recalce.

2.1.6 LAS EMPRESAS DEL SECTOR.

El sector de la construcción, y particularmente el de la rehabilitación, tiende a organizarse a través de subcontratas en las que se adjudican los trabajos a industrias especializadas.

El desconocimiento de los técnicos en relación al comportamiento de suelos, así como la dificultad técnica que estos trabajos entrañan, tanto a nivel geotécnico como estructural, hace que las empresas especializadas jueguen un importante papel en la elección y puesta en obra de los sistemas de recalce y mejora, ya que cuentan con una experiencia práctica insustituible.

A continuación se enumeran algunas de las más relevantes, y con trabajos de envergadura realizados en nuestra comunidad.

RODIO-KROMSA <http://www.rodiokronsa.es/>

SONDEOS CIMENTACIONES RECALCES S.A.

<http://www.scrsa.com/index.asp?pagina=empresa&subpagina=76&c=26>

PIRESA <http://www.piresa.es/>

PERFOSONDA <http://www.perfosonda.es/micropilotes.html>

PILOSUR <http://www.pilosur.com/>

GEONOVATEK <http://www.geonovatek.es/campos-de-aplicacion/recalce-cimentaciones/>

SILSOIL <http://www.silsoil.es/contacto/>

ENTECSA <http://www.entecsa.es/0101.html>

TERRATEST <http://www.terratest.es/index.php?lan=cas>

KELLER <http://www.kellerterra.com/>

PILOTES Y OBRAS S.A. <http://www.pilotesyobras.com/>

BAUER FOUNDATIONS (Alemania) <http://www.bauerfoundations.com/en/index.html>

SOLETANCHE BACHY (Francia)

http://www.bachy-soletanche.com/SBF/sitev4_uk.nsf?Opendatabase

2.2 MARCO NORMATIVO

El marco normativo aplicable es el Código Técnico de la Edificación (CTE), que regula la seguridad estructural de los cimientos. Publicado como REAL DECRETO 314/2006, de 17 de marzo (Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007), y corrección de errores (BOE 25/01/2008)), es el documento básico que regula el diseño y construcción de cimientos es el DB SE Cimientos.

Previo al CTE, las normas tecnológicas de la edificación, publicadas por la Dirección general de la vivienda la arquitectura y el urbanismo, del Ministerio de Fomento tenían como objeto prescribir y recomendar las prácticas y criterios más adecuados para el diseño, cálculo construcción, valoración, control y mantenimiento de cimientos y actuaciones en el terreno mediante los apartados:

NTE CEG: Norma tecnológica de la edificación. Estudios Geotécnicos

NTE C: Norma tecnológica de la edificación. CIMENTACIONES.

- Contenciones: Muros CCM; Pantallas CCP ; Taludes CCT
- Pilotes: Encepados CPE; Pilotes In situ CPI; Pilotes Prefabricados CPP
- Superficiales: Corridas CSC; Losas CSL; Vigas flotantes CSV; Zapatas CSZ

Y el apartado no publicado:

- Refuerzos: Compactaciones CRC; Inyecciones CRI; Recalces CRR; Zampeados CRZ

Se proyectó la elaboración de una NTE-Recalces, pero finalmente no se llevó a cabo este trabajo.

2.3 MARCO GEOGRÁFICO

El marco geográfico de la presente tesis es Andalucía, región española situada al sur de la península Ibérica, limita al norte con las comunidades de Extremadura, Castilla La Mancha y Murcia, al sur con el Océano Atlántico (Golfo de Cádiz), el Estrecho de Gibraltar y el Mediterraneo Occidental (Mar de Alborán), y al oeste con Portugal.

La Geología de Andalucía se recoge en la serie MAGNA a escala 1:50.000, desde la hoja 807 a la 1078, del Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Esta cartografía es una herramienta de consulta de suma importancia para la labor de los técnicos en orden a establecer la viabilidad de los terrenos para su construcción.

En el Anexo 3 se adjuntan las hojas de la serie 1: 200.000, correspondientes a las siguientes provincias andaluzas:

- Sevilla, Hoja 3-10/75 de Sevilla, y 4-11/82 de Morón de la Frontera
- Huelva, Hoja 2-11/80 de Ayamonte-Huelva, y 2-10/74 de Puebla de Guzmán
- Granada y Málaga, Hoja 5-11/83 de Granada-Málaga, y 6-10/78 de Baza
- Jaén, Hoja 5-10/77 de Jaén
- Córdoba, Hoja 4-10/76 de Córdoba
- Almería, Hojas 6-11/84 y 7-11/85 de Almería-Garrucha
- Cádiz, Hojas 3-12/86 de Cádiz y 4-12/87 de Algeciras

En ellos se detalla por Regiones y dentro de éstas, por Áreas, sus características de relieve, morfología, permeabilidad, drenaje, capacidad mecánica, posibilidad de asentos, y posibles medidas de precaución.

Además se describen los suelos característicos más desfavorables, así como su ubicación en la provincia a nivel territorial.

Uno de los objetivos de esta tesis es acometer una actualización de esta información y su acercamiento al ámbito urbano, de manera que sirva de orientación para diseñar actuaciones de recalce de edificios patrimoniales.

3 OBJETIVOS

Los objetivos de la presente tesis se sintetizan en los seis puntos siguientes:

- 1) Revisión crítica de los Métodos de Recalce empleados en edificios patrimoniales cimentados sobre suelos que presentan un comportamiento inestable.

En la segunda mitad del siglo XX, el crecimiento de la población y la necesidad de habilitar nuevas áreas urbanas, conducen al desarrollo de nuevas técnicas de tratamiento de suelo que permitan construir en zonas que anteriormente se hubieran descartado.

En la última década el desarrollo técnico y la fuerte inversión en Conservación de Patrimonio han propiciado el empleo de metodologías de recalce, a veces a modo experimental, que habrá que valorar en función de su eficacia y de los resultados en el tiempo.

Ha llegado el momento de hacer balance y recapitular sobre dichas técnicas, tanto en su idoneidad técnica como en su viabilidad económica.

Detectar suelos potencialmente peligrosos (arcillas sensitivas, suelos colapsables, suelos blandos compresibles) que pudieran llevar al fracaso las intervenciones de conservación.

Habrà que definirlos en cuanto a sus características, procedencia y potencial problemática.

El conocimiento de sus características nos conduce a elaborar pruebas y ensayos de laboratorio más adecuadas para su detección y la previsión de su comportamiento frente a cambios o fluctuaciones de las condiciones externas.

La procedencia es útil para extrapolar conocimientos de una zona a otra, poniéndonos en aviso de la potencial conflictividad de suelos que hayan sido depositados en la misma edad geológica.

- 2) Revisar la Metodología de Estudios Previos en edificación, de manera que no se convierta en una batería de pruebas rutinarias que no tengan en cuenta el tipo de suelo y las capacidades portantes que se van a solicitar del mismo.

La formación del arquitecto hace más hincapié en las tareas de diseño del edificio sobre rasante, mientras que hay una cierta cultura de confiar la estructura enterrada y la fundación del edificio a empresas comerciales que solucionen el problema técnico.

Esta concentración de esfuerzos en el objeto que queda a la vista, conduce a veces a minusvalorar la parte de edificio que queda en contacto con el suelo y por ello a merced de su casuística.

Por ello uno de los objetivos es concienciar al profesional de la arquitectura para incluir al suelo y su comportamiento en el proceso de diseño, de manera que el edificio sea apto, no sólo para la utilidad social que se pretende, sino también para el suelo sobre el que se construye.

No es económicamente viable para la sociedad mantener un diseño a ultranza a pesar de las condiciones adversas del terreno, y por ello hay que informar al técnico del terreno del que dispone antes de comenzar con el proceso de diseño.

Hasta hace pocos años, se diseñaba el edificio (incluida la cimentación) y después se encargaba el estudio geotécnico al comienzo de las obras. Ello hacía que con frecuencia hubiera que rediseñar la cimentación. Afortunadamente, ya existe la obligatoriedad de acompañar el proyecto de ejecución de dicho estudio por lo que las actuaciones son más certeras.

Si en algún momento se producen fallos se debe a un mal diseño de la campaña geotécnica, ya sea por el seguimiento de una rutina establecida, o por la existencia de suelos con características extremadamente imprevisibles.

Por ello, es necesario un mayor conocimiento de los suelos conflictivos, su comportamiento y localización en el territorio andaluz, así como de las campañas adecuadas para la caracterización de los mismos.

- 3) Situar estos suelos geográficamente en la Comunidad Autónoma de Andalucía, de manera que podamos saber a qué nos enfrentamos en cada momento, para dar la respuesta técnica acertada.

Si conseguimos crear un archivo que recoja los municipios con problemas de suelo, podremos prever las campañas geotécnicas más convenientes, adelantándonos en el proceso exploratorio y haciéndolo más eficaz y económico.

Por otra parte, el muestreo llevado a cabo durante los dos últimos decenios en la mayor parte de los municipios andaluces, nos facilitará una mayor concreción de las áreas conflictivas respecto a la información geotécnica existente aportada por el IGME.

Diseñar o establecer bases para el diseño de técnicas viables y eficaces en cada circunstancia: tipo de edificio y tipo de suelo. Se trata de crear un catálogo de soluciones, que en cualquier caso permanezca siempre abierto a la innovación y a la ampliación por resolución de nuevos casos particulares.

La experiencia ensayo-error ó ensayo-éxito de los técnicos en la obra de recalce, rehabilitación o ampliación de edificios patrimoniales es fundamental para depurar técnicas adecuadas que solucionen problemas concretos con la mayor eficacia y el menor coste posibles.

Se trata pues de recoger estas experiencias, catalogarlas y hacerlas extrapolables, con las limitaciones propias del diseño y las necesidades específicas de cada obra, de manera que puedan servir de orientación a la comunidad técnica.

- 4) Aportar los datos y las conclusiones a las que se lleguen con la investigación a las bases de datos oficiales, de manera que a la vez que se utilizan como fuente para el presente trabajo, sus resultados reviertan en el enriquecimiento de la información que obra en poder de los organismos públicos.

Con ello se completa el proceso de retroalimentación propio de los avances en el conocimiento, resultando así de utilidad para la sociedad a la que sirve.

4 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.

4.1 ADECUACIÓN DEL MÉTODO AL PROBLEMA PLANTEADO.

La presente tesis parte de la afirmación de que en muchos casos no se está actuando de manera suficientemente eficiente en la conservación ó ampliación de edificios patrimoniales, resultando de ello que haya de acometerse una rehabilitación de la rehabilitación.

Si buscamos la causa de esta situación, concluimos que mayoritariamente se debe a la existencia de suelos complejos, por lo que la definición, localización y análisis los mismos, ha sido básico.

Así pues, la investigación parte de una primera fase de análisis documental, localizando obras de recalce en las que no resultara eficaz una primera intervención, debido a las especiales características del suelo, lo que llevó a la elección de los casos.

ELECCIÓN DEL TIPO DE MUESTREO

El objeto de estudio se enmarca en los proyectos que se aportan para la cimentación o el recalce de los edificios de interés social o cultural que se asientan sobre suelos inestables.

Dicha selección, al tratarse de un método no probabilístico, se llevó a cabo dentro de un marco muestral limitado por la población accesible. En el caso de esta tesis, sólo pudieron estudiarse las obras en las que la propiedad y los técnicos facilitaron información suficiente, para poder documentarlas con rigor. La tarea consistió pues en seleccionar obras o unidades de muestreo que reuniesen las características de -tipo de suelo/tipo de actuación- sobre las que queríamos recabar información.

Los criterios empleados para seleccionar las unidades se fijaron, de manera discrecional, en función del objetivo del estudio, las características de la población a estudiar, los recursos disponibles, y del tiempo razonable de redacción.

Los factores tiempo y accesibilidad, determinaron que la investigación se circunscribiese a las obras y los tipos de suelos que se encuentran en la Comunidad Andaluza.

Una vez determinados los tipos de suelo sobre los que investigar, se procedió a sondear los recursos disponibles, esto es, qué obras se conocían, ejecutadas con este tipo de problemática, de las que obtener información suficiente.

Con todo ello se procedió a seleccionar una unidad muestral que representase cada tipo de suelo andaluz inestable sobre los que se haya tenido experiencia de cimentaciones que hayan requerido un tratamiento especial, o sucesivas intervenciones experimentales.

En cada unidad se hace referencia a otros casos similares, que por cuestión de tiempo o de accesibilidad no han podido ser documentadas con la misma intensidad que la unidad elegida.

SELECCIÓN DE CASOS DE ESTUDIO

Teniendo en cuenta que el tipo de investigación llevada a cabo se refiere a casos singulares que se presentan en situaciones muy específicas en el ámbito de la construcción, la elección de las unidades muestrales ha sido discrecional debido a las siguientes tres circunstancias:

- a. No podemos controlar el momento exacto en que van a presentarse estas conductas para observarlas.
- b. Los fenómenos observados tienen una amplia duración en el tiempo (conducta diferida).

c. Se trata de fenómenos singulares difícilmente cuantificables o codificables.

El universo de casos sobre el que aplicar el muestreo para la presente investigación se ciñe a la construcción en suelos inestables, metaestables o críticos de la Comunidad Andaluza. Con ello ya acotamos el lugar de ubicación de la población de interés.

También ha sido necesario determinar el tiempo-momento al que se refiere la investigación, esto es, el arco temporal, que al tratarse de una revisión crítica de las intervenciones más recientes, se limita a la última década.

Por último han sido seleccionados dentro de la población accesible, es decir, de los casos disponibles para el investigador.

Paralelamente a la selección de casos estudiados, se fue estudiando la geología de la Comunidad Andaluza, determinando la calidad de sus terrenos y cuáles de ellos son susceptibles de crear problemas a la hora de recalzar.

Una vez realizada esta exploración, se llegó a la conclusión de que estos suelos pueden clasificarse en cuatro categorías de especial interés: las arcillas colapsables, las arcillas expansivas a su vez colapsables, los suelos blandos y fangosos, y las laderas inestables por el carácter blando de sus estratos.

Se trató pues de elegir una obra que representase cada categoría, y en la que fue preciso realizar campañas geotécnicas muy extensas y variadas al objeto de determinar las características y comportamiento del suelo.

La selección de las muestras en el caso de muestreo discrecional comienza normalmente por la localización de uno o varios individuos que a su vez nos conducen a otros y éstos a otros, etc.

En nuestro caso, la obra-unidad inicial de muestreo surgió del estudio de las últimas intervenciones en recalce llevadas a cabo mediante inyecciones aplicando técnicas novedosas. Es el caso de la Escuela Normal de Granada, cuyo último proyecto de recalce se inició en febrero de 2009.

En esta unidad muestral concluían diversos factores que la hacían idónea para su estudio.

Por un lado se asienta sobre un suelo crítico desconocido hasta ahora en la Comunidad Andaluza, las arcillas sensitivas.

Además ha sido objeto de sucesivas intervenciones de recalce por diversos métodos.

Se conservan todos y cada uno de los estudios realizados por las distintas ingenierías para aportar soluciones.

La complejidad del caso exigió la ejecución de nuevas técnicas nunca antes empleadas.

La intervención fue un éxito, lo cual pone en valor dichas técnicas.

El origen de la investigación se remonta al interés de la autora por la técnica de la inyección armada como método de recalce y nivelación de edificios patrimoniales.

Siguiendo la pista del uso de inyecciones para recalce y nivelación, se localizó en el mismo estudio de arquitectura, otra obra sometida a estas técnicas de recalce, esta vez debido a un problema de arcillas expansivas, que se combina con la inestabilidad de una línea de rotura en las margas azules del Mioceno. Se trata de una Residencia Geriátrica en Jaén, cuyo proyecto de recalce principal, se ejecuta a partir de Abril de 2009.

Las arcillas expansivas sufren un proceso de hinchamiento que se frustra bajo las tensiones considerables transmitidas por el edificio, y que, llegado el caso de un incremento excesivo de humedad, producen el colapso de las arcillas dando lugar a asientos reiterados de las cimentaciones perimetrales, menos protegidas de los cambios de humedad.

Dado que en el caso del Geriátrico de Jaén el problema de las arcillas expansivas se presentaba combinado con un problema de inestabilidad provocado por una línea de corte a considerable profundidad, los técnicos y la documentación consultada nos llevó a considerar un nuevo campo, el de la inestabilidad de laderas, en el cual se consiguen por varias fuentes prolíficos datos sobre una obra en concreto: el Parador de Carmona, en el que se sigue invirtiendo actualmente, con motivo de las obras de restauración del Alcázar del Rey Don Pedro.

Sobre esta obra se estudian los efectos que produce el descalce de un talud, combinado con la existencia de grietas generadas por fenómenos sísmicos y con el agravante de estar sometido a movimientos de orden mayor, como es el caso de la Cornisa de los Alcores, de origen tectónico.

El caso del Parador, como edificio de uso hostelero de gestión pública, tuvo una gran repercusión mediática, apareciendo en periódicos y revistas, por lo que acudiendo a estas fuentes, tanto de tipo divulgativo a nivel general, como de carácter más técnico, se llega a conocer otro caso, de amplia controversia dado el grado de dificultad e inversión que suponía.

Se trata de la obra del Mercado de la Pescadería, en Huelva, construido sobre fangos, en el área que se enmarca entre las desembocaduras de los ríos Tinto y Odiel, y cuyo proyecto hubo de ser modificado ante la imposibilidad de construir los niveles de sótano proyectados en un principio. El Mercado se inaugura en Enero de 2008.

Se da la circunstancia de que el estudio proyectista de esta obra es el mismo que el de otras obras con la misma problemática, como es el caso del Nuevo Estadio Colombino. Ello propicia que exista un muestreo suficiente del comportamiento de estos suelos fangosos, que nos permitió la investigación de las soluciones adoptadas, y su grado de idoneidad.

Una vez recogida la información de estas cuatro obras, que se consideran representativas, cada una de ellas, de uno de los cuatro problemas fundamentales de suelos críticos que se detectan en la Comunidad Andaluza, se localizaron casos similares, que por circunstancias varias, no se documentaron con la misma extensión, pero que sirven de apoyo a la investigación.

COHERENCIA DE LA MUESTRA SELECCIONADA CON LOS OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

El primero de los objetivos de este estudio es hacer una revisión crítica de los sistemas de recalce empleados en edificios patrimoniales. Así pues, ha sido necesario documentar obras de rehabilitación en las que haya sido necesario intervenir recalzando cimentación, de manera que resultase necesario replantear la actuación llevada a cabo al haberse detectado deficiencias después de una primera intervención.

Es el caso de tres de las unidades estudiadas, La Normal, el Geriátrico y el Parador. En el caso del Mercado de la Pescadería se trata de una obra nueva en la que hubo de ser rediseñada la cimentación. No obstante, su valor documental como obra ejecutada en fangos justifica su inclusión como unidad muestral.

Hubiera sido interesante el estudio de la antigua plaza de toros de Huelva, pero el edificio fue demolido por su estado ruinoso al hundirse en los fangos y sobre él se construyó el Nuevo Estadio Colombino. Dicho estadio se levantó con posterioridad al mercado, por lo que, dada la experiencia adquirida en el proyecto de este último, se evitó el diseño de sótanos, resultando así de mayor interés el caso del Mercado, para el cual se ejecutó una mayor excavación.

Como segundo objetivo nos planteamos detectar los suelos potencialmente peligrosos de la Comunidad Andaluza. Para ello se ha llevado a cabo una investigación paralela sobre la cartografía del IGME, en la que se localizan las áreas de suelos blandos, fangosos, expansivos, etc, del territorio.

Una vez determinadas cuáles son estas categorías de suelo, se procedió a seleccionar obras en emplazamientos característicos del territorio andaluz en los que podíamos encontrarlos.

En Huelva son característicos los fangos situados entre las desembocaduras de los ríos Tinto y Odiel; en Jaén las arcillas expansivas que en general se distribuyen por todo el valle del Guadalquivir; en Granada las arcillas sensitivas generadas en periodos de inundación por las sales marinas depositadas, y en la provincia de Sevilla, la Cornisa de los Alcores, generada por fenómenos tectónicos, propicia fenómenos de inestabilidad de laderas.

Las obras seleccionadas cuentan con abundante documentación sobre los estudios previos realizados, por lo que resulta posible hacer una revisión de la utilidad de cada uno de ellos para el conocimiento real del problema y de las características y comportamiento del suelo, cumpliendo así con el tercero de los objetivos que nos habíamos marcado para la investigación.

Al tratarse de obras emblemáticas y singulares en las que se han llevado a cabo intervenciones novedosas y exploraciones muy específicas, son idóneas para pasar a formar parte de una base de datos en la que se recojan intervenciones de recalce y cimentación en suelos críticos, su problemática, comportamiento, soluciones acertadas y erróneas, así como los ensayos que resultan más adecuados o reveladores.

El estudio del contexto geológico en el que se sitúan las obras nos llevó a una indagación de la experiencia adquirida en los estudios geotécnicos acerca de la localización de los distintos tipos de suelos analizados en la geografía andaluza.

De esta forma se ha podido dar respuesta a los objetivos fijados de crear una base de datos de referencia sobre la localización y comportamiento de los suelos críticos, así como las pruebas diagnósticas y tratamientos realizados sobre ellos.

Por otra parte, y dado que la casuística de la composición de suelos, agentes externos, estados de carga y modificaciones del entorno resulta prácticamente infinita, la manera más viable de acercarnos al dominio del problema, será la creación de un registro de actuaciones en rehabilitación, ya sean acertadas o erróneas, que nos permita una más rápida maduración y reflexión a la hora de confeccionar la respuesta adecuada.

Como complemento a este archivo de obras, es necesario crear otro de tipo geográfico, donde se localicen los municipios que presentan problemas de suelo, y que nos pongan en alerta a cerca del proceso de investigación a llevar a cabo antes de emprender cualquier actuación concreta.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE RECOGIDA DE DATOS.

La recogida de datos se desarrolla en dos frentes paralelos, por un lado la información geológica para localizar suelos inestables en el territorio, y por otro la documentación de obras situadas en los mismos.

Para recabar la información geológica, se recurre a las diversas bases de datos existentes, que en este caso se encuentran en poder de los siguientes organismos públicos:

- IGME. Instituto Geológico y Minero Español, en especial a la cartografía nacional de la serie MAGNA (1:50.000).
- SIGMA. Sistema de Información Geológica y minera de Andalucía (Mapa 1:400.000 de Andalucía)
- IACT. Instituto Andaluz de Ciencias de la Tierra, centro mixto perteneciente al Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC) y a la Universidad de Granada (UGR),

antes conocido como Instituto Andaluz de Geología Mediterránea, y que fomenta y apoya la actividad investigadora.

La información sobre la localización geográfica de estos suelos, se verifica y completa recurriendo a los archivos en poder de la empresa de sondeos y tratamientos de suelo (VORSEVI), dado que posee una información muy valiosa y un muestreo amplísimo del terreno de los municipios de nuestra Comunidad. Dicha información se plasma en mapas, de manera que sea manejable y fácilmente comprensible para su consulta y extrapolación.

En cuanto a la información sobre actuaciones patrimoniales, se consultaron las bases de datos correspondientes a:

- IAPH. Instituto Andaluz de Patrimonio Histórico, que a finales de 1998 integra las bases de datos disponibles, publicando el TESAURO de Patrimonio Histórico Andaluz.
- Estudios profesionales especializados en el tratamiento de obras patrimoniales, en cuyo poder obran los estudios previos, análisis y soluciones adoptadas, así como los resultados de los ensayos de control posteriores a las intervenciones.
- Bases de datos de Consultores e Ingenierías implicadas en el estudio y tratamiento de problemas de suelo y que aportan los detalles más específicos de cada intervención en cuanto a técnica y procedimiento.

Al mismo tiempo, se realizaron entrevistas con los técnicos redactores y calculistas de los proyectos de recalce, para determinar la secuencia de datos analizados en cada obra y que llevan a la elección de un sistema determinado de actuación. En este plano, resultan extraordinariamente útiles las experiencias aportadas por:

- En el caso de la Normal de Granada (arcillas colapsables/sensitivas), los estudios y cálculos llevados a cabo por el arquitecto Emilio Yanes Bustamante, en coordinación con la consultora Vorsevi.

Es conocida la experiencia en esta técnica del arquitecto D. Emilio Yanes Bustamante, por lo a través de conversaciones con él surge el tema del edificio de la Normal de Granada, de sus sucesivas intervenciones de recalce y de la solución definitiva del problema a través de una nueva técnica de inyección.

A partir de ahí, y con la colaboración del arquitecto proyectista, se afronta una labor de localización, clasificación y ordenación por orden cronológico de todos los estudios, peritaciones, propuestas de intervención y obras ejecutadas en el edificio hasta conseguir su estabilización definitiva.

La investigación resulta sumamente instructiva ya que recoge los estudios de varias empresas de geotecnia, así como los testimonios y dictámenes de los más prestigiosos consultores del país en problemas de suelo.

Con todos estos datos se realiza una reconstrucción del proceso de recalce en el que se dan varios ciclos de ensayo-error, a través de los cuales se va conociendo la verdadera naturaleza y comportamiento de un suelo nunca antes detectado en la comunidad andaluza, las arcillas sensitivas del Pleistoceno.

- Para el Geriátrico de Jaén (arcillas expansivas) igualmente se recurrió a la experiencia de D. Emilio Yanes, junto a la empresa de inyecciones VIFESA.

Al estar aún en proceso de nivelación, ha sido posible la visita a obra, comprobando in situ las labores de nivelación y las patologías sufridas por el edificio, que fue desalojado parcialmente.

Se accede simultáneamente a los informes de suelo y nivelaciones, así como a los partes de inyección. Además se localizan los informes realizados con anterioridad para contrastarlos con

los de las últimas actuaciones, procediéndose a posteriori al montaje del historial de edificio de manera cronológica, tal y como se hizo con la obra de La Normal.

- En el Mercado de Huelva (Fangos) la entrevista realizada a D. José Manuel Romero Sousa, técnico asistente del estudio Argola Arquitectos, redactor del proyecto.

Puestos al habla con el arquitecto autor del proyecto, D. Joaquín Aramburu Maqua, nos facilita el acceso a toda la documentación disponible a través del técnico calculista D. Jose Manuel Romero Sousa quien nos proporciona planos, estudios, fotos, incidencias e impresiones acerca del proceso constructivo de la obra del Mercado, y en general de su experiencia con suelos expansivos y colapsables.

- En el caso del Parador de Carmona (Inestabilidad de laderas), los estudios realizados por el CEDEX y los técnicos de la empresa SITE.

Fundamental en este caso fue la colaboración de un organismo, el CEDEX, que fue el encargado de estudiar y diseñar la solución final de estabilización del talud. A partir de aquí, y a través de los técnicos de este organismo, se tiene noticia de otros casos importantes de estabilización de laderas, que llevaron a incluir el tema de la inestabilidad en la muestra de la problemática a estudiar.

Se trata en todos los casos de profesionales altamente eficientes, sin cuya experiencia difícilmente hubieran podido realizarse las actuaciones necesarias para recalzar las obras estudiadas.

Una vez seleccionadas las obras y casos de estudio, se procedió a confeccionar una ficha técnica de cada obra que recoja los trabajos de campo, ensayos y estudios realizados por los diferentes profesionales o empresas consultadas, analizando posteriormente cuáles han sido más eficaces para acotar el problema y determinar la causa de la patología.

El paso siguiente fue la sistematización de la información, relacionando cada tipo de suelo con una localización geográfica, una campaña de reconocimiento adecuada, y unas recomendaciones generales para la intervención.

4.3 JUSTIFICACIÓN Y COHERENCIA DEL MÉTODO EMPLEADO.

Se considera este procedimiento el más adecuado al tema estudiado, ya que se trata de afrontar problemas técnicos que relacionan suelo, construcción y procesos exploratorios intermedios, cuya conexión en ciertos casos no se realiza de manera adecuada, obviando la importancia de unos u otros.

Así pues, se ha considerado necesario investigar cada fuente, en primer lugar de forma independiente, a través de las bases de datos disponibles, para posteriormente interrelacionarlas a través de casos concretos, que posibilitaran establecer una conexión causa-efecto entre las características del suelo, la técnica empleada para el recalce/tratamiento del mismo, y la eficacia obtenida.

5 INVESTIGACIÓN

5.1 SUELOS ESPECIALES EN ANDALUCIA. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA. ESCALA TERRITORIAL

En primer lugar se considera básico definir el tipo de suelo al que hace referencia la presente tesis, de manera que podamos acotarlos conceptualmente a través de sus características. La catalogación de estos suelos se realiza mediante ensayos de identificación y mediante otro tipo de ensayos que permiten prever, en la medida de lo posible, el comportamiento que cabe esperar de ellos. Este contenido se desarrollará en el epígrafe 5.1.1. que se aporta a continuación.

Por lo que se refiere a su localización geográfica y como inicio de la investigación se ha procedido a un análisis de la documentación disponible en lo que se refiere a la composición de los suelos andaluces. Para ello, y a partir de las memorias y de la cartografía elaborada por el Instituto Geológico y Minero de España, se realiza una síntesis de las características de estos suelos y de su localización a nivel territorial. Es el contenido del epígrafe 5.1.2.

5.1.1 CARACTERIZACIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS INESTABLES O METAESTABLES.

Se trata en este apartado de realizar una exposición sintética de la metodología de análisis de suelos, incluyendo características recomendaciones y soluciones constructivas, a partir de los procedimientos y medios empleados actualmente en Ingenierías y Estudios consultados.

Con ello se plasma un resumen de las herramientas disponibles en el mercado, proporcionando al profesional una información clara y básica del suelo al que se enfrenta, y permitiéndole así solicitar una campaña de reconocimiento adecuada a las características del mismo.

5.1.1.1 SUELOS EXPANSIVOS EN ANDALUCÍA.

5.1.1.1.1 CARACTERIZACIÓN.

Los suelos expansivos suponen una parte importante del territorio andaluz. Si observamos el mapa de los Suelos de España editado por el Instituto de Edafología en el año 1967, vemos que este tipo de suelos representan un 9% del suelo de Andalucía, de los cuales la mitad aproximadamente se localizan en la vertiente meridional de la cuenca del río Guadalquivir.

Ello se debe a que en dicha área se dan las condiciones apropiadas para la formación de este tipo de vertisuelos. Se trata, generalmente, de rocas arcillosas ricas en sales minerales, que ocupan regiones de topografía suave, y cuya climatología oscila entre las condiciones subhúmedas y semiáridas. Ambas características confluyen en el caso de las cuencas interiores meridionales colmatadas por sedimentos miocenos.

Duchaufour describió en 1977 el perfil de un vertisuelo típico en una serie de sondeos realizados en la carretera Córdoba-Sevilla. Su profundidad alcanza 1.50 m, el contenido en arcilla es elevado y muy uniforme en todo el perfil, con un 54% de arcilla expansiva (montmorillonita sobre todo y algo de illita); el porcentaje de carbonato cálcico es similar al de la roca madre, de un 15%; la proporción de limo cuarzoso es de un 30%, y presenta un color gris oscuro debido a la presencia de humus.

En las zonas donde el drenaje es bueno no se desarrollan vertisuelos, por lo que el color de terreno es más claro (en laderas y colinas). No obstante, el contenido de montmorillonita procedente de la formación basal hace que presenten igualmente propiedades expansivas.

Según Jiménez Salas, las profundidades activas de estos suelos suelen ser de 3 o 4 metros, y en general alcanza todo su espesor, ya que las grietas que se abren estacionalmente en ellos hacen que profundice su desecación. Otro factor a considerar en la determinación de la capa activa es la existencia de niveles freáticos colgados o semiprofundos, que afectarán a la franja de terreno afectada por las variaciones de humedad estacionales.

En Andalucía se desarrollan con frecuencia unas costras calcáreas y unos caliches superficiales dentro del perfil del suelo (debido a la acumulación de sales) que nos señala el nivel al cual ha llegado la humedad ascendente, marcando el límite de incidencia del nivel freático y con ello la profundidad activa.

Por otra parte, en la zona del Cabo de Gata (Almería), se han encontrado bentonitas, que han sido objeto de explotación y comercialización, procedentes de la alteración hidrotermal de materiales volcánicos. La capacidad expansiva de estos materiales puede ser elevada debido al gran contenido en montmorillonita y bentonita de la arcilla alterada.

Salvo en los casos en los que la alteración es de origen hidrotermal (cuya profundidad puede ser muy variable), la meteorización afecta a nivel de mero recubrimiento, o a lo sumo y en pocos casos, a niveles de suelo intercalados en estratos rocosos.

En general, podemos concluir que en las áreas deprimidas y áridas de la geografía andaluza, se encuentran las arcillas con mayor capacidad expansiva, procedentes del Terciario Superior (Cenozoico), donde se aprecian importantes afloramientos con una composición montmorillonítica importante.

5.1.1.1.2 MÉTODOS DE IDENTIFICACIÓN

Para la identificación de este tipo de suelos pueden emplearse técnicas directas e indirectas.

Las directas son ensayos edométricos que se basan en medir el hinchamiento inducido en el suelo y la presión a aplicar para anular el hinchamiento.

Las indirectas estudian la mineralogía del material, sus propiedades físicas y químicas y el cálculo de determinados índices indicadores, así como el estado del suelo y sus características organolépticas.

Identificación por Técnicas Directas:

Se basan en ensayos de muestras de suelo realizadas en laboratorio en unas determinadas condiciones de humedad, presión y confinamiento.

- Ensayo Lambe: Se toma una muestra remoldeada, compactada, en unas determinadas condiciones de humedad (puede ser seco, húmedo o al límite plástico) y se aplica sobre ella una presión de 1 T/m² y se inunda la muestra. Cuando transcurren 2 horas se mide la presión, y así obtenemos el Índice de Expansividad.
- Hinchamiento Libre: Se determina el hinchamiento vertical en el edómetro cuando se inunda la muestra bajo una presión de 1 T/m².
- Presión de Hinchamiento: Se trata de impedir el hinchamiento tras la inundación de la muestra y se mide la presión necesaria para impedirlo.

Identificación por Técnicas Indirectas:

Se valen de métodos científicos y tecnológicos para realizar la identificación.

- Identificación Mineralógica: Se pueden llevar a cabo diversos ensayos, como el de Difracción de Rayos X, la Microscopía Electrónica, o el Análisis Térmico Diferencial.

En la Difracción se observa cómo los distintos minerales arcillosos presentan aspectos característicos.

La Microscopía se basa en la dispersión que experimenta un haz de electrones al atravesar un material.

En el Análisis Térmico se provocan, mediante calentamiento, reacciones térmicas que son características de cada tipo de mineral.

- Propiedades Físicas y Químicas: Se analiza la sedimentación, la superficie de las partículas o la actividad catiónica de éstas.

El Análisis por Sedimentación del Contenido Coloidal ($<2\mu$) aporta una valoración del contenido de arcilla.

El Área Superficial de las partículas de arcilla también es útil ya que proporciona una estimación del área superficial disponible para la hidratación.

La capacidad de cambio catiónico mide la cantidad de cationes de cambio necesarios para balancear la carga negativa sobre la superficie de las partículas de arcilla. Un valor alto indicaría una gran actividad superficial.

En la siguiente tabla se expresan los valores típicos en miliequivalentes por 100 gr de arcilla:

Mineral arcilloso	Miliequivalentes / 100 gr mineral
caolinita	3 – 15
illita	10 – 40
montmorillonita	80 - 150

- Propiedades Índice:

Con los Límites de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Retracción) vemos que la plasticidad de un suelo refleja el porcentaje y tipo de su fracción arcillosa.

La Actividad Coloidal se utiliza como índice de su potencial expansivo ($A = IP\% < 2\mu$). Así, por ejemplo, $A = 0.4$ para arcillas caolínicas, y $A = 1.6$ en arcillas montmorilloníticas.

- Estado del Suelo:

Estudiamos la Humedad Natural del suelo, atendiendo a los Perfiles de Humedad, la Zona Activa y la Humedad de Equilibrio.

La Zona Activa es aquella a partir de la cual las variaciones de humedad son insignificantes.

Esta zona se puede definir observando los Perfiles de Humedad después de la época lluviosa y después del verano.

Normalmente consideramos los perfiles en función del Índice de Desección, que se define como el cociente W_n / W_p . Por debajo de la zona activa, la humedad tiende al valor de equilibrio.

El Índice de Desección de Equilibrio oscila entre 0.6 y 0.8 para arcillas de baja plasticidad o con recubrimiento granular, y entre 0.8 y 0.10 para arcillas de alta plasticidad.

El Grado de Saturación es un parámetro que puede reflejar la capacidad expansiva del suelo, ya que representa el déficit de humedad respecto a un contenido máximo potencial.

- Características Organolépticas, perceptibles con nuestros sentidos:
 - 1) La ausencia de vegetación, ya que el suelo no permite el drenaje necesario para la salud de sus raíces.
 - 2) La coloración gris, verdosa o azulada del material.
 - 3) La existencia de grietas poligonales anchas y profundas, apreciables en la estación seca.
 - 4) La constatación de que, al humedecer el suelo, éste se vuelve moldeable y forma un barro pegajoso que mancha los dedos.
 - 5) La existencia de terrones en el suelo y el hecho de que las deformaciones producidas en el suelo mojado sean persistentes, y que el suelo se cuartee al secar.
 - 6) Cuando el suelo se halla en estado seco es muy difícil de romper.
 - 7) Si existen desmontes, éstos se encuentran muy degradados, con formas prismáticas superficiales y desprendimiento de pequeños bloques.

Utilizando las distintas técnicas expuestas, diversos investigadores han elaborado diversos criterios de valoración de la expansividad.

Por ejemplo, el profesor Rodríguez Ortiz (1975) clasifica los suelos en cuatro grados de expansividad (baja, media, alta, o muy alta) en función de determinados parámetros como el Límite de Retracción, el Índice de Plasticidad, el Límite Líquido, el Porcentaje de Finos, el Potencial de Hinchamiento, el Índice Lambe, la Presión de Hinchamiento Probable, el Hinchamiento Probable en Superficie o el % de Hinchamiento Probable.

Otro investigadores han aportado diferentes criterios: Lambe (1960), Seed, Woodward y Lundgreen (1962), Vijayvegiya y Grazzaly (1973), Cuellar (1978), Oteo (1986), etc.

5.1.1.1.3 ENSAYOS DE CAMPO RECOMENDADOS

- Sondeos a rotación.
- Geofísica Sísmica de Refracción en las áreas libres de construcción.
- Calicatas Eléctricas en zonas interiores del edificio, donde interfieren los elementos de cimentación.
- Tuberías Piezométricas para la evolución del nivel freático.

5.1.1.1.4 ENSAYOS DE LABORATORIO RECOMENDADOS

- Granulometría por tamizado: % finos.
- Límites de Atterberg: LL, LP, IP.
- Ensayos Edométricos y de Consolidación.
- Densidad y Humedad Natural.
- Compresión Simple, Corte Directo y Triaxial.

5.1.1.1.5 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS RECOMENDADAS EN SUELOS EXPANSIVOS.

Como regla general, en el diseño de edificios sobre arcillas expansivas, debe tenerse en cuenta no realizar construcciones de gran extensión, sino de tamaño medio, con una estructura flexible que pueda acomodarse a los movimientos sin fracturarse, y con abundantes juntas estructurales. Igualmente será conveniente separar los módulos más cargados (con más plantas edificadas), de otros que transmitan cargas más livianas, evitando así en lo posible la rotura por asiento diferencial.

En segundo lugar, será fundamental el control del agua. Drenajes perimetrales que eviten el acceso del agua de lluvia o de escorrentías bajo la cimentación del edificio. Complementariamente se ejecutan aceras de ancho superior a 1.80 m, con membrana de polietileno.

Si el volumen de obra es pequeño, ir a una solución de cimentación profunda que supere la capa activa, puede resultar económicamente inviable. En estos casos, puede procederse a la sustitución del terreno por suelos granulares con arcilla no plástica, para no dejar pasar el agua, con espesores de terreno sustituido de entre 0.90 a 1.80 m (normalmente se emplea 1.20 m). El terreno de sustitución debe aportarse en tongadas < 30 cm compactadas al 100% Próctor. Si el potencial expansivo no es muy alto, podría compensarse con el peso del edificio.

Otra solución puede ser la estabilización química con cal y cemento añadidos, para reducir la plasticidad y el potencial de hinchamiento. La cantidad de cal a inyectar varía entre un 2 y un 4% del peso del suelo, y un poco más para el cemento. Este método puede emplearse tanto en la obra nueva, como en la rehabilitación.

En rehabilitación, una vez estabilizado el terreno con las inyecciones, podemos pasar a una fase de compensación de asientos, provocando movimientos en el terreno que devuelvan la posición original al edificio.

Si queremos evitar el acceso de agua bajo una cimentación, podemos realizar una barrera de inyecciones de cal a presión en todo el perímetro del edificio, con taladros de 4 a 6 m de profundidad y un diámetro de 50 mm.

Siguen en vigor las recomendaciones tradicionales en estos suelos: ejecución de forjado sanitario, separación del suelo de las riostras de cimentación, cajeado lateral de zapatas con planchas de poliestireno para absorber los empujes laterales, precaución con las especies arbóreas...

Para construcciones sin sótano, cuando la capa activa es del orden de 3 a 4 m de espesor, puede recurrirse a pozos de hormigón masa bajo zapatas flexibles.

Para edificios con sótano, éstos se recomienda que sean al menos dos, con lo que superamos la capa activa y además contamos con el peso del edificio para compensar el empuje.

Si no tenemos sótanos, o no son suficientes, podemos ir a cimentación profunda por pilotes. Habrá de contemplarse en tal caso la posibilidad de rozamiento negativo por fuste.

5.1.1.2 SUELOS BLANDOS COMPRESIBLES O COLAPSABLES EN ANDALUCÍA.

5.1.1.2.1 CARACTERIZACIÓN

Los suelos colapsables han quedado definidos como aquellos que experimentan un cambio de volumen brusco al alterarse las condiciones medioambientales o mecánicas. El factor fundamental suele ser un aumento del contenido de humedad o del grado de saturación.

La dificultad para identificarlos se agrava si tenemos en cuenta que se trata de suelos muy heterogéneos, que presentan múltiples variaciones en sus características químicas y

mineralógicas, favoreciendo que la entrada de agua no sea uniforme. Esta circunstancia determina que los asentamientos no sean los mismos en puntos muy próximos, ya que existen macroporos y concreciones de carbonatos que alteran las vías de humedecimiento y por tanto las deformaciones.

Además, para unas mismas características físico-mecánicas, el comportamiento deformacional puede ser diferente según la magnitud del área inundada, y el espesor del estrato afectado, así como del estado tensional (peso propio).

Si la superficie inundada es pequeña en comparación con el espesor del suelo colapsable, los asentamientos por colapso suelen ser inferiores a lo estimado. Sin embargo, si el espesor de sedimentos que puede colapsar por peso propio es importante, la forma y dimensiones de la cimentación influirán poco en el asiento.

En Andalucía, el colapso de un suelo puede deberse a distintos fenómenos:

El de Karstificación, por disolución de yesos presentes en la composición del suelo, ya sea de forma masiva, estratificada o dispersa, y que da lugar a distintas formaciones, como son:

Lapiaz: pequeñas incisiones debidas a la acción del agua sobre la superficie rocosa, muy comunes en rocas carbonatadas, aunque también aparecen en rocas evaporíticas como yesos y sales. En Andalucía: Constantina, Marbella, Ubrique, Antequera, Costa de Málaga y Almería...

Dolinas: depresiones cerradas de dimensiones moderadas. En Andalucía: Puerto Santa María, Puerto Real, Campillos, Archidona...

Rocas evaporíticas: yesos triásicos y messinienses. En Andalucía: Govantes, Antequera, Fuente Camacho...

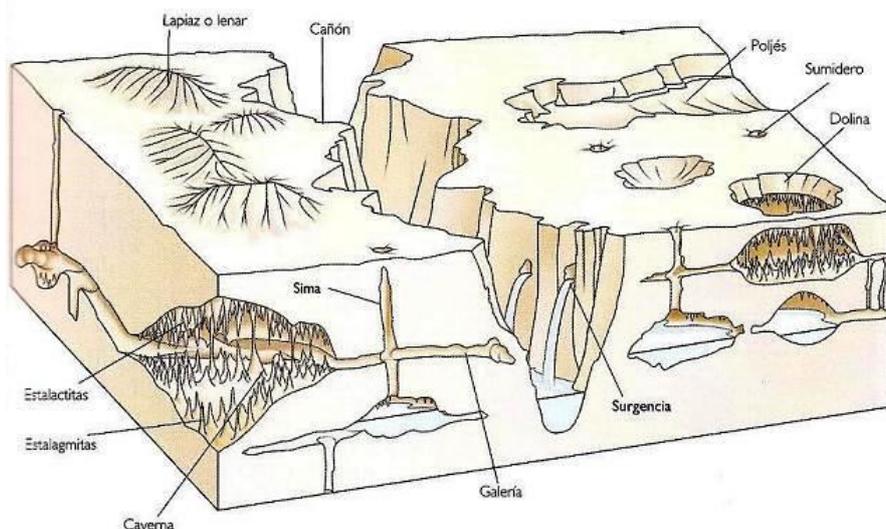


Ilustración 37. Formaciones kársticas.
<http://g3o10.blogspot.com.es/p/formaciones-casticas>

- El de Flocculación de las arcillas depositadas en el Periodo Pleistoceno en áreas que fueron inundadas por el mar, y que al retirarse éste y desecarse formaron estructuras resistentes por la cristalización de las sales, pero que si se lavan y se diluyen, pierden su resistencia volviéndose fluidas. Es el caso de algunos depósitos encontrados en la provincia de Granada.

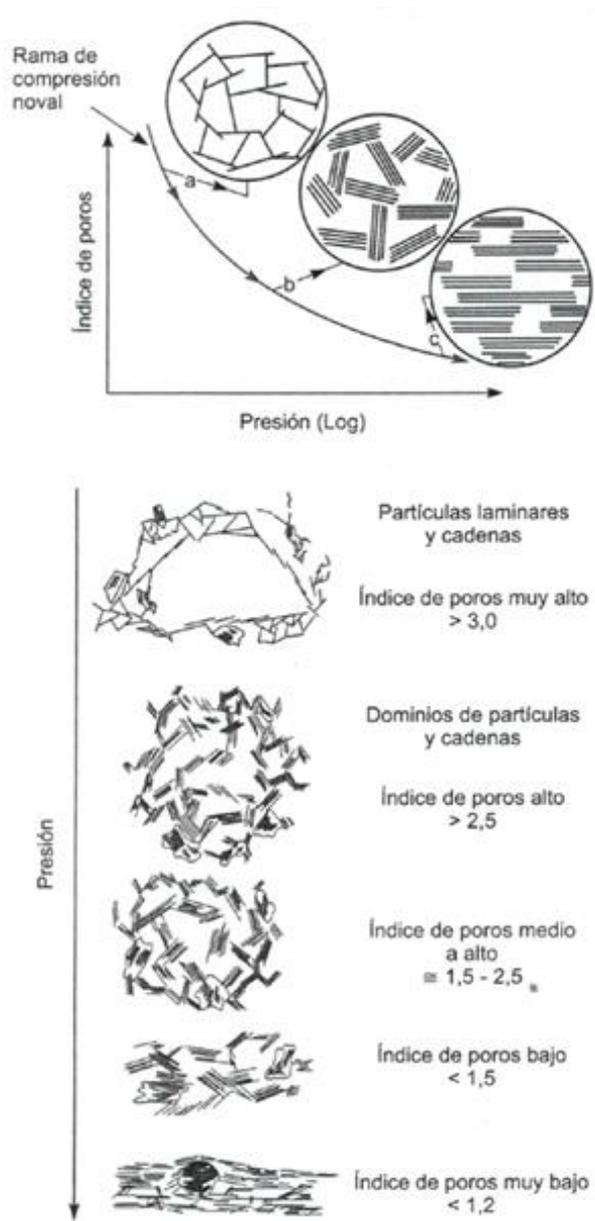


Ilustración 38. Disposición de las partículas de arcilla en floculación.
http://www.geocities.ws/gonzaloduquee/ms_cap3.htm

- Suelos blandos formados por depósitos aluviales con una importante fracción de finos, localizados en la cuenca o la desembocadura de los ríos, a menudo saturados y con poca o nula capacidad portante.

Como ejemplo, los fangos que podemos encontrar en la desembocadura de los ríos Tinto y Odiel en la provincia de Huelva.

5.1.1.2.2 MÉTODOS DE IDENTIFICACIÓN

Según D. Pablo de la Fuente Martín, Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos y colaborador de la empresa CEMOSA, la campaña de reconocimiento adecuada para detectar los suelos metaestables, se puede diseñar con los ensayos que se reseñan a continuación, en los que se

emplean diferentes métodos de identificación, unos basados en parámetros físicos, otros en ensayos mecánicos, o bien en la magnitud del asiento por colapso.

- Métodos basados en Parámetros Físicos:

Por el Peso Específico Seco, podemos calificar el grado de colapso de bajo a muy alto.

γ_d (kN/m ³)	Grado de Colapso
>14	Bajo
12 - 14	Bajo - Medio
10 - 12	Medio - Alto
<10	Alto – Muy Alto

- Por el Coeficiente de Colapso, aportado por Denison en 1961.

$K = e_L / e$ Se producirá colapso cuando $e > e_L$

- Por la Relación de Colapso aportada por Gibbs en 1961.

$R = W_{sat} / W_L$ Se producirá colapso cuando $W_{sat} > W_L$

- Por el Criterio del Código de Edificación de la antigua URSS de 1962.

R (índice de colapso) = $(e_0 - e_2) / (1 + e_0)$

Se producirá colapso cuando $R > -0.10$

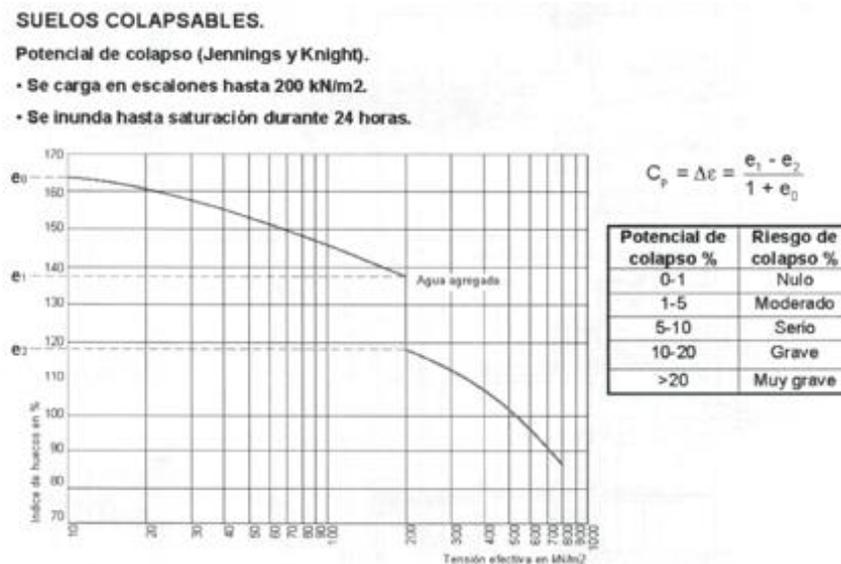


Ilustración 39. Potencial de colapso bajo carga (Jennings y Knight). "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure". (1975).

- Métodos basados en Ensayos Mecánicos o Edométricos:

Mediante un ensayo de compresión confinada en estado de saturación determinamos la Presión de Colapso o Presión Inicial de Fluencia, que se manifiesta en un quiebro brusco en la curva de compresibilidad. Para presiones inferiores a la de fluencia, no se producirá colapso.

Diremos que un suelo es Autocolapsable cuando la Presión Geostática es superior a la Presión Inicial de Colapso, y Potencialmente Colapsable cuando la Presión Geostática es inferior a la Inicial de Colapso.

- Métodos basados en la Magnitud del Asiento:

Se basa en la observación del asiento de un perfil en un determinado lugar debido a su peso propio. Para ello se haya el asiento edométrico de un estrato como el sumatorio de los asentamientos edométricos adicionales de una serie de muestras del estrato a distintas profundidades inundadas a una presión igual al peso propio de las tierras.

Este método fue desarrollado por Bally et Al en 1973, y en él se basa la Clasificación rumana de los Suelos Loessicos y Colapsables, que define el Potencial Total de Colapso como:

$I_{mg} = \sum(i_{mg})_j \times H_j$, siendo j el espesor del estrato.

5.1.1.2.3 ENSAYOS DE CAMPO RECOMENDADOS

- Sondeos a rotación.
- Geofísica Sísmica de Refracción: ensayo Down-Hole para detectar blandones sin interferencia de la fracción gruesa.
- Tuberías Piezométricas para la evolución del nivel freático.

5.1.1.2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO RECOMENDADOS

- Granulometría por tamizado: % finos.
- Límites de Atterberg: LL, LP, IP.
- Ensayos Edométricos.
- Densidad y Humedad Natural.
- Compresión Simple y Corte Directo.

En general, si detectamos un suelo con alto índice de huecos (baja densidad) y bajo contenido de agua (lo cual quiere decir que puede recepcionar bastante), es conveniente realizar el ensayo de “doble edómetro” para valorar su colapsabilidad.

5.1.1.2.5 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS RECOMENDADAS

En limos pueden emplearse los siguientes métodos de mejora:

- Compactación dinámica
- Pilotes de arena compactada
- Columnas de grava
- Explosivos
- Precarga
- Inyección de compactación
- Inyección electrocinética
- Electroósmosis

En arcillas:

- Pilotes de arena compactada
- Columnas de grava
- Precarga
- Inyecciones de compactación
- Inyección electrocinética
- Electroósmosis
- Estabilización por cenizas

En arenas:

- Terra-Probe
- Inyección de partículas
- Inyecciones químicas
- Compactación dinámica
- Cilindros vibradores
- Vibroflotación
- Pilotes compactados de arena
- Jet-grouting

En obra nueva, lo más práctico será provocar el colapso, ya que éste sólo se produce una vez, previamente al proceso constructivo.

En rehabilitación habrá de recurrirse a métodos que afecten lo menos posible a la estructura sustentada.

Para los suelos con finos (suelos arenosos, saturados, arcillosos y loess) resulta efectiva la compactación mediante pilotes hincados, con los que se puede compactar un manto de hasta 20 m de profundidad. Proporcionan una compactación uniforme y los resultados del tratamiento son fácilmente verificables. Como inconveniente, es un método lento, y la mejora no es suficiente en los 2 primeros metros desde la superficie, por lo que habría de complementarse con una compactación superficial.

Se pueden ejecutar pilotes de arena compactada con martillo vibrador, retirando el revestimiento conforme se rellena, y utilizando simultáneamente aire comprimido para mantener la perforación abierta durante el proceso.

Cuando se trata de arenas limpias saturadas o parcialmente saturadas, o sedimentos depositados tras periodos de inundación, pueden emplearse explosivos, para tratar profundidades de hasta 18-20 m. El método es rápido y de bajo coste. El principal inconveniente es su peligrosidad, y el hecho de que no se obtiene un mejoramiento óptimo en superficie.

Si las arenas no son finas, es adecuado el método de la Terra-Probe. Es rápido, sencillo, y eficiente incluso en terrenos saturados. Mejoramiento efectivo hasta 18 m de profundidad. Sin embargo no es eficiente en los 4 primeros metros desde la superficie. Hay que tener en cuenta que si existen capas inferiores más blandas, pueden sufrir vibraciones y el consiguiente asentamiento. Además resulta difícil penetrar en capas rígidas.

En suelos no cohesivos es particularmente efectiva la Compactación Dinámica, para mejorar mantos de hasta 15-20 m de profundidad. Sencillo, rápido, más aún que la precarga, pero con unos resultados menos uniformes. Para su ejecución, el nivel freático debe estar al menos 2 m por debajo de la superficie, y será necesario prever protección contra la proyección de detritos durante la ejecución.

Para grandes profundidades de mejora (hasta 90 m) y en suelos granulares saturados o parcialmente saturados con menos del 20% de finos, es muy eficaz la Vibroflotación. Además resulta un método económico.

Los resultados son excelentes en arenas, aunque habrá de aportarse material granular para no bajar la cota de rasante. Hay que elegir la ubicación de los puntos, y controlar las resistencias al vibrador, así como la cantidad de material de aporte para mantener las cotas.

A posteriori se comprueban los resultados mediante ensayos SPT, Cono de penetración, o Presiómetro.

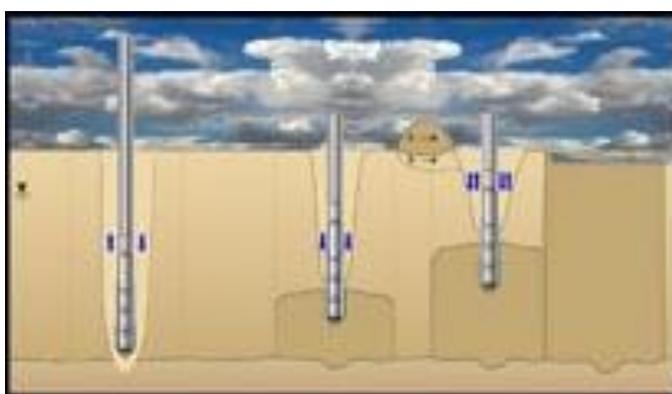


Ilustración 40. Proceso de Vibroflotación/Vibrocompactación.
http://vibroflotacion.com/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=62

En el estudio geotécnico, es fundamental la granulometría para determinar la idoneidad del tratamiento a aplicar.

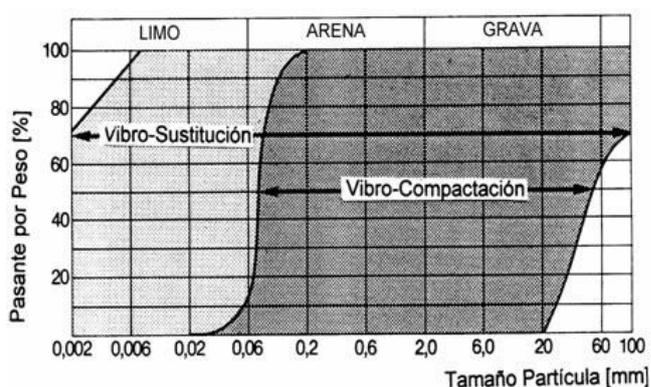


Ilustración 41. Tratamiento recomendado en función de la granulometría.
http://vibroflotacion.com/index.php?option=com_content&view=article&id=46&Itemid=62

Para grano grueso, con un contenido de finos (porción que pasa el tamiz # 200) inferior a un 15 a 20 %, el tratamiento óptimo es la Vibroflotación, dado que se consigue un acomodamiento

de los granos de suelo que aumenta su densidad. Habrá de diseñarse una malla triangular para los puntos de aplicación, de manera que se alcance toda la masa de suelo.

Si se trata de suelos finos (cohesivos) la vibración no es efectiva. En estos casos resulta más apropiada la Vibrosustitución. Para ello se utiliza la vibración con inyección en la hinca hasta llegar a la profundidad máxima de tratamiento, para posteriormente rellenar con gravas de entre 2 y 80 mm de grano. Al mismo tiempo que se extrae el vibrador se aporta la grava en la boca del pozo y el propio vibrador la va compactando.

Igualmente se ejecutan mallas triangulares de perforaciones, produciendo el efecto de pilotes dentro del suelo cohesivo. Con el tratamiento se consigue que el módulo de deformación del suelo aumente en más de tres veces, que el ángulo de fricción aumente en torno a 50, y que se reduzca notablemente la permeabilidad.

A diferencia de la compactación dinámica, la Vibroflotación puede emplearse cuando existen estructuras cercanas, ya que no produce ondas dinámicas que puedan provocar daños en las mismas.

Además, el plazo de ejecución es más breve y no precisa de cambios de suelo. Con este método se pueden tratar espesores de hasta 30 m, con mallas de entre 2.50 a 4.50 m.

La Vibrosustitución es muy útil para compactar arenas finas limosas con alto potencial de licuefacción, ya que consigue un doble efecto. Por un lado, aumenta la resistencia al corte por la inclusión de las columnas de grava, y por otro se obtienen elementos verticales que sirven para disipar las presiones sobre los poros, que podrían llevar a la licuefacción en caso de sismo.

El módulo de deformación aumenta de dos a tres veces, pudiéndose tratar espesores de hasta 10 m, con mallas que oscilan entre 1.60 a 3.00 m

En suelos normalmente consolidados, arcillas, limos, depósitos orgánicos... puede emplearse la Precarga con o sin sobrecarga para preparar los suelos antes de construir. Es fácil, proporciona una compactación uniforme. Para acelerar el proceso se combina con drenaje mediante mechas, membranas, etc.

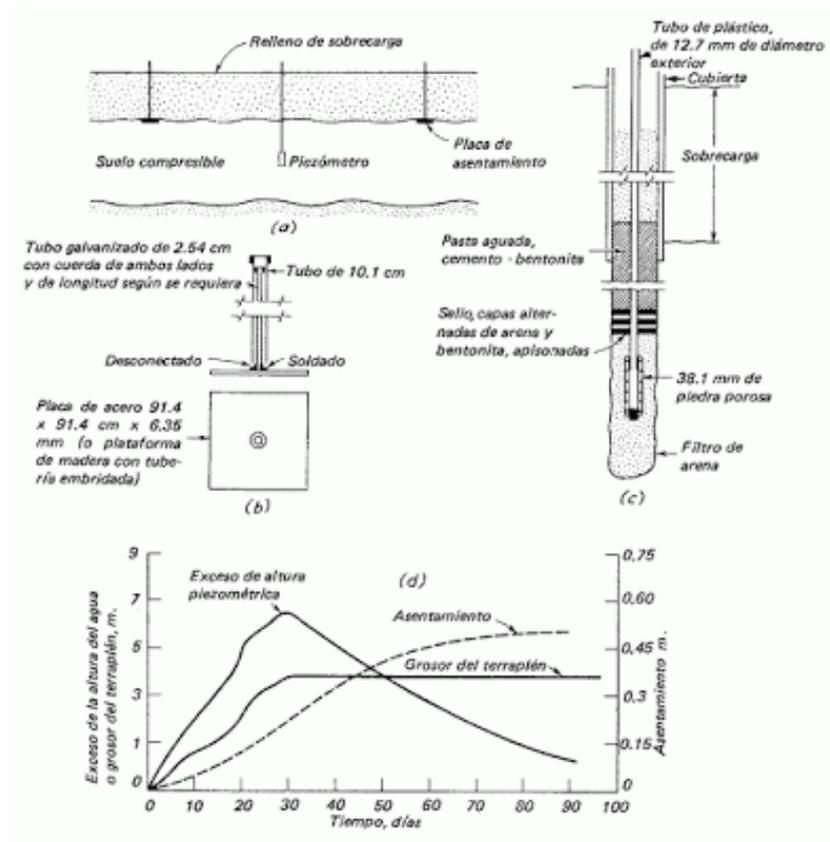


Ilustración 42. Control realizado durante el proceso de sobrecarga.
<http://civildocs.blogspot.com.es/2011/05/asentamientos-por-consolidacion-de.html>

a) Instalación típica b) Detalles del banco para medir asentamientos c) Detalle de un modelo de piezómetro abierto d) Resultados típicos de las observaciones.

En arcillas y limos normalmente consolidados, y para tratamientos de 9 a 18 m, se puede emplear la electroósmosis, induciendo corrientes de agua de ánodo a cátodo, con la ventaja de que no son necesarias cargas adicionales, y es rápido. No debe emplearse en suelos muy sensibles, ya que no resulta eficaz.

Geotex ha desarrollado una técnica de pilotes de electro-osmosis a partir de los postes de grava, con lo que se acelera la consolidación.

Con los postes de grava se introducen en el suelo cintas metálicas que sirven como electrodos, y que se empalman entre sí, conectándose alternativamente con el polo positivo o negativo de un generador de corriente continua. Los electrodos actúan acelerando el movimiento del agua capilar hacia los postes de grava, para ser posteriormente extraída hacia la superficie, por la sobrecarga aplicada, o bien, mediante una bomba.

El sistema consiste en introducir en el suelo, junto con la gravilla, un tubo de acero en el tubo de guía. Después se empalman los tubos de acero de cada uno de los pilotes con cables. Para crear el campo eléctrico se introducen otros perfiles de metal entre los cátodos en el suelo, y se conectan como ánodos con el polo positivo.

Dependiendo de la disposición de la instalación, las filas de pilotes se pueden conectar alternativamente con el polo positivo y negativo de un generador de corriente continua, o bien, pueden conectarse todos los pilotes como cátodos, con el polo negativo.

Cuando se acciona la corriente, se produce un campo eléctrico, que hace que el agua capilar libre se desplace del ánodo al cátodo.

Encendiendo y apagando la corriente, cambiando la tensión o la frecuencia de extracción del agua acumulada en los pilotes, se puede influenciar la velocidad de consolidación del suelo.

Este sistema es muy rápido, pero requiere instalaciones técnicas que encarecen el procedimiento.

En ocasiones nos encontramos un nivel freático muy superficial, por lo que sería necesario bajar el nivel de agua para remover el terreno y sustituirlo. En estos casos se puede emplear la vibrosustitución por grava, que no necesita modificar el nivel freático para trabajar, y además resulta más rápido que la precompresión. La profundidad efectiva puede llegar hasta los 18 m, y es adecuada para obras en horizontal, ya que su capacidad de carga es limitada.

En el Vibrodesplazamiento, se desplaza el terreno lateralmente, se extrae de la perforación y se reutiliza mezclado con grava y compactado. La profundidad efectiva llega a los 15 m, y se trabaja mejor en suelos de baja sensibilidad con niveles freáticos profundos.

Para limos medios a gruesos, sin límite de profundidad, en los que se quiere conseguir una mejora importante de la capacidad de carga, son adecuadas las inyecciones de agentes químicos o cementantes. Se obtiene además un buen sellado frente a la entrada de agua, aunque su costo es elevado, y la evaluación de los resultados es complicada.

Las inyecciones de cenizas volantes se realizan a presiones bajas y son aptas para limos y arenas sueltas, Se emplea para profundidades de 2 a 3 m, en cimentaciones de estructuras ligeras. Rápido y económico, consigue un incremento de resistencia e impermeabilización.

En limos saturados y arcillas limosas, la inyección electro-cinética introduce estabilizadores químicos dentro del suelo sólo por electroósmosis. Con este método evitamos someter a altas presiones al suelo y a las estructuras que soporta. No es válido para suelos sensitivos.

En suelos aluviales, gravosos y arenas coherentes es efectivo el Jet-grouting. Tiene una amplia aplicación en suelos no cohesivos donde queremos aumentar la capacidad portante y reducir su permeabilidad.

En la rehabilitación de edificios patrimoniales, las técnicas más empleadas son las inyecciones con tubo manguito de agentes cementantes y el Jet-grouting. Su viabilidad deriva de la posibilidad de ejecutarlo tanto desde dentro como desde fuera del edificio afectado, con maquinaria adecuada a cada circunstancia, y del control del proceso, que permite, mediante la manipulación de presiones y caudales, realizar un tratamiento a la carta, con un seguimiento de resultados simultáneo, obteniendo así la mejora de la capacidad portante del suelo y la recuperación de asientos.

Cuando tratamos con arcillas sensitivas que han floculado, tenemos que tener en cuenta que nuestro edificio está flotando sobre un fluido, y para evitar que se hunda habrá que recurrir al rozamiento negativo de los pilotes, micropilotes e inyecciones. Si el caso es extremo, las inyecciones con tubo manguito habrán de proveerse de un mecanismo que impida la transmisión de las cargas por punta. Este mecanismo lo constituye un "fusible" de forma helicoidal que impide que la inyección se siga clavando en el terreno (trabajando por punta), y se limite a trabajar por fuste (efecto flotación).

Todo lo anteriormente expuesto se refiere a obras de gran envergadura o a tratamiento de edificios patrimoniales. Para el caso de pequeñas obras, con presupuesto limitado, lo más usual es recurrir a una cimentación por zapatas bien atadas apoyadas sobre terreno sustituido y debidamente compactado, par el que adoptaremos una tensión máxima admisible de 1 kp/cm², o bien a losas de espesor mínimo 50 cm sobre una capa de terreno sustituido de al menos 1.50 m de espesor, con una cuantía mínima de armado de 28 kg/m³.

Si se trata de estructuras con cargas lineales (muros de carga), que pueden sufrir asientos diferenciales importantes, habrá que diseñar elementos que rigidicen la estructura, además de otros que eviten el acceso del agua.

5.1.1.3 INESTABILIDAD DE LADERAS.

5.1.1.3.1 ENSAYOS DE CAMPO RECOMENDADOS

- Sondeos a rotación. Será necesario llevarlos hasta una profundidad que abarque toda la altura de la cornisa, para detectar posibles superficies de deslizamiento en su base.

Como fluido de perforación podemos emplear un gel a base de polímeros que, mezclado con agua, no produzca la alteración o saturación del terreno, lo que afectaría a los resultados.

- Geofísica Sísmica de Refracción en las áreas libres de construcción.
- Calicatas Eléctricas en zonas interiores del edificio, donde interfieren los elementos de cimentación.
- Tuberías Piezométricas para la evolución del nivel freático.

5.1.1.3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO RECOMENDADOS

- Granulometría por tamizado: % finos
- Límites de Atterberg: LL, LP, IP
- Ensayos Edométricos y de Consolidación
- Densidad y Humedad Natural
- Compresión Simple, Corte Directo y Triaxial

5.1.1.3.3 ENSAYOS DE CONTROL DE RESULTADOS

- Nivelaciones de alta precisión
- Ensayo Cross-Hole

5.1.1.3.4 TRATAMIENTO RECOMENDADO

En rehabilitación de edificios situados sobre laderas inestables: se podrán ejecutar abanicos de inyecciones armadas, que realizados tanto desde la parte superior de la cornisa, como desde la plataforma de su base, constituyan un prisma de terreno tratado. Este prisma debe ser de una magnitud tal que abarque el cosido de la grieta. Como refuerzo puede introducirse una barra GEWI en aquellos taladros que cosan la grieta, para aumentar la resistencia a tracción de los tubos manguito. Como complemento habrá de instalarse un sistema de drenaje que impida la acumulación de agua en el trasdós del prisma de terreno tratado (por ejemplo drenes subhorizontales o californianos).

Existen numerosos sistemas de estabilización de laderas, que pertenecen al ámbito de la obra civil y de las construcciones viales, en los cuales no vamos a entrar ya que se aparta del objetivo de esta tesis, que se centra en la edificación y rehabilitación de edificios.

5.1.1.4 RELLENOS ANTRÓPICOS

5.1.1.4.1 DETECCIÓN

Debemos estar atentos en los cascos históricos de las principales ciudades, donde diversas etapas de ocupación humana (ámbito arqueológico) se van superponiendo, llegando a alcanzar capas de relleno de varios metros de profundidad (formaciones superficiales antropizadas).

En otros casos, la afección urbanística lleva a rellenar terrenos que no son susceptibles de ser urbanizados por hallarse en zonas de escorrentía natural, o con niveles freáticos muy superficiales. No obstante son rellenados para su aprovechamiento urbanístico.

Se reconocen fácilmente por su composición a base de mezclas irregulares de arcilla, limo, arena, con coloraciones oscuras (marrones o grisáceas), incorporando cantos, restos cerámicos, restos de cimentaciones, etc.

Habrán que estar igualmente atentos a zonas de vertidos, tanto orgánicos como inorgánicos (antiguos vertederos o escombreras), así como a antiguas canteras que se hayan rellenado posteriormente.

5.1.1.4.2 TRATAMIENTO

En general, habrá que eliminarlos, ya sea por sustitución, por excavación de sótanos, o recurriendo a cimentación profunda.

En el caso de que el relleno se haya llevado a cabo en áreas otrora inundables o con flujo de aguas, habrán de preverse pantallas que frenen el paso de las aguas y puedan producir un lavado del terreno bajo la cimentación.

En cualquier caso son fuente de acumulación de humedad, por lo que es conveniente retirarlos de las construcciones.

5.1.2 UNIDADES GEOLITOLÓGICAS. TIPOS DE SUELOS.

Andalucía es una comunidad autónoma ubicada al sur de la península ibérica, formando parte del territorio español. Limita al norte con las comunidades de Extremadura, Castilla La Mancha y Murcia, al sur con el Océano Atlántico (Golfo de Cádiz), el Estrecho de Gibraltar y el Mediterraneo Occidental (Mar de Alborán), y al oeste con Portugal.

La geografía andaluza presenta tres unidades geolitológicas bien diferenciadas:

- La zona del Macizo Ibérico ó hercínico, compuesta por materiales duros, principalmente pizarras y cuarcitas, y algunos afloramientos graníticos del Carbonífero medio, que han quedado emergidos y sometidos a erosión.

La Zona Centroibérica ocupa la parte más oriental de los afloramientos del macizo hercínico dentro de Andalucía, concretamente los existentes en la provincia de Jaén y parte de los de la de Córdoba.

La Zona Ossa-Morena ocupa la parte central de los afloramientos en las sierras del norte de las provincias de Córdoba y Sevilla.

La Zona Surportuguesa representada en la parte más occidental, en la provincia de Huelva, muestra un conjunto inferior formado por pizarras y cuarcitas con un complejo vulcano-sedimentario cerca del techo y un conjunto superior formados por lutitas y areniscas turbidíticas. Dentro de esta zona se localiza la denominada "faja pirítica" que

corresponde a una parte del afloramiento del complejo vulcano-sedimentario en el que se localizan importantes reservas de pirita que han sido objeto de explotaciones masivas (Aznalcóllar, Río Tinto, Sotiel y Tharsis).

- La zona de la Depresión del Guadalquivir, que incluye las ciudades de Córdoba, Sevilla y Huelva, compuesta por materiales sedimentarios del Cuaternario, que se apoyan sobre las denominadas “margas azules”, que en algunos casos afloran en los extremos laterales de la depresión. Además de la Depresión del Guadalquivir, se incluyen un conjunto de áreas ubicadas dentro de las Cordilleras Béticas (cuencas intramontañas) que tienen importantes rellenos sedimentarios de materiales neógenos postorogénicos. Entre ellas destacan por su amplitud y potencia del relleno sedimentario, de oeste a este, las depresiones o cuencas de: Ronda, Granada, Guadix-Baza, Almería, Sorbas y Huércal Overa.
- Las Cordilleras Béticas, la Prebética al noroeste, la Subbética ó franja paralela a la Depresión del Guadalquivir que incluye las ciudades de Jaén y Cádiz y el Flych de Gibraltar, y la Zona Interna en la que se enmarcan las ciudades de Granada, Almería, Málaga y la Costa Mediterránea.

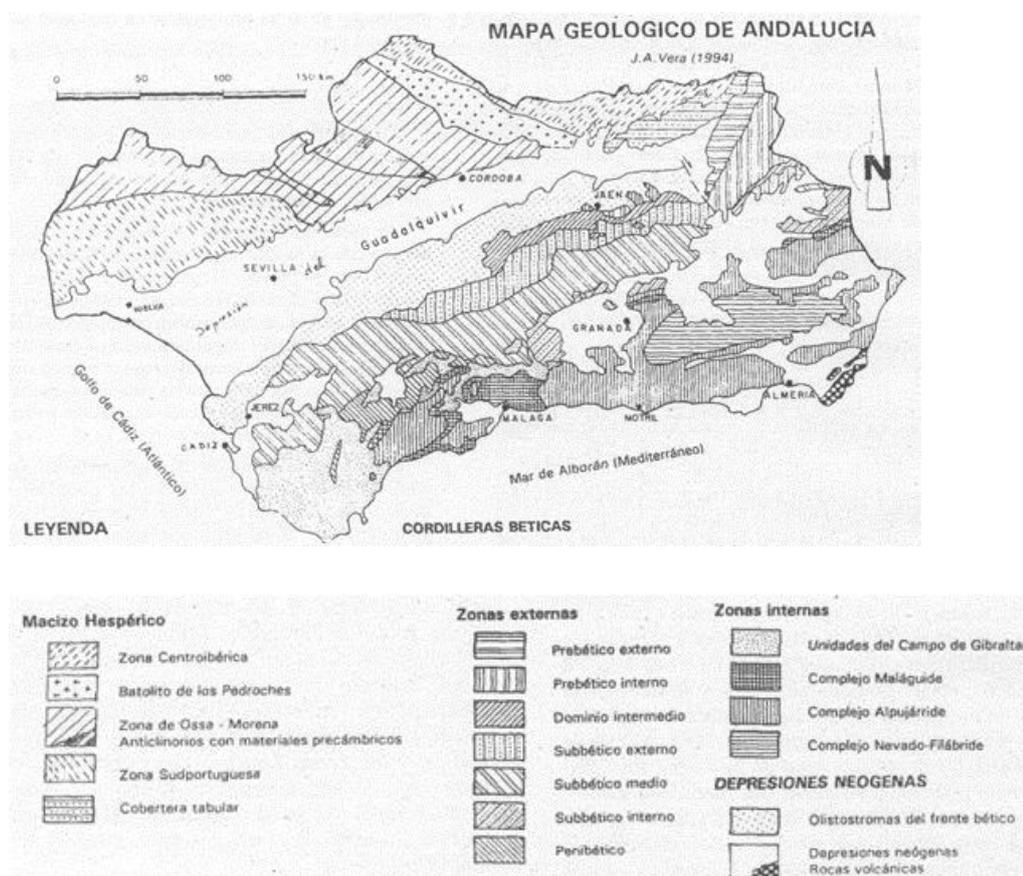


Ilustración 43. Unidades Geolíticas en Andalucía. VERA, J.A. (1994)

Dentro de estas tres unidades encontramos diversos **tipos de suelos**, desde la roca más dura hasta materiales sueltos de los depósitos del Cuaternario.

- Los suelos rocosos duros, como las Dolomías Almerienses, los Conglomerados de Norte de Jaén, la Caliza y las Dolomías del Norte de Granada, las Cuarcitas del Macizo Ibérico

y el Complejo Maláguide, presentan los problemas típicos de la mecánica de rocas, con fisuraciones, desprendimientos y roturas de grandes bloques.

- Los suelos Miocenos como las margas azules presentan una apariencia continua y pueden encontrarse en zonas de la cuenca del Guadalquivir como Sevilla, Marchena, Lora del Río Carmona, La Campana, La Luisiana, La Carlota, Lucena, Puente Genil, Montilla, Gibraleón, Úbeda, Villanueva del Arzobispo, etc. Se trata de arcillas fisuradas de aspecto estratificado, por lo que se le ha asignado el calificativo de suelos margosos, aunque en realidad no son margas propiamente dichas, ya que no suelen contener carbonatos. Pueden presentar un color variable según la profundidad y el grado de alteración. La parte superficial es la que más se oxida y por ello presenta tonos más marrones; este color se va volviendo verdoso con la profundidad hasta alcanzar tonalidades azuladas o gris azuladas en las partes más profundas. Las roturas de suelo que se originan son de tipo superficial, aunque cuando se trata de taludes pueden producirse de mayor entidad, en la dirección de máxima pendiente.
- Suelos muy fracturados, cuasi rocosos, como pizarras y cuarcitas que aparecen en los Complejos Maláguide y Alpujárride y las filitas de Málaga, Granada y Almería, así como en el Norte de Córdoba. La problemática de estos suelos se produce o aparece al excavarlos, ya que se trata de materiales discontinuos que alternan con capas débiles en las que la presencia del agua disminuye el rozamiento. Ello, unido a la presencia de minerales como la serpentina, pueden provocar tensiones tectónicas, que al ser liberadas por las excavaciones pueden originar deslizamientos importantes.
- Los suelos de origen Pliocénico son arenas arcillosas con mayor o menos grado de cementación y los encontramos en el Cerro de San Cristóbal (Cádiz), los alberos de Dos Hermanas y Carmona, o el caso particular de la piedra “ostionera” de la costa de Cádiz.
- Los suelos Cuaternarios se localizan en los valles de los ríos y las marismas. En el fondo de los cauces se encuentran las gravas, sobre las que se asientan arcillas, limos y arenas. La desecación hace que se consoliden, pero cuando se hallan húmedos son muy blandos, tal y como se puede apreciar en las marismas del Guadalquivir, Guadalete, Guadalhorce, o de los ríos Tinto y Odiel en la provincia de Huelva.

5.1.3 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA POR PROVINCIAS ANDALUZAS. FUENTE: IGME

El Instituto Geológico y Minero de España (IGME) es un Organismo Público de Investigación de carácter autónomo, adscrito al Ministerio de Economía y Competitividad. Sus orígenes se remontan al Real Decreto de 12 de julio de 1849 por el que se creaba la Comisión para la Carta Geológica de Madrid y General del Reino. En 1910, pasó a denominarse Instituto Geológico de España, y en 1927 se reorganiza pasando a denominarse Instituto Geológico y Minero de España.

A falta de un criterio universal para la confección de mapas geológicos, en España se estableció en los años 70 una metodología para la clasificación de los terrenos, a partir de los datos de tipo geológico y mecánico, de forma que se transformaran en información útil.

“Se definen los mapas geotécnicos como mapas geológicos en los que se incluyen las características geotécnicas necesarias para el cálculo de estructuras industriales y urbanas, diferenciándose de aquellos por suministrar datos cualitativos y cuantitativos del terreno, que podrán ser de aplicación inmediata en obras de construcción e ingeniería civil.”

Memoria de la serie 1:200.000 del IGME

Para la confección de mapas geotécnicos se consideran factores principales:

- La topografía y morfología.
- Las formaciones litológicas blandas y consolidadas.
- Sus características mecánicas.
- Los niveles freáticos y capacidad de drenaje.

Y como factores secundarios:

- El clima.
- La sismología.
- Y los recursos naturales (agua, vegetación, materiales aprovechables).

A efectos prácticos, y para definir las condiciones concretas de los terrenos se dividen las hojas en zonas de primer orden denominadas Regiones, y dentro de éstas se discriminan Áreas en las que se considera que existe una homogeneidad macro geomorfológica de sus terrenos.

Esta delimitación se realiza en base a diferentes formas de relieve, tipos de roca, resistencia a la erosión y comportamiento mecánico ante los movimientos tectónicos sufridos a lo largo de la historia.

Surge así la cartografía geológica 1:200.000 del Instituto Geológico Minero de España, donde cada hoja se dota además de una memoria descriptiva de sus contenidos. A esta serie seguiría otra a escala 1:50.000 denominada serie MAGNA.

La digitalización de la cartografía MAGNA se inició en el año 1991 al objeto de generar una base de datos espacial geológica en formato digital para su explotación con tecnología SIG.

La versión más actual corresponde a la Versión 3.0 de Febrero de 2012.

Además, durante los años 2003 y 2004 se procede a escanear todas las hojas editadas y los originales de geología y bocetos disponibles.

La Geología de Andalucía se recoge en la serie MAGNA a escala 1:50.000, desde la hoja 807 a la 1078, del Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

En 1985, la Junta de Andalucía edita un mapa geológico de comunidad a escala 1:400.000, acompañado por una memoria explicativa en la que se incluyen abundantes referencias bibliográficas.

Esta cartografía tiene la misma base geológica. La diferencia consiste en que la primera recoge los yacimientos e indicios de minerales metálicos y energéticos, así como los sondeos petrolíferos, y la segunda, las explotaciones e indicios de minerales y rocas industriales.

La cartografía elaborada por el IGME es una herramienta de consulta de suma importancia para la labor de los técnicos en orden a establecer la viabilidad de los terrenos para su construcción.

Uno de los objetivos de esta tesis es acometer una actualización de esta información y su acercamiento al ámbito urbano, de manera que sirva de orientación para diseñar actuaciones de recalce de edificios patrimoniales.

A continuación se consigna un extracto de las características de los suelos contenidas en la memoria de la serie 1:200.000, de las provincias de:

- Sevilla, Hoja 3-10/75 de Sevilla, y 4-11/82 de Morón de la Frontera

- Huelva, Hoja 2-11/80 de Ayamonte-Huelva, y 2-10/74 de Puebla de Guzmán
- Granada y Málaga, Hoja 5-11/83 de Granada-Málaga, y 6-10/78 de Baza
- Jaén, Hoja 5-10/77 de Jaén
- Córdoba, Hoja 4-10/76 de Córdoba
- Almería, Hoja 6-11/84 de Almería-Garrucha
- Cádiz, Hojas 3-12/86 de Cádiz y 4-12/87 de Algeciras

En primer lugar, para cada provincia se define la calidad de los materiales que la componen, así como los accidentes de origen tectónico por los que se ha visto afectada, o que siguen aún en evolución.

A continuación se detalla por Regiones y dentro de éstas, por Áreas, sus características de relieve, morfología, permeabilidad, drenaje, capacidad mecánica, posibilidad de asentamientos, y posibles medidas de precaución.

Por último se describen los suelos característicos más desfavorables, así como su ubicación en la provincia a nivel territorial.

5.1.3.1 PROVINCIA DE SEVILLA. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Sevilla correspondiente a la hoja 3-10/75, indican la presencia de los siguientes materiales:

Se localizan afloramientos del periodo Mioceno al norte de la Depresión del Guadalquivir en una franja de aproximadamente 1 km de anchura media en la zona del bajo Guadalquivir. En esta área encontramos el siguiente corte estratigráfico:

- *Margas azules superiores tortonienses a techo*
- *Arenas amarillas o gris azuladas más o menos consolidadas con algunos fósiles, y más arcillosas cerca del contacto con las margas superiores; espesor medio 10 m*
- *Molasas compactas muy fosilíferas de color amarillo; espesor de 10 a 20 m*
- *Conglomerado de base con ostras abundantes y elementos rodados procedentes del zócalo paleozoico; espesor medio 1 a 2 m.*

En cuanto a accidentes de origen tectónico, que afectan a problemas de inestabilidad de laderas, encontramos la siguiente información:

Se observan grandes fallas y fracturas con rumbo NNE-SSO y NNO-SSE, que van asociadas a otras con rumbos ortogonales a las anteriores.

En cuanto a la línea estructural que marca el cambio del zócalo paleozoico de la Meseta con los terrenos Miocenos del Sur, de hecho se trata de un hundimiento progresivo hacia el S, por medio de flexuras o bien de una red de fallas paralelas con desniveles variables (50 a 300 m).

Este sistema de roturas, orientado según la dirección bética OSO-ESE, que también es la del río Guadalquivir, es el resultado de una tectónica de zócalo que ha sido originado por los movimientos béticos de la edad Miocena.

En conclusión, por debajo de la Depresión del Guadalquivir, el zócalo paleozoico está afectado por una red de fracturas de doble dirección, la hercínica y la bética, siendo las fracturas de dirección bética las que procuran su hundimiento hacia el S.

Para su caracterización geotécnica, se delimitan dos Regiones y once Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II, (Hoja 3-10/75 de Sevilla, y 4-11/82 de Morón de la Frontera).

Región I

Área I1

Rocas pizarrosas interestratificadas con areniscas, grawackas y calizas. Pendientes < 20% por lo que aparecen frecuentemente cubiertas por suelos cohesivos. Permeabilidad baja. Capacidad de carga media y asientos medios. Deberá eliminarse la capa de recubrimiento.

Área I2

Misma litología que I1 pero con pendientes > 20% con recubrimientos menos frecuentes y de menor espesor. Abundan los deslizamientos en las curvas de los valles fluviales por deslizamiento del pie de las laderas. Baja permeabilidad y fuerte escorrentía por la pendiente. Capacidad de carga media, excepto en las zonas con deslizamiento, asientos menores que en I1 ya que el recubrimiento es menor y mayores en las zonas con posibilidad de deslizamiento.

Área I3

Rocas ígneas ácidas y básicas, gneises, cuarcitas y migmatitas. Pendientes suaves < 20 %. Recubrimientos de material granular heterométrico con espesores de hasta 10 m. Pueden aparecer rocas filonianas atravesando las rocas ígneas. Substrato impermeable y cobertura permeable (granular) que posibilita la aparición de acuíferos. Escaso drenaje superficial. Capacidad de carga alta y asientos despreciables. Es necesario retirar la capa superficial de terreno suelto, por lo que si este es de gran espesor, encarece mucho la preparación previa.

Área I4

Igual litología que I3 pero con pendientes > 30 % (en algunos puntos hasta el 40%). Estabilidad natural elevada aunque pueden aparecer desprendimientos por las diaclasas. Recubrimientos de depósitos menos frecuentes que en I3. Permeabilidad baja. Drenaje superficial alto. Pueden aparecer aguas subterráneas en las fracturas. Gran capacidad de carga y asientos mínimos. Para cimentar habrá que retirar la capa superficial, de poco espesor en este caso.

Área I5

Rocas detríticas alternantes de conglomerados y areniscas. Recubrimientos granulares bastante localizados y muy superficiales. Las pendientes varían entre el 10 y el 30%. Al pie de las zonas con mayor pendiente aparecen acumulaciones de material desprendido muy anguloso y heterométrico que marcan las zonas de mayor inestabilidad. En el resto la estabilidad es buena. Drenaje superficial aceptable. Capacidad de carga alta, sin asientos.

Área I6

Calizas y dolomías bastante karstificadas. En superficie pueden aparecer arcillas de descalcificación con cantos calizos incluidos. Pendientes del 10 al 30%. Laderas estables con pocos deslizamientos. Drenaje subterráneo a través de la red de karstificación. Drenaje superficial deficiente. Abundancia de manantiales. Capacidad de carga alta sin asientos. Deben eliminarse los recubrimientos arcillosos para evitar asientos diferenciales.

Área I7

Rocas volcánicas ácidas y básicas en general bastante compactas. Morfología muy variable con pendientes entre el 3 y el 40%. En general estables, aunque pueden aparecer

desprendimientos en zonas alteradas, tectonizadas o con litologías menos coherentes. Materiales impermeables, con drenaje superficial favorable. Aparecen aguas subterráneas donde se dan las tobas y piroclastos y en zonas fracturadas. Capacidad de carga alta y asientos nulos.

Región II

Área II1

Gravas, arenas, arcillas y limos distribuidos de manera irregular. Morfología suave con pendientes < 3%. Estabilidad buena. Sólo en los frentes de las terrazas puede haber degradaciones y desmoronamientos. Pueden aparecer arrastres y sifonamientos en algunos puntos. Muy permeable, ligada a la red fluvial, con aparición de lentejones de material permeable que alternan con materiales impermeables. Buen drenaje a excepción de las zonas próximas al cauce del Guadalquivir, en las cercanías de Sevilla. Acuíferos a escasa profundidad. Capacidad de carga baja, asientos medios, de mayor magnitud en las áreas limo-arcillosas de los cauces, especialmente en la zona de Sevilla donde existen marismas desecadas. En las terrazas, la menor proporción de finos, da lugar a una capacidad de carga mayor, con asientos menores. Cabe esperar problemas geotécnicos en relación con el contenido de materia orgánica o con el nivel freático alto.

Área II2

Rocas detríticas, gravas, arenas y areniscas, entre las que pueden venir intercalados paquetes arcillosos. Pendientes del 10 al 20% (lomas suaves). Estabilidad buena. Drenaje superficial malo. Materiales permeables por porosidad intergranular. Acuíferos a menos de 10 m de profundidad. Capacidad de carga media y asientos medios. Los niveles arcillosos intercalados pueden originar asientos diferenciales.

Área II3

Margas arcillosas azuladas con intercalaciones de areniscas. Pendientes > 10% por lo general (20% en algunos puntos produciéndose deslizamientos superficiales). Drenaje superficial deficiente, semipermeable, si bien predominan los materiales impermeables. Pueden aparecer pequeños acuíferos. Capacidad de carga media, asientos medios.

En zonas exclusivamente margosas y con pendiente, pueden aparecer asientos y deslizamientos.

Área II4

Calizas terciarias y calizas arenosas. Pendientes < 20%. Estabilidad buena en general, a excepción de la línea de contacto con otras zonas del norte donde hay deslizamiento de bloques. Capacidad de carga elevada, sin asientos.

SEVILLA. Suelos desfavorables

Se consideran terrenos con condiciones constructivas muy desfavorables:

- Pizarras solas ó alternando con otros materiales, que presenten pendientes > 30%.
- Los canchales al pie de areniscas o crestones cuarcíticos cuando su pendiente sea >20%.

En la Hoja 4-11/82 de Morón de la Frontera se mencionan como muy desfavorables:

- Toda la unidad correspondiente al Keuper, por su alto contenido de yeso. Asientos altos, posibles hundimientos y cimentaciones especiales.

- La zona alrededor del Embalse de Malpasillo, al NE de la Hoja, en una zona sísmica de máximo grado IX.

Se consideran terrenos en condiciones desfavorables:

- Rocas ígneas intrusivas y filonianas ácidas y básicas, las migmatitas, rocas volcánicas, los gneis groseros y las cuarcitas, areniscas, calizas y dolomías del paleozoico, cuando su pendiente sea > 20%. Para efectuar excavaciones se necesitan explosivos.
- Las zonas que encuadran los ríos Guadalquivir y parte del Odiel, por la inundabilidad en el primer caso, y por el arrastre de materiales en el segundo.
- Una pequeña mancha en el casco urbano de Sevilla, constituida por depósitos de marismas, desecados en época histórica, con alto contenido de materia orgánica. Asientos importantes, baja capacidad de carga y baja cota sobre el nivel del Guadalquivir.

En la Hoja 4-11/82 de Morón de la Frontera se mencionan como desfavorables:

- Las áreas con diferentes materiales interestratificados y con pendientes altas. Los coluviones situados en las laderas y en las altas montañas, aunque a veces se encuentran bien cementados, presentan problemas de inestabilidad atribuidos a su baja cohesión.
- En los cauces de los ríos donde se pueden producir inundaciones, o derrumbamientos y hundimientos por la erosión de las márgenes de los ríos.

En el ANEXO II se incluyen la Hoja 3-10/75 de Sevilla, y 4-11/82 de Morón de la Frontera, correspondientes a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

Problemática de las “Margas Azules”.

Las margas proceden del Periodo Mioceno, por lo que se presentan preconsolidadas o cementadas. El proceso de toma de muestras modifica su estructura, provocando una alteración de sus propiedades mecánicas. Como consecuencia, la determinación de sus parámetros de resistencia y deformación no resulta fiable.

En ocasiones las margas alternan con finas capas más duras, con mayor grado de carbonatación y por tanto más fisurables. Otras veces se intercalan con capas areniscosas como es el caso de Mengíbar en Jaén, e incluso pueden contener gas a presión como se ha detectado en el centro de Sevilla (Alameda de Hércules y Plaza Nueva), o en las zonas próximas a Bailen y Granada (formación Mitagalán).

Por otra parte, lo que conocemos como “margas arcillosas andaluzas” no son en realidad margas propiamente dichas, ya que el contenido de carbonatos (que se expresa como contenido de CO₂) está entre el 10-14 %, mientras que en una auténtica marga, el contenido de carbonatos se sitúa entre el 30-40% de CO₂, dando al material una resistencia y rigidez similar a la de una roca.

Se trata en realidad de arcillas, en ocasiones fisuradas, en las que se pueden apreciar planos de estratificación de unos 20 cm, a veces con intercalaciones limosas milimétricas, que forman planos con muy poca cohesión, y que además se entrecortan con otras fisuras verticales.

Así pues, nos enfrentamos a un material discontinuo y anisótropo, en el que además se pueden presentar estrías en los planos de estratificación, y slickensides (superficies brillantes y lustrosas) de poca extensión, como consecuencia de movimientos tectónicos antiguos.

Esta composición explica por ejemplo el caso de la rotura de la Presa de Aznalcóllar, cimentada sobre margas. Si estudiamos el comportamiento mecánico de estas arcillas, vemos que presentan una resistencia mecánica de pico importante con pequeñas deformaciones, para bajar después a una resistencia residual con fuertes deformaciones, que va acompañada por una tensión tangencial de aproximadamente la mitad de la de pico. Este comportamiento hace que al ir deformándose el material se alcance una resistencia máxima que luego cae al continuar las deformaciones, llegando, si estas son grandes, a una resistencia estable que se denomina “residual”.

Otra de las cuestiones a discutir es la afirmación de que las margas son impermeables. La realidad es que en estos suelos, la zona de fisuración va profundizándose con el tiempo, con lo que la penetración del agua es mayor a través de estas fisuras, reblandeciéndolo más, alterándolo y provocando tensiones tangenciales en su seno. Todo ello lleva a una alteración de la resistencia del material, que podría conducir a resistencias muy bajas, prácticamente residuales, con consecuencias fatales para los cimientos de las construcciones.

Esta alteración es la responsable de la diversa coloración de las margas. Por ejemplo, en zonas de Córdoba (Villa del Río) se han detectado estratos de unos 8 m de potencia de arcilla color beige, sobre otro estrato de arcilla marrón más oscura de aproximadamente el mismo espesor, y por debajo margas azules sanas. Esta degeneración se debe a la oxidación de los minerales férricos, que produce estas alteraciones de aspecto y resistencia.

En la ciudad de Sevilla encontramos un caso muy complejo de cimentación en margas para un parking subterráneo en la calle Mendigorría, que se construyó por el método ascendente descendente, y en el hubo de recurrirse al jet-grouting para estabilizar el subsuelo.

5.1.3.2 PROVINCIA DE HUELVA. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Huelva correspondiente a las hojas 2-11 y 3-11/80-81, indica la presencia de las siguientes formaciones:

El Cuaternario tiene una gran representación, coincidiendo su mayor extensión con la Depresión del Guadalquivir. Está formado por los siguientes depósitos:

- a) Las terrazas fluviales continentales a lo largo de los ríos y arroyos, constituidas por limos y arcillas con niveles irregulares de cantos rodados y gravas asociadas a costras calcáreas de pequeño espesor, limos, areniscas, arenas, limos más o menos arcillosos y gravas más o menos arenosas.*
- b) Las terrazas marinas, observadas a lo largo de la costa desde Sanlúcar de Barrameda y El Puerto de Santa María, formadas por niveles de arenas, areniscas y lumaquelas asociadas a gravas en forma de conglomerados muy duros, areniscas calcáreas y fosilíferas con gravas y cantos rodados, arenas sueltas flojas y amarillas, correspondientes probablemente a dunas fósiles y, por último, playas actuales con sus dunas vivas.*
- c) Los cordones litorales, correspondientes a dunas vivas actuales que se extienden desde Ayamonte hasta Conil. Tierra adentro se encuentra un cordón litoral fósil, de dirección paralela al actual, que se extiende desde Mazagón hasta Sanlúcar de Barrameda, formando una manga arenosa que separa la marisma del océano Atlántico.*
- d) El Cuaternario fluvio-marino de marismas, constituido en profundidad por depósitos antiguos de alternancias de capas fluviales de gravas y arenas y capas marinas de arcillas y por depósitos recientes de limos arenosos y arcillas en las zonas superficiales.*

En la memoria correspondiente a la Hoja 2-10/74 del mapa del IGME, en la que se recoge la zona de Huelva limítrofe con Portugal (Puebla de Guzmán), encontramos la siguiente descripción de los materiales terciarios más recientes:

Plioceno. Se trata de depósitos detríticos continentales y costeros de barra arenosa. No tienen fauna y presentan alternancias rápidas de arenas más o menos gruesas, de gravas y de conglomerados y de bancos arcillosos, a menudo verdes.

El conjunto ofrece un color predominantemente rojo-naranja. El espesor suele ser pequeño, del orden de 10 a 30 m.

En cuanto a la dinámica tectónica de las formaciones más recientes, la memoria de la Hoja de Huelva apunta:

Los efectos de la tectónica reciente (deformaciones del mismo tipo bajo el que se agrupan terrenos de edad Miocena Superior, Pliocena y Cuaternaria) en el área de la Hoja se han traducido en pliegues muy amplios y suaves. La subsidencia es especialmente importante en la región de las marismas del Guadalquivir, cuya topografía, y las características de su relleno sedimentario, indica la individualización de una amplia cuenca sinclinal, cuya subsidencia debe continuar aún hoy.

Para su caracterización geotécnica, se delimitan dos Regiones y once Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II (Hoja 2-11/80 de Ayamonte-Huelva, y 2-10/74 de Puebla de Guzmán).

Región I

Área I1

Materiales de relleno, arcillosos, limosos o limo arenosos, en general salinos. Relieve llano con pequeños desniveles. Terreno estable en condiciones naturales, e inestable ante la acción del hombre (marismas). Impermeable en las zonas de marismas y semipermeables a permeables en las zonas fluviales. Drenaje deficiente en marismas y aceptable en zonas fluviales. Capacidad de carga baja o muy baja. Asientos medios o elevados.

Área I2

Depósitos de arenas finas. Relieve suave pero adaptado en algunas zonas al del substrato que recubre. Terreno estable en condiciones naturales, pero inestable ante la acción del hombre. Muy permeable. Drenaje favorable. Capacidad de carga media. Asientos medios a reducidos.

Área I3

Depósitos travertínicos y cortezas calcáreas. Relieve moderado a suave. Estable, semipermeable, con drenaje aceptable. Capacidad de carga media alta. Asientos despreciables.

Área I4

Materiales granulares con finos y cementación variable. Relieve suave a moderado. En general estable, con zonas particularmente inestables. Semipermeable a permeable. Drenaje variable. Capacidad de carga media. Asientos medios o reducidos.

Área I5

Materiales granulares con cementación variable debido a la presencia de carbonatos. Relieve suave a moderado y acusado localmente. Estable, permeable, con drenaje aceptable a

favorable. Capacidad de carga media a alta. Asientos medios a reducidos o prácticamente inexistentes.

Área I6

Igual composición que I5 pero alternando con margas. Relieve moderado a acusado. Estabilidad variable, impermeable, drenaje variable. Capacidad de carga media a alta y reducida en zonas de alteración. Asientos medios a reducidos, salvo en zonas de alteración.

Área I7

Margas con suelos de alteración arcillosos. Relieve variable. Generalmente inestables en zonas de gran relieve o a la acción del hombre. Impermeable, drenaje deficiente. Capacidad de carga media. Asientos medios a reducidos.

Región II

Área II1

Materiales margo calizos, con suelos de alteración arcillosos. Relieve suave a moderado y acusado en zonas localizadas. Generalmente estable con inestabilidad en las zonas más abruptas. Impermeable, drenaje deficiente a aceptable. Capacidad de carga baja a media. Asientos medios a reducidos. En zonas de alteración, elevados a medios.

Área II2

Calizas, margas y margo calizas. Relieve acusado a muy acusado. Estable, semipermeable, drenaje muy favorable. Capacidad de carga alta. Asientos prácticamente inexistentes.

Área II3

Arcillas y margas, con yesos en bancos o diseminados. Relieve acusado. Inestabilidad, impermeabilidad, drenaje deficiente a aceptable. Capacidad de carga media a alta. Asientos medios a reducidos. Pueden producirse hundimientos.

Área II4

Pizarras y grawackas. Relieve irregular. Generalmente estable, impermeable, drenaje deficiente a aceptable. Capacidad de carga alta. Asientos prácticamente inexistentes.

HUELVA. Suelos desfavorables.

Se consideran terrenos con condiciones constructivas muy desfavorables:

- Los terrenos turbosos de la Laguna de las Madres al SE, con alta compresibilidad y baja resistencia mecánica.

En la Hoja 2-10/74 correspondiente a Puebla de Guzmán (junto a la frontera con Portugal), son muy desfavorables:

- los depósitos tipo "raña" y los recubrimientos sobre rocas volcánicas y pizarras en alternancia con otros materiales que ocupan áreas con unas pendientes comprendidas entre el 7 y el 15%, así como otros materiales de alteración de las rocas ígneas con pendientes superiores al 15%.

Se consideran terrenos con condiciones desfavorables:

- Los terrenos de marismas y marjales de los cursos bajos de los ríos Guadalquivir, Tinto, Odiel, Guadiana y Piedras, constituidos por rellenos muy modernos, saturados y

salinos en general, poco o nada consolidados y con alta compresibilidad. Capacidad de carga baja y asientos elevados, que obligan a ejecutar cimentaciones especiales.

- Las margas arcillosas yesíferas situadas al SE (NE de la Sierra de Gíbalbín). Son terrenos inestables con deslizamientos activos a favor de las pendientes. En las zonas llanas el drenaje es deficiente, produciéndose encharcamientos. La disolución de los yesos por acción del agua puede producir asentamientos bruscos o hundimiento por colapso del terreno. Además, los iones sulfato de las aguas pueden atacar los hormigones.
- Las margas gris azuladas situadas al N y NE de la ciudad de Huelva, presentan fenómenos de expansividad y deslizamientos de masas arcillosas en zonas de gran relieve.

En la Hoja 2-10/74 de Puebla de Guzmán se consideran desfavorables:

- las arenas y areniscas terciarias y los recubrimientos procedentes de rocas ígneas que ocupan pendientes entre el 7 y el 15%. Presencia de nivel freático alto.

En el ANEXO II se incluyen la Hoja 2-11/80 de Ayamonte-Huelva, y la 2-10/74 de Puebla de Guzmán, correspondientes a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

Problemática de los “Fangos de Huelva”.

La memoria de la Hoja del IGME, enmarca en el área I1 la zona correspondiente a las desembocaduras de los ríos Tinto y Odiel, donde se localizan los fangos, y los clasifica como Depósitos de limos y arcillas fluvio-marino:

...ocupando grandes superficies de terreno correspondientes a los cursos bajos de los ríos Guadalquivir, Tinto, Odiel, Guadiana y Piedras.

Forman áreas de marismas y materiales constituidos, en su parte superior o superficial de varios metros, por arcillas de mediana a alta plasticidad, limos arenosos y arenas limosas (grupos CL, CH, ML y SM), todos ellos con índices de salinidad y tonalidades de color gris o marrón oscuros. En profundidad, los depósitos más antiguos de relleno de estuario están constituidos de capas fluviales de cantos rodados, gravas y arenas y de capas marinas de arcilla, grises, verdes o azules.

La potencia total de este relleno fluvio-marino es variable, pero normalmente importante; en la marisma del Guadalquivir llega a alcanzar del orden de 150 m.

Según datos cedidos por la Autoridad Portuaria de Huelva y por las empresas GEOCISA y ASTM, en recientes sondeos, se califican estos materiales como sedimentos holocenos que suelen depositarse en el estuario de la desembocadura de los ríos.

Se caracterizan por una baja cohesión y resistencia. Se trata de sedimentos de finos mal clasificados tipo CL y ML/OL, de plasticidad media y consistencia baja, con un potencial expansivo bajo y una alta o muy alta compresibilidad. En Andalucía: Ría de Huelva.

En el municipio de Huelva, toda la parte baja de la ciudad, así como el Polo de Desarrollo industrial, se asientan sobre los sedimentos estuarinos de los ríos Tinto y Odiel. Ambos ríos flanquean la ciudad y se unen por el sur en su desembocadura en el Océano Atlántico.

Se trata de sedimentos que empezaron a depositarse con el inicio del Holoceno, que provocó la inundación de los valles fluviales formados durante la última fase glacial del Pleistoceno.

Los materiales que los componen son suelos finos, como fangos arcillosos, fangos arenosos y arenas fangosas, en muchos casos con intercalaciones de gravas y arenas.

El relleno holoceno está constituido por cuatro unidades sedimentarias:

- Unidad Conglomerática basal (UCB).
- Unidad Fangosa Inferior (UFI).
- Unidad Arenosa Intermedia (UA).
- Unidad Fangosa Superior (UFS).

Desde el punto de vista granulométrico, las unidades UFS y UFI son muy similares, tratándose de suelos CL ó ML-OL según la clasificación USCS.

Sin embargo, la UA consta de dos tipos de suelos muy diferentes: uno de características muy similares a las unidades UFI y UFS, con un porcentaje de finos entre 77 y 97% del tipo CL y CL-ML, y otro más arenoso formando intercalaciones con el anterior, con un porcentaje de finos de aproximadamente el 18% y tipo SP-SM y GP.

Algunas de estas intercalaciones arenosas podrían sufrir un fenómeno de licuefacción dadas sus características granulométricas y la circunstancia de encontrarse en una zona sísmicamente activa con terremotos de intensidades mayores que 5. La alta aceleración y las bajas frecuencias sísmicas que presentan estos suelos, aumentan las posibilidades de licuefacción.

Por otra parte, estos rellenos son altamente compresibles (índice de compresión $CC > 0.15$), e índice de entumecimiento $CS = 0.2696 CC - 0.0133$ para los sedimentos fangosos de la Ría. Este valor, junto con un índice de compresión $CC = 0.0092 (WL - 10)$, son típicos de un suelo normalmente consolidado.

En los ensayos consolidados-drenados, los fangos negros aportan valores de cohesión bajos (0.05 Kp/cm²) y ángulos de fricción de 200, mientras que los fangos arenosos presentan una cohesión algo mayor (0.12 Kp/cm²) y ángulos de fricción de 300.

Desde el punto de vista de la resistencia, los materiales holocenos, se caracterizan por una baja cohesión, y ángulo de rozamiento entre 20 y 300.

En la ciudad de Huelva cabe destacar los casos de dos edificios emblemáticos con problemas de cimentación debido a la presencia de este tipo de suelos: La Nueva Plaza de Abastos o Mercado de la Pescadería, y el Nuevo Estadio Colombino.

La Plaza de Abastos, situada en la Avenida de la Ría, contaba en su proyecto inicial, con cuatro plantas subterráneas de aparcamientos, por lo que la cimentación hubo de llevarse hasta los 33 m de profundidad. Posteriormente, y ante las dificultades de ejecución, sólo se ejecutó un sótano y se proyectó un edificio de seis plantas en el que se ubicaron las plantas de aparcamiento.

Ante la experiencia adquirida en este caso, El Nuevo Estadio no se dotó de sótanos.

5.1.3.3 PROVINCIAS DE GRANADA Y MÁLAGA. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Granada y Málaga, corresponden a la hoja 5-11/83, indica la presencia de los siguientes materiales:

A) Rocas metamórficas

1. *Mármoles y rocas carbonatadas con grados diversos de cristalinidad... afloran extensamente en la franja sur y este de la Hoja formando las sierras Tejada, Almjara, Lújar, etc.*
 2. *Metapelitas y metarenitas con grados variables de recristalización, desde sedimentos apenas metamorfizados (cobertura Maláguide) y filitas, hasta micaesquistos con fenoblastos, como los que dominan en la gran masa de Sierra Nevada. En el resto de los lugares la distribución es irregular, y forman la mayor parte de las colinas que hay al S de Sierra Nevada y Sierra Tejada.*
- B) *Rocas sedimentarias*

Ocupan la mitad NW de la Hoja. Pueden agruparse como sigue:

1. *Margas abigarradas con yesos, carniolas, limonitas, areniscas y ofitas entremezcladas...*
2. *Calizas, dolomías y calizas margosas jurásicas...*
3. *Margocalizas, margas y calizas de edad Cretácea...*
4. *Materiales neógeno-cuaternarios. Tienen su mayor representación en las depresiones internas, como la de Granada donde la serie más representativa es la de Alhama de Granada (VERA, 1969), compuesta de abajo a arriba por areniscas calcáreas bioclásticas, margas y limos con yesos, y calizas de facies pontiense. Hacia los bordes de la cuenca, encima de estas calizas lacustres, aparecen materiales plioceno-cuaternarios, representados por conglomerados, limos y areniscas, de potencia muy variable.*

Los depósitos del Cuaternario reciente, por fin, están principalmente constituidos por terrazas fluviales, derrubios y travertinos, estos últimos bastante desarrollados localmente.

En cuanto a la dinámica tectónica de las formaciones más recientes apunta:

Las depresiones internas son sinclinales o fosas tectónicas de considerable extensión, individualizadas en su mayor parte en la etapa de pliegues de fondo de edad neógena (FONTBOTE, 1959), que afectó al conjunto de las Cordilleras Béticas. Las más importantes son las de Granada, Guadix-Baza y Antequera, de las cuales, las dos primeras están representadas en la Hoja.

Para su caracterización geotécnica, se delimitan tres Regiones y ocho Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II (Hoja 5-11/83 de Granada-Málaga, y 6-10/78 de Baza).

Región I

Área I1

Micaesquistos, filitas y cuarcitas. Coloración predominantemente oscura. Relieve acusado y fuertes pendientes. Estable en condiciones naturales e inestable bajo la acción del hombre. Materiales impermeables aunque con posibilidad de circulación de agua ligada a discontinuidades estructurales. Drenaje favorable por escorrentía. Aunque en general tiene un buen comportamiento ante la carga y los asentamientos, deben tenerse en cuenta los factores de tectonización, orientación microestructural, y la posible presencia de yeso en algún punto.

Área I2

Rocas carbonatadas con grado variable de recristalización. Mármoles calizo-dolomíticos, cipolinos, calizas y dolomías cristalinas. Fuerte tectonización. Relieve muy abrupto, sin problemas de estabilidad. Zona permeable en su conjunto, y drenaje favorable por escorrentía superficial y/o interna. Existencia de agua ligada a fenómenos kársticos. Sin problemas de carga o asentamiento. Recubrimientos débiles o inexistentes.

Región II

Área II1

Margas, margo-calizas y minoritariamente areniscas. Tonos blancos y rosados. Morfología media y heterogénea. Inestabilidad localizada en estado natural, e inestable bajo acción humana. Deslizamientos muy frecuentes. Zona impermeable, con drenaje variable en función del relieve. Localmente debe considerarse la contaminación de agua por sulfatos, peligrosa para los conglomerantes. Los problemas geotécnicos de esta área se centran en las margas con yesos masivos del Trías Kéuper. Asientos de magnitud media y hundimientos en relación con la disolución de los sulfatos. Recubrimientos variables.

Área II2

Calizas y dolomías. Colores grises a blancos y cremas. Morfología acusada y enérgica. Relieve abrupto estable en cualquier condición. Desarrollo de formas kársticas. Materiales permeables y semipermeables, con drenaje favorable por escorrentía superficial y/o interna. Existencia de acuíferos a cota variable. Capacidad de carga alta sin problemas de asentamiento. Recubrimientos débiles o inexistentes.

Región III

Área III1

Depósitos de limos, conglomerados y arenas con distribución irregular. Morfología suave o llana. Considerada estable aún sometida a intervención humana. Depósitos permeables. Drenaje por percolación natural que oscila entre deficiente y aceptable. Aparece agua a escasa profundidad en acuíferos bien definidos. Depósitos bien cementados con capacidad de carga media. Posibilidad de asientos diferenciales. Suelos orgánicos muy desarrollados que deben eliminarse.

Área III2

Depósitos de conglomerados, arenas, areniscas y areniscas calcáreas con grado de compactación variable e irregularmente distribuidas. Relieve intermedio, considerado en general estable en condiciones naturales, aunque bajo la acción del hombre pueden producirse deslizamientos. Tendencia a la inestabilidad aún bajo condiciones naturales. Semipermeable o permeable con drenaje entre deficiente y favorable, en función de la permeabilidad local y la morfología. Existencia de acuíferos bien definidos y poco profundos. Posibles asentamientos de pequeña magnitud y aparición de asientos diferenciales. Muy desfavorable en las turberas. Recubrimientos de desarrollo desigual.

Área III3

Limos y margas con yesos. Localmente areniscas y conglomerados. Colores marrones y blanquecinos. Materiales muy plásticos y erosionables. Morfología intermedia con pendientes acusadas localmente. Frecuente aparición de deslizamientos. Tendencia a la inestabilidad aún en condiciones naturales. Totalmente impermeable. Drenaje por escorrentía superficial. Aguas

de carácter selenitoso, peligrosa para los conglomerantes. No existen acuíferos. Capacidad de carga media o baja y posible aparición de asentamientos y/o hundimientos en relación con el yeso.

Área III4

Calizas blancas en bancos horizontales de potencia < 30 m. Morfología plana o tabular. Pendientes nulas o suaves, sin problemas de estabilidad en general, pueden aparecer marginalmente fenómenos de derrumbamiento de bloques. Semipermeable en general, con drenaje de aceptable a deficiente. Sin problemas mecánicos.

GRANADA Y MÁLAGA. Suelos desfavorables

Se consideran terrenos con condiciones constructivas muy desfavorables:

- Gran parte de los terrenos que componen la Hoya de Guadix y Baza, así como otros sectores terciarios de la cuenca del Almanzora, debido a la presencia de yesos.
- Algunas zonas metamórficas al NO del pueblo de Gor.
- La falda sur de la sierra de María, con yesos, margas y arcillas.

Se consideran terrenos con condiciones constructivas desfavorables:

- Las áreas III3 y II1 (Mioceno limoso de la Depresión de Granada y Trías Keuper de Antequera), y muy desfavorables el área ocupada por los materiales turbosos de la cuenca del Padul.

En la Hoja 6-10/78 de Baza, se mencionan también:

- Los terrenos al N de Villanueva de las Torres, N de Baños de Zújar, la zona comprendida entre Baza y Cullar de Baza y un pequeño sector situado al O de Purchena, con condiciones desfavorables debido a su constitución margo-yesífera, morfología quebrada, y características geotécnicas desfavorables. Aparecen yesos diseminados y estratificados.
- La zona llana situada entre Baza y Benamaurel, con recubrimientos de glaciares arcillosos sobre formación margo-yesífera. Presentan los mismos problemas pero agravados por los encharcamientos.
- La zona cuaternaria al SE de Quesada y al N de Gor.

En el ANEXO II se incluyen la Hoja 5-11/83 de Granada-Málaga, y la 6-10/78 de Baza, correspondientes a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

Problemática de las “Arcillas Sensitivas” del Pleistoceno.

En el sur de Iberia, se producen durante el Neógeno y el Cuaternario, alternancia de ambientes marinos y continentales, por los cambios paleográficos debidos a movimientos tectónicos. Se generaron grandes depresiones por hundimiento (Tortonense Superior), que condujeron a la inmersión de amplias zonas cercanas al mar.

En la cuenca de Granada, el posterior episodio evaporítico inició una etapa de sedimentación que se extendió desde el Turolense hasta el Pleistoceno. Las cuencas se llenaron con depósitos fluviales y calizas lacustres con caliches.

En este medio se desarrollan las denominadas arcillas sensibles (“quick clays” o arcillas rápidas), muy peligrosas ya que pueden parecer estables, pero repentinamente se licúan y

fluyen. El origen de este comportamiento se debe a que son arcillas depositadas en un ambiente distinto del actual (arcillas marinas floculadas).

Brand y Breuner (1981) sostienen que las arcillas rápidas o sensitivas aparecen en áreas en las que hubo glaciación durante el Pleistoceno (hace aproximadamente 1.65 millones de años), con lo que se trata de sedimentos jóvenes desde el punto de vista geológico, y generalmente fueron depositados en ambientes marinos.

Las arcillas sensitivas se constituyen a base de roca glacial molida, que transportada por medios fluviales, se deposita en una cuenca marina.

Estas partículas finas de arcilla y limo floculan en presencia de agua salada, y forman un sedimento con alto contenido de agua. Posteriormente son elevados por movimientos tectónicos o emergen por encima del nivel del mar.

En el caso de Granada, las arcillas marinas sensitivas se atribuyen a los sedimentos provenientes de los procesos de glaciación de Sierra Nevada.

En 1977, Van Olphen investigó la forma en que se conectaban las partículas en una arcilla floculada, y estableció que en la estructura floculada, las partículas de mineral de arcilla se unen borde con borde, o borde con cara, observándose muy poca orientación de las partículas dentro de la estructura. La estructura floculada les da una resistencia muy alta, con una relación de vacíos constante. Cuando esta estructura se altera, se produce el colapso de la estructura y una pérdida instantánea de la resistencia.

Normalmente esta estructura se desarrolla durante el proceso de depósito, debido a una salinidad alta, con predominio de cationes bivalentes (Fe, Al, Ca, Mg) y alta concentración de la suspensión.

La fuerza de repulsión entre las superficies de arcilla y limo cargadas negativamente, se reduce al contacto con el agua salada del mar, haciendo que se depositen las partículas y produciendo la floculación. Este proceso se desarrolla con gran rapidez, por lo que no existe gradación de tamaños en los sedimentos.

No es muy común encontrar fenómenos de deslizamiento relacionados con arcillas sensitivas, pero cuando se producen son de gran magnitud y con consecuencias catastróficas, ya que el material pasa rápidamente de una consistencia dura a una masa líquida.

La sensibilidad de una arcilla se define, en ensayo de laboratorio, como A/B, siendo:

A = resistencia, no drenada, en estado no perturbado, y

B = resistencia, no drenada, en estado remoldeado, midiéndose ambas resistencias con el mismo contenido de humedad.

La mayoría de las arcillas se mueven en una sensibilidad que oscila entre 1 y 4, las arcillas sensitivas tienen de 4 a 8, las extrasensitivas de 8 a 16, y las quick clays de 16 hasta 100.

Para reconocer una arcilla rápida tendremos que observar su comportamiento. Se trata de arcillas muy duras y frágiles en su estado natural, pero que al alterarse se comportan como una masa fluida. Las arcillas rápidas tienen una sensibilidad mayor que 30 y una resistencia fallada menor de 0.5 kpa. En el siguiente cuadro se recoge la clasificación de las arcillas según su sensibilidad.

Designación	Sensitividad
Baja sensibilidad	Menor de 8
Algo rápidas	De 8 a 30
Muy rápidas	Más de 30

Ahora bien, para que en una arcilla sensitiva se produzca el proceso de licuefacción, se deben dar alguno de los siguientes agentes desencadenantes:

- Aporte de agua dulce (normalmente procedente de la lluvia) que disuelva las sales presentes en la arcilla.
- Remoldeo causado por movimientos del terreno, que provoque un cambio en la conexión entre las partículas de arcilla.

Las arcillas floculadas procedentes de los fondos marinos precipitan sus sales al secarse los suelos. La primera sal en precipitarse es el yeso (CaSO_4), y más tarde el NaCl . Al producirse un lavado de sales debido al aporte de agua dulce ya sea de lluvia o subterránea, se produce un proceso de de-floculación, y como consecuencia la activación de las arcillas rápidas.

En otros casos, el ataque de agentes químicos actúa como dispersante entorpeciendo la floculación. El agente dispersante reduce el límite líquido, reduciendo la resistencia remoldeada y aumentando la sensibilidad de la arcilla.

Este comportamiento puede verse alterado por factores estabilizantes, como la meteorización y la cementación.

La capa más superficial del terreno está sometida a procesos de desecación y oxidación. Esta meteorización produce un aumento de la resistencia remoldeada, y por tanto una disminución de la sensibilidad que si se aprecia en capas más profundas, lo cual puede llevarnos a conclusiones erróneas sobre las características del suelo si no se realiza un estudio en profundidad. Además la meteorización puede conllevar un aumento de la presencia de minerales expansivos que aumenten la resistencia remoldeada.

Por otra parte, cuando se inicia una precipitación en los contactos de las partículas de arcilla de materiales amorfos o de óxidos de hierro y aluminio se produce un proceso de cementación, que actúa como estabilizante, aunque según demuestran los ensayos realizados, repercute poco en el valor de la resistencia remoldeada.

En la ciudad de Granada, tenemos el caso del Edificio de La Normal, asentado sobre arcillas sensitivas que se activaron al proceder a la excavación de un sótano en el proceso de ampliación, provocando un remoldeo, y que además se vio agravado por la entrada de aguas procedentes de la escorrentía de la ladera en la que se encuentra y que quedó retenida y alterada por los muros de sótano.

Suelos Kársticos. Trías Keuper.

Según se cita en la publicación "Geología Regional" de la Universidad de Málaga (Francisco Serrano Lozano y Antonio Guerra Merchán, 2004), el Trías germano-andaluz, llamado así por la similitud que presenta con sedimentos triásicos depositados en el zócalo hercínico de Alemania, presenta tres tramos: Buntsandstein, Muschelkalk y Keuper.

Los dos primeros afloran escasamente en nuestro territorio, pero el tramo superior correspondiente al Triásico superior y de facies Keuper, aflora en una gran extensión, y está constituido por un conjunto de arcillas y areniscas de colores rojos, verdes y amarillentos, en los que se intercalan concentraciones estratiformes o irregulares de yeso.

Este tramo suele aparecer cubierto por algunos metros de carniolas (rocas calizo-dolomíticas grises o amarillentas, reconocibles por su aspecto oqueroso y brechoide).

Los sedimentos arcillo areniscosos con evaporitas de facies Keuper corresponden a depósitos continentales y de transición continental-marino, desarrollados sobre una plataforma plana

extensa en la que debieron ubicarse albuferas y marjales, en los que la fuerte evaporación produjo la precipitación de las sales.

En la tesis doctoral de Guillermina Garzón Heydt, sobre suelos kársticos (Madrid. 1996, Facultad de Ciencias Geológicas de la UCM), aparecen destacados los sectores de Campillos, Govantes, Antequera, Archidona y Salinas.

Las formaciones travertínicas se reparten en cuatro grandes conjuntos:

- El sector septentrional de la Serranía de Ronda
- Las Sierras de las Nieves y Prieta
- La Sierra de Níjar
- Las Sierras de Tejada y Almirajara, incluyendo este último conjunto las estribaciones meridionales de la Sierra de Alhama.

Aparecen travertinos en zonas costeras como Torremolinos, Banalmádena, Nerja, Rincón de la Victoria, etc., y grandes cavidades en Antequera, Ronda, Tolox, Periana, Benaolan, Ardales, Málaga, Marbella y Nerja.

5.1.3.4 PROVINCIA DE JAÉN. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Jaén, corresponden a la hoja 5-10/77, indica la presencia de los siguientes materiales en la Depresión de Guadalquivir, en el área comprendida entre Baeza, Jimena, Jódar y Úbeda:

Una unidad superior: sus afloramientos corresponden al Cerro Nando, Peñarrubia y la Atalaya, todos en los alrededores de Jódar. La unidad de abajo a arriba está compuesta de los siguientes términos: calizas margosas o dolomíticas, margas yesíferas, margocalizas del Cretácico superior; margas y margocalizas y calizas organoneas y areniscas.

Una unidad intermedia: es la de mayor extensión, ocupando el área comprendida entre Jódar, Baeza y Úbeda, constituida por: margas yesíferas y saliníferas del Keuper, margas grises que aparecen en masas aisladas, margas, areniscas y calizas arenosas; margocalizas blancas y rojas, series de margas, margocalizas y materiales detríticos alternantes, y finalmente calizas organóneas y areniscas.

Una unidad inferior que presenta afloramientos en forma de domos, siendo el más característico el de Cerro Gordo, situado al N de Jódar y muy cerca del Guadalquivir. Se pueden distinguir: margas y margocalizas del Cretácico superior, calizas con sílex, margocalizas y arenas micáceas, apareciendo algunos niveles arrecifales, y calizas organóneas detríticas.

El sustrato autóctono de las tres unidades está constituido por margas blancas silíceas.

Distingue también las zonas correspondientes al Neógeno y al Cuaternario:

El Vindoboniense consta de margas azules y grises, seguidas de una sucesión molásica, constituida por términos calcáreos detríticos. No falta, a veces, los niveles netamente conglomeráticos, y la serie detrítica regresiva puede estar formada, además, por areniscas bien estratificadas con abundante cemento calizo... El Plioceno corresponde a un potente paquete de arcillas rosadas y pardas con intercalaciones conglomeráticas de cantos bastante rodados y de naturaleza variable según los puntos. El Cuaternario

está constituido por depósitos aluviales, coluviales y los materiales que forman las terrazas fluviales.

En cuanto a la dinámica tectónica de las formaciones más recientes apunta:

Desde el punto de vista tectónico pueden diferenciarse dos grandes grupos de unidades: unas pertenecen a la Depresión del Guadalquivir y las otras a las zonas externas de las Cordilleras Béticas (zonas Prebética y Subbética).

Si se prescinde de la existencia de intercalaciones de materiales alóctonos, la estructura de la Depresión es sumamente simple, ya que la cobertera adopta una disposición monoclinal, con buzamiento suave de componente S. Puede colegirse que el buzamiento es mayor cuanto más profundas se sitúen las formaciones de cobertera consideradas...

Además de las importantes traslaciones sufridas por ciertas unidades subbéticas y algunas Prebéticas, la región ha sido fuertemente plegada. Por otro lado, el diapirismo ha jugado un papel importante en el trazado y localización de muchas estructuras.

La etapa tectónica más tardía, que afecta a los materiales del Mioceno Superior y muchas veces también a los del Cuaternario, es la formación de fallas normales, que determinan el trazado actual de muchos contactos y limitan la mayor parte de las depresiones existentes.”

Para su caracterización geotécnica, se delimitan tres Regiones y ocho Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II (Hoja 5-10/77 de Jaén).

Región I

Área I2

Calizas, esquistos y pizarras con una lajosidad muy irregular y unos recubrimientos arcillosos de potencia media. Morfología acusada y estabilidad baja debido a la lajosidad. Impermeables en general, con cierta permeabilidad a través de las lajas y los recubrimientos. Escorrentía superficial favorable, características mecánicas favorables, excepto problemas de lajosidad.

Área I3

Afloramientos de rocas volcánicas de poca extensión. Morfología alomada, con abarrancamientos y superficies muy alteradas debido a la meteorización. Drenaje favorable por escorrentía. Características mecánicas buenas allí donde el afloramiento es extenso.

Región II

Área II1

Depósitos aluviales formados por una mezcla de arcillas y arenas con niveles aislados de gravas. Morfología llana. Estabilidad natural elevada; sin embargo, la acción erosiva de la red fluvial y el escaso grado de cementación de sus materiales, condicionan que en la ejecución de taludes y desmontes hayan de tomarse precauciones. Materiales semipermeables, aunque pueden aparecer niveles totalmente impermeables encima, debajo o alrededor de otros permeables, lo que propicia la aparición de niveles freáticos colgados. Capacidad de carga baja a media. Asientos medios. Problemas mecánicos asociados a las grandes variaciones litológicas

en profundidad, de desigual comportamiento ante las cargas, y a niveles freáticos a cotas muy bajas.

Área II2

Margas arcillosas alternando con arcillas arenosas, margas calcáreas y, en ocasiones, arenas, gravas y niveles de areniscas. Coloración ocre-verdosa o blanquecina, con poca cementación. Morfología generalmente llana, con abundantes alomaciones. Tendencia al deslizamiento, a favor de las pendientes, bajo cargas. Erosionable, lo que propicia abarrancamientos inestables. Terrenos impermeables con drenaje desfavorable en zonas llanas.

Área II3

Litología variada, con grupos margosos, calcáreos y detríticos, a veces tapizados por un recubrimiento arcillo-arenoso. Coloraciones ocre-blanquecinas poco resistentes a la erosión. Morfología llana con alomaciones. Estabilidad elevada, salvo en las zonas donde las margas tengan una potencia considerable. Materiales impermeables. Existencia de agua a cotas poco profundas (mantos acuíferos que discurren sobre capas impermeables). Capacidad de carga media. Asientos medios. En la zona de Alcalá la Real se presentan problemas de estabilidad y asientos considerables.

Región III

Área III1

Mezcla de margas arcillosas, de coloraciones rojizas y verdosas, areniscas y frecuentes niveles de yesos, todo ello recubierto por una capa arcillosa procedente de la alteración de los grupos anteriores. Morfología variable, alternando llanos con pendientes elevadas. La disolución de los niveles de yesos provoca hundimientos y deslizamientos, lo que hace a la zona desfavorable. Materiales impermeables, drenaje deficiente. Los sulfatos disueltos en el agua (yesos) atacan a los conglomerantes. Capacidad de carga media. Asientos medios. Hay que tomar precauciones ya que las formaciones yesíferas en profundidad pueden disolverse.

Área III2

Calizas y margocalizas, gravas silíceas heterométricas. Relieve alomado. Estabilidad de taludes elevada. Terrenos impermeables, drenaje favorable por percolación y escorrentía. Afloramientos acuíferos en los cambios de relieve. Capacidad de carga alta. Sin asientos.

Área III3

Dolomías, calizas, calizas dolomitizadas y margas. Similares características al grupo anterior, pero más erosionable.

JAÉN. Suelos desfavorables.

Se consideran terrenos en condiciones constructivas muy desfavorables:

- Aquellos en los que aparecen niveles de margas y arcillas interestratificados con yesos cristalizados, que pueden disolverse y ceder de manera brusca.
- Una zona situada al NE de la sierra de Alta Coloma, ya que la alternancia de materiales (calizas, dolomías y margas) y las elevadas pendientes pueden generar desprendimientos y deslizamientos.
- Zonas de acusada morfología.

- En el entorno de Torre del Campo, con inestabilidad potencial (arcillas, arenas y margas) con probabilidad de deslizamientos y hundimientos.
- Zonas con una cota >1.200 m, con calizas y dolomías en las que se observan procesos kársticos, con pendientes >30% en muchos casos y fenómenos debidos a la helicidad.

Se consideran terrenos con condiciones constructivas desfavorables:

- La zona S de la sierra de Alta Coloma y la zona al E de Jódar, al O de Moreda y al SO de Iznalloz, por la mezcla de litologías y las fuertes pendientes que favorecen desprendimientos y deslizamientos.
- Zonas con mantos acuíferos a poca profundidad.
- Depósitos aluviales de la zona O, con niveles freáticos a cotas muy superficiales, y alternancia de arcillas, arenas y gravas, que dan al conjunto poca capacidad portante.
- Zonas de naturaleza margosa y morfología acusada, que propicia deslizamientos y asientos notables.

En el ANEXO I se incluye la Hoja 5-10/77 de Jaén, correspondiente a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

5.1.3.5 PROVINCIA DE CÓRDOBA. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Córdoba, corresponden a la hoja 4-10/76, indica la presencia de los siguientes materiales con potencial expansivo, en la zona S (la zona norte es fundamentalmente rocosa):

Terciario:

- *Estampiense-Aquitaniense: principales afloramientos al S y SE de Écija, SE de Puente Genil, O de Aguilar y N y alrededores de Espejo. Formado por margas calizas arenosas y areniscas...*
- *Aquitaniense-Burdigaliense: en el SE, en las zonas de Aguilar y Moriles. Alternancia de finos blancos de calizas-margosas y arenosas, con margas blanquecinas, muy limosas.*
- *Burdigaliense: afloramientos aislados por toda la zona S. Niveles calizos de colores blanco-grisáceos sobre los que yacen una serie de formaciones margosas bastante arenosas.*
- *Helveciense-Tortonense: aparece en el borde E en forma extendida, y por el centro y S en forma de retazos aislados. La formación se compone, en su parte inferior, de unas margas muy arcillosas, de colores azulados y grisáceos, que van pasando a ocre, con finas intercalaciones de areniscas arcillosas a medida que se asciende a la serie.*
- *Tortonense Alto-Mioceno Superior: corresponde a una serie detrítica, generalmente formada por areniscas bien estratificadas en bancos, a veces potentes, y con colores amarillo-grisáceos.*

Cuaternario:

- *Aluvial: constituido por limos y arcillas con niveles irregulares de cantos rodados y gravas. Su potencia oscila entre 5 y 30 m.*
- *Terrazas: litológicamente presenta un primer nivel de limos que descansa sobre las areniscas, arenas y conglomerados. Por lo general bastante cementados, presentan una rubefacción típica. Su potencia media es de unos 15 m...*
- *Fluvial antiguo: ...constituidas por limos y arcillas con niveles irregulares de cantos y gravas, asociados a costras calcáreas, blancas y de poco espesor. Su potencia oscila entre los 10 y 20 m."*

Para su caracterización geotécnica, se delimitan tres Regiones y nueve Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II se incluye la (Hoja 4-10/76 de Córdoba).

Región I

Área I1

Granitos, gneises, doleritas, gabros y granodioritas. Recubrimientos irregulares. Morfología muy variable. Estabilidad de taludes elevada, apareciendo únicamente fenómenos de fracturación o alteración. Materiales impermeables. Permeabilidad a través de las fracturas. Drenaje favorable por escorrentía, características mecánicas favorables. Posibles problemas con los recubrimientos arenosos y arcillosos localizados.

Área I2

Calizas, pizarras, cuarcitas, esquistos y conglomerados. Lajosidad muy irregular. Fuerte tectonización y relieve irregular. Materiales impermeables salvo por la lajosidad y la fracturación. Drenaje por escorrentía muy favorable. Características mecánicas favorables.

Región II

Área II1

Sigue el trazado de la red fluvial. Arcillas, arenas y niveles aislados de gravas. Morfología llana. Estabilidad natural elevada. Problemas con la ejecución de taludes, dado el escaso grado de cementación de los materiales. Materiales semipermeables. Drenaje aceptable. No obstante, al existir un nivel freático alto, se le asignan condiciones de drenaje desfavorable. Capacidad de carga de baja a media. Asientos medios. Problemas asociados a las grandes variaciones litológicas en profundidad, de desigual comportamiento ante las cargas, un nivel freático a cotas muy bajas (arenas fluidas) y difícil saneamiento.

Área II1'

Depósitos cuaternarios formados por una mezcla irregular de arcillas y arenas. Aparecen gravas y costras de caliche (en niveles de 1 ó 2 m de potencia en la parte alta de las formaciones). Morfología llana. Ligeras alomaciones por niveles de gravas muy cementadas, lo que puede generar inestabilidad en los bordes de los macizos. Semipermeables. Drenaje aceptable por percolación y escorrentía. Características mecánicas de tipo medio.

Área II2

Margas arcillosas, alternando con areniscas, margas calcáreas y arcillas arenosas. Poca cementación. Morfología llana en general, con abundantes alomaciones. Tendencia al deslizamiento a favor de las pendientes, a veces bajo estímulos naturales, pero siempre ante la acción del hombre. Erosionable, produce abarrancamientos inestables. Las obras en esta área deberán cuidarse mucho. Terrenos impermeables, con drenaje desfavorable. Características

mecánicas de tipo medio. Problemas ligados al deslizamiento, hundimiento o arrastre, provocados por los continuos movimientos del sustrato margoso.

Área II3

Niveles de gravas de tamaño medio, con arenas y algunos bolos cuarcíticos. Morfología llana. Estabilidad elevada. Materiales semipermeables, con drenaje aceptable por percolación. Capacidad de carga media a elevada. Asientos medios, que se producirán siempre en las primeras fases de carga. Problemas ligados a la falta de cementación y desigual granulometría, que pueden provocar desmoronamientos puntuales.

Región III

Área III1

Grupos margosos, calcáreos y detríticos, tapizados por un recubrimiento arcillo-arenoso de poca potencia. Relieves llanos. Estabilidad elevada. Materiales semipermeables. Drenaje por escorrentía, entre aceptable y desfavorable. Capacidad de carga y asientos medios.

Área III2

Margas, margocalizas y calizas. Relieves alomados. Estabilidad de taludes elevada en todas las circunstancias. Terrenos impermeables. Drenaje favorable por infiltración en fisuras. Características mecánicas favorables, aunque peores en algunos niveles margosos. Problemas relacionados con la alternancia litológica que puede influir sobre el comportamiento uniforme del terreno.

Área III3

Mezcla de margas arcillosas rojizas y verdosas, areniscas, limonitas y frecuentes niveles de yesos, todo ello recubierto de una capa arcillosa procedente de la alteración de los anteriores grupos. Relieves llanos y alomados. Materiales erosionables, posible disolución de yesos que confieren a la zona un carácter desfavorable por la posibilidad de hundimientos y deslizamientos. Materiales impermeables. Drenaje por escorrentía desfavorable. Aguas con sulfatos (del yeso) que atacan a los conglomerantes. Características mecánicas medias. No obstante, ante la presencia de yesos los asientos pueden producirse de manera brusca por disolución de los mismos, por lo que se califica la zona como desfavorable.

CÓRDOBA. Suelos desfavorables.

Se consideran terrenos en condiciones constructivas muy desfavorables:

- Aquellos donde existe alternancia litológica, en la que aparecen niveles de margas y arcillas interestratificadas con yesos cristalizados (susceptibles de colapso).

Se consideran terrenos en condiciones constructivas desfavorables:

- Los situados en el borde N, con gran variedad litológica (pizarras, calizas, cuarcitas, esquistos, etc.) con grupos lajosos muy tectonizados y morfología acusada. Están soterrados bajo suelos o depósitos de cantos y bolos con una alta propensión al deslizamiento.
- Depósitos aluviales con nivel freático a cotas muy superficiales, con lo que los terrenos están en estado de saturación total o elevada. Arcillas, arenas y algunos niveles de gravas. Generan fenómenos de arenas fluidas, arcillas saturadas, etc.
- Subsuelos de naturaleza margosa que experimentan deslizamientos y hundimientos ante las cargas procedentes de estructuras.

En el ANEXO I se incluye la Hoja 4-10/76 de Córdoba, correspondiente a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

5.1.3.6 PROVINCIA DE ALMERÍA. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Almería, corresponden a las hojas 6-11/84 y 7-11/85, indica la presencia de los siguientes materiales:

- a. Serie eminentemente metamórfica, formada por micaesquistos, anfibolitas, mármoles, cuarcitas y serpentinas...*
- b. Conjunto de micaesquistos grafitosos, cuarcitas, micacitas y anfibolitas...*
- c. Masas compuestas esencialmente de filitas de colores azules y plateados, con intercalaciones variables de cuarcitas y yesos...Trías inferior.*
- d. Conjunto de materiales que varían desde las dolomías a las cuarcitas, pasando por esquistos e incluso filitas...Trías medio.*
- e. Alternancia irregular de calizas y dolomías, de colores negruzcos y amarillentos. Presentan en ocasiones intercalaciones de otros materiales...Trías superior.*
- f. Conjunto alternante de margas y niveles areniscosos, de colores claros y que se presentan con potencias no muy altas...Mioceno.*
- g. Niveles de margas arenosas, con intercalaciones de areniscas, en alternancia con conglomerados que llevan estratificados materiales arcillo-limosos y algunas arenas...Mioceno-Plioceno.*
- h. Nivel volcánico, formado por andesitas, dacitas y conglomerados y tobas de estos mismos materiales...probablemente de edad antetortonense.*

Para su caracterización geotécnica, se delimitan dos Regiones y ocho Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II se incluyen las (Hojas 6-11/84 y 7-11/85 de Almería-Garrucha).

Región I

Área I1

Sierras Nevada y Filábride. Micaesquistos granatíferos y pizarras diversas (cuarzosas micáceas, gravatíferas) micacitas, etc. Posible aparición de yesos. Colores oscuros. Potencias elevadas. Relieves acusados. Bastante impermeable, sólo permeable por fisuras o alteraciones. Drenaje aceptable por escorrentía. Capacidad de carga alta. Sin asientos. Deslizamientos cuando la tectonización coincide con las pendientes.

Área I2

Sierras de Gador, Alhamilla y Cabrera. Calizas y Dolomías. Predominio del paquete dolomítico. Relieves acusados. Drenaje excepcional por fisuración y karstificación. Estructuras estables sólo derrumbables ante la acción del hombre. Capacidad de carga alta. Sin asientos.

Área I3

Terminación oriental de la Sierra de Filábrides y algunas zonas de la Sierra de Baza. Mármoles, calizas marmóreas, serpentinas y anfibolitas. Drenaje aceptable por el intenso diaclasado. Capacidad de carga alta. Sin asientos.

Área I4

Materiales más modernos procedentes de las sierras por alteración y erosión. Drenaje aceptable salvo en las zonas de gran acumulación de materiales arcillosos. Capacidad de carga variable.

Región II

Área II1

Materiales miocénicos: margas, maciños, calizas areniscosas, margas arenosas, areniscas, etc. Abarrancamientos por la presencia de niveles margosos. Impermeabilidad, drenaje deficiente. Capacidad de carga baja. Asientos medios.

Área II2

Miocénicos: yesos masivos. Relieves poco acusados. Sólo en las zonas más karstificadas el drenaje puede considerarse aceptable. Valores bajos de carga por el problema kárstico. Asientos de gran magnitud. Agresividad por los yesos a los conglomerantes.

Área II3

Sierra de Gata y algunos asomos aislados entre Vera y Cuevas de Almanzora. Materiales de la serie andesita-dacita en sus distintas variedades, con conglomerados y tobas volcánicas, en asomos aislados. Topografía moderada. La presencia de diques facilita la formación de barreras impermeables, tras las cuales se encuentran las formaciones más permeables, acuíferos. Capacidad de carga variable, en general alta, sin asientos.

Área II4

Materiales detríticos de potencia variable, en ocasiones en depósitos poco consistentes. Relieves llanos. Drenaje superficial favorable con acuíferos débiles a escasa profundidad. La heterogeneidad de los materiales cuaternarios hace que la capacidad de carga sea muy variable, con posibilidad de asientos.

ALMERIA. Suelos desfavorables.

Se consideran terrenos en condiciones constructivas muy desfavorables:

- Áreas con formaciones yesíferas. Yesos masivos en los alrededores de Sorbas y Tabernas. Afloramientos del Trías inferior de yesos en forma estratificada o en lentejones.
- Turbas en los alrededores de Roquetas de Mar.
- Terrenos muy saturados en la franja costera entre Roquetas y las cercanías de Adra.
- Dunas litorales en las cercanías del Cabo de Gata. Costa del Golfo de Almería y Garrucha. Asientos importantes.

Se consideran terrenos en condiciones constructivas desfavorables:

- Serrata de Níjar y Sierra de Gata: terrenos con importante facción limosa, materiales producto de la alteración y erosión de los yacimientos montmorilloníticos. Posibles restos yesíferos. Baja capacidad de carga y asientos.

- Entre el campo de Níjar y Carboneras, mancha miocena de Sorbas-Vera y alrededores de Albanchez. Composición margo-arcillosa. Impermeabilidad. Encharcamientos.
- Las ramblas, donde se dan fracciones finas y micáceas, así como acuíferos a poca profundidad.
- Terrenos cuaternarios de Senés y Velefique, algunas zonas volcánicas y Serrata de Níjar, por la impermeabilidad que aporta la fracción arcillosa.
- Las zonas de pie de monte de Sierra Nevada, estribaciones al S de la Sierra de Alhamilla y la margen del río Andarax, junto a la Sierra de Gador, constituidos por materiales granulares con alguna pendiente, lo que le confiere cierta inestabilidad.
- La zona comprendida entre Félix y Vícar, con abundancia de materiales margo-arcillosos con baja capacidad de carga y cabalgamientos en los bordes.
- El área miocena que se extiende desde Cadiar por Ugijar hasta cerca de Alcolea, con materiales muy margosos, baja capacidad de carga, impermeables y abarrancados.
- La mancha pliocena de los alrededores de Guadix.

En el ANEXO I se incluyen las Hojas 6-11/84 y 7-11/85 de Almería-Garrucha, correspondientes a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

5.1.3.7 PROVINCIA DE CÁDIZ. ESTRATIGRAFÍA DE SUELOS.

El mapa IGME, así como la memoria, de la provincia de Cádiz, corresponden a la hoja 3-12/86, indica la presencia de los siguientes materiales:

1. *“Los de edad mesozoica y terciaria, hasta el Mioceno inferior incluido, que forman parte de la cobertura de las Cordilleras Béticas y que fueron intensamente deformados por los efectos de la orogénesis alpina.*
2. *El Mioceno Superior, el Plioceno y el Cuaternario, que están muy poco o nada deformados por la orogenia alpina y que tienen, por tanto, el carácter de terrenos postorogénicos.”*

En los terrenos postorogénicos, más modernos y menos consolidados distingue:

- a. *“El Mioceno Superior, cuyos afloramientos más importantes son el cerro que está coronado por la villa de Medina-Sidonia, y otro, el mayor de todos, que se extiende desde unos kilómetros al S de Vejer de la Frontera hasta las proximidades de la costa. Está constituido, en general, por la superposición de dos formaciones, margo-arenosa en la base y calizo-arenosa, con intercalaciones de arenisca y de margas arenosas, en la parte superior.*
- b. *El Plioceno, que aflora en la parte occidental y al E de Vejer de la Frontera. Está constituido por arenas amarillentas asociadas a arcilla, areniscas friables, calizas areniscosas y calizas de lumaquelas.*
- c. *El Cuaternario, de gran extensión en el valle del Guadalete y en tierras próximas al litoral. Se pueden distinguir:*

C1 El Cuaternario antiguo, que comprende aluviones del Guadalete y de otros ríos, y que forma mantos aluviales y terrazas, constituidas por gravas que pueden estar cementadas.

C2 El Cuaternario reciente, representado por las llanuras aluviales de los anteriores ríos, así como por coluviones, y sobre todo por masas deslizadas por corrimientos del terreno, muy abundantes en afloramientos margo-arcillosos, que corresponden al Cretáceo y Nummulítico sub-béticos y a las series basales de las unidades alóctonas del Campo de Gibraltar.

En los cursos bajos de los ríos Guadalete y Salado, así como en el del río Barbate, se encuentran amplias marismas salobres.

También queda representado el Cuaternario reciente por los depósitos del litoral, muy extensos y constituidos por arenas finas de dunas y playas.”

En cuanto a la dinámica tectónica de las formaciones más recientes apunta:

“Después de las últimas traslaciones de mantos de corrimiento ocurridos a principios del Mioceno Superior, los efectos de la tectónica reciente en los terrenos terciarios posteriores y cuaternarios del área de la Hoja se han traducido en pliegues extremadamente laxos, más bien relacionables con movimientos diferenciales según la vertical, que con otros de compresión. La subsidencia reciente, prolongada hasta los tiempos actuales, alcanza relativa importancia en una parte del litoral próximo a Cádiz, habiéndose desarrollado en relación con ella las vastas marismas que se extienden por el bajo Guadalete y al S de la Bahía de Cádiz.”

Para su caracterización geotécnica, se delimitan dos Regiones y diez Áreas, que presentan las características que a continuación se describen, y que se representan gráficamente en los mapas del IGME recogidos en el ANEXO II (Hojas 3-12/86 de Cádiz y 4-12/87 de Algeciras).

Región I

Área I1

Formada por materiales arcillo-limo-arenosos, muy poco o nada consolidados. Impermeabilidad. Drenaje desfavorable debido también a su morfología plana y baja altitud sobre el nivel del mar. Zonas marismales y pantanosas. Además de la capa freática superficial, existen otras más profundas ligadas a acuíferos cautivos. Capacidad de carga baja o muy baja. Asientos elevados.

Área I2

Formada por materiales de litología variada, preferentemente cohesivos, poco consolidados. Materiales semipermeables o permeables. Drenaje de deficiente a aceptable. Aparecen niveles freáticos a escasos metros de la superficie. Capacidad de carga media a baja. Asientos medios, pudiendo aparecer localmente asientos diferenciales.

Área I3

Materiales granulares sueltos en zonas superficiales y con mayor densidad relativa en zonas más profundas. Muy permeable. Drenaje superficial favorable, por infiltración natural. El agua aparece a escasa profundidad. Capacidad de carga media. Asientos medios o reducidos,

pareciendo en las primeras fases de carga. Pueden aparecer problemas de fluidificación de arenas.

Área I4

Formada por materiales arcillosos no consolidados. Semipermeable. Drenaje de deficiente a aceptable dependiendo de la morfología. No existen acuíferos definidos y sí una saturación del terreno. Capacidad de carga baja. Asientos de magnitud media o elevada.

Área I5

Formada por materiales granulares, generalmente consolidados y con distintos grados de cementación. Semipermeable a permeable. Drenaje deficiente y encharcamientos en las áreas llanas, y aceptable por escorrentía en las zonas con relieve. Niveles acuíferos a cotas variables. Capacidad de carga media a alta. Asientos medios-bajos ó inexistentes.

Área I6

Está formada por rocas sedimentarias, generalmente bien cementadas. Materiales semipermeables a permeables. Por su morfología montañosa el drenaje es muy favorable por escorrentía. Los posibles acuíferos aparecen a cotas profundas. Capacidad de carga alta o muy alta. Inexistencia de asientos.

Región II

Área II1

Formada por rocas muy blandas. Impermeabilidad. Drenaje defectuoso. Encharcamientos temporales. No existen acuíferos definidos, pero el suelo puede presentar elevada saturación hasta cierta profundidad. Capacidad de carga media a alta. Asientos medios a reducidos. La zona de alteración tiene capacidad de carga muy variable, de baja a media. Asientos elevados a medios. Aparición de arcillas expansivas.

Área II2

Formada por rocas de dureza variable, generalmente blanda. Materiales semipermeables a impermeables. Drenaje deficiente. No existen acuíferos, aunque el suelo se satura en época de lluvias. Capacidad de carga alta. Inexistencia de asientos.

Área II3

Formada por rocas, blandas o competentes. Materiales impermeables. Drenaje deficiente. No existen acuíferos, aunque el suelo se satura en época de lluvias. Capacidad de carga media a alta. Asientos medios a reducidos, o inexistentes. Los suelos de alteración tienen capacidad de carga reducida y posibilidad de aparición de asientos de consideración.

Área II4

Formada por rocas, compactas y de dureza variable. Drenaje deficiente en morfología plana, y aceptable por la red de escorrentía en las zonas con pendiente. Capa freática inexistente o muy profunda. El agua selenitosa ataca los conglomerantes. Capacidad de carga media a alta. Asientos medios a reducidos. Por disolución del yeso y aparición de oquedades, pueden surgir asentamientos bruscos y hundimientos por colapso.

CÁDIZ. Suelos desfavorables.

Se consideran terrenos en condiciones constructivas muy desfavorables:

- Los terrenos situados en la mitad N, compuestos por margas arcillosas yesíferas, en general inestables, y en las áreas de relieve, con zonas de deslizamiento activo a favor de las pendientes. En las zonas más llanas, con drenaje insuficiente, inestables en época de lluvias. La acumulación de agua puede producir la disolución de los yesos provocando la disolución de los yesos provocando asentamientos bruscos o hundimientos por colapso.
- En la mitad sur, la naturaleza margosa o margo-arcillosa de los suelos, que reblandecen con el agua, forman suelos de alteración arcillosos. Muy plásticos, provocando inestabilidad y deslizamientos activos.
- Los terrenos de marismas de las zonas O y S, y los de la antigua laguna de La Janda, constituidos por suelos de relleno muy modernos, saturados y salinos en general, poco o nada consolidados y altamente compresibles. Capacidad de carga baja. Asientos elevados. Cimentaciones especiales.
- Las zonas altas de algunos arroyos importantes, constituidos por materiales arcillosos de alteración, no consolidados, de gran plasticidad y deformabilidad, elevada saturación, y capacidad de carga baja. En las zonas de relieve acusado, abarrancamientos y deslizamientos a favor de las pendientes.

Según la Hoja 4-12/87 correspondiente a Algeciras son muy desfavorables:

- Una serie de terrenos blandos, arcillosos e inundables existentes en la Bahía de Algeciras, desembocadura del río Guadiaro y zona de laguna desecada de La Janda. Asentamientos importantes, drenaje difícil, aguas con contenido orgánico.
- En las cercanías del Embalse de Guadalcil y de Alcalá de los Gazules, con margas yesíferas con problemas de drenaje. Asientos fuertes, riesgo de corrimientos, empleo de cementos especiales.
- Una zona en las cercanías de Jimena de la Frontera, con arcillas muy plásticas, drenaje deficiente, asientos fuertes y frecuentes corrimientos.

Según la Hoja 4-12/87 correspondiente a Algeciras son desfavorables:

- Una zona en las cercanías de San Roque, en la que existe un flysch muy arcilloso, con inestabilidad, excavaciones de gran volumen y drenaje deficiente.

En el ANEXO II se incluyen las Hojas 3-12/86 de Cádiz y la 4-12/87 de Algeciras, correspondientes a los Mapas de Interpretación Geotécnica, editados por el Ministerio de Industria, Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción.

5.2 SUELOS ESPECIALES DETECTADOS EN MUNICIPIOS ANDALUCES. DATOS EXTRAÍDOS DE LOS FONDOS DOCUMENTALES DE LA INGENIERÍA VORSEVI S.A.

La ingeniería VORSEVI, S.A. es una empresa andaluza que trabaja en el campo de la Ingeniería del Terreno desde los años 60. Los casos de estudio en los que ha participado en todo el territorio andaluz son numerosos, por lo que la investigación en sus bases de datos es de una gran relevancia. En este apartado se recogen las localizaciones geográficas de suelos complejos en Andalucía fruto de la dicha investigación y de la aportación de los geólogos D. Ángel Alberto Martínez Girón y Miguel Ángel Fernández Vélez.

La información recabada supone un acercamiento de la información suministrada por el IGME a nivel territorial, hacia un nivel más cercano, de ámbito urbano, en el que desarrolla con más frecuencia el arquitecto su labor profesional.

Los suelos objeto de estudio en la presente tesis doctoral, se clasifican para su caracterización y localización en las siguientes categorías:

- Suelos Expansivos
- Suelos Blandos Compresibles ó Colapsables
- Inestabilidad de Laderas
- Rellenos antrópicos, escombreras, minas rellenas, etc.

Son suelos en los que el problema principal es el cambio brusco de volumen o la reptación, ya sea por la composición mineralógica, por la existencia de intercalaciones de capas blandas, o por fenómenos tectónicos de mayor orden.

A continuación se aporta una guía práctica en la que se recogen las características de cada uno de estos tipos de suelo, así como la forma de identificarlos, ya sea a través de ensayos de campo o de laboratorio, y por último unas recomendaciones a cerca de los tratamientos a emplear.

5.2.1 LOCALIZACIÓN EN ANDALUCÍA. ESCALA MUNICIPAL.

De la investigación realizada en los archivos de la Ingeniería Vorsevi S.A. se obtienen, ya a una escala municipal (no territorial como era el caso de la información extraída del IGME), la relación de municipios andaluces en los que se datan suelos con problemáticas de alteración de volumen, colapso, o inestabilidad.

Sus archivos, los más amplios en lo que se refiere a prospección de suelos en la Comunidad Andaluza, contienen una ingente cantidad de estudios geotécnicos realizados en la mayoría de los municipios de esta Comunidad, y suponen por lo tanto, un muestreo muy valioso a la hora de determinar aquellos municipios en los que se presentan suelos complejos.

Este trabajo ha supuesto una ardua labor de investigación, recabando datos de los estudios de suelo llevados a cabo en cada municipio, catalogando la problemática de cada uno, y plasmándolo posteriormente en cartografía de manera icónica, para que puedan extraerse conclusiones. Ello supone una de las principales aportaciones de la presente tesis.

Posteriormente, y en base a estos datos, está programada la elaboración de un SIG interactivo, que facilita a los técnicos las labores de consulta.

Los mapas se adjuntan a mayor escala en el Anexo 3.

5.2.1.1 Provincia de Almería.

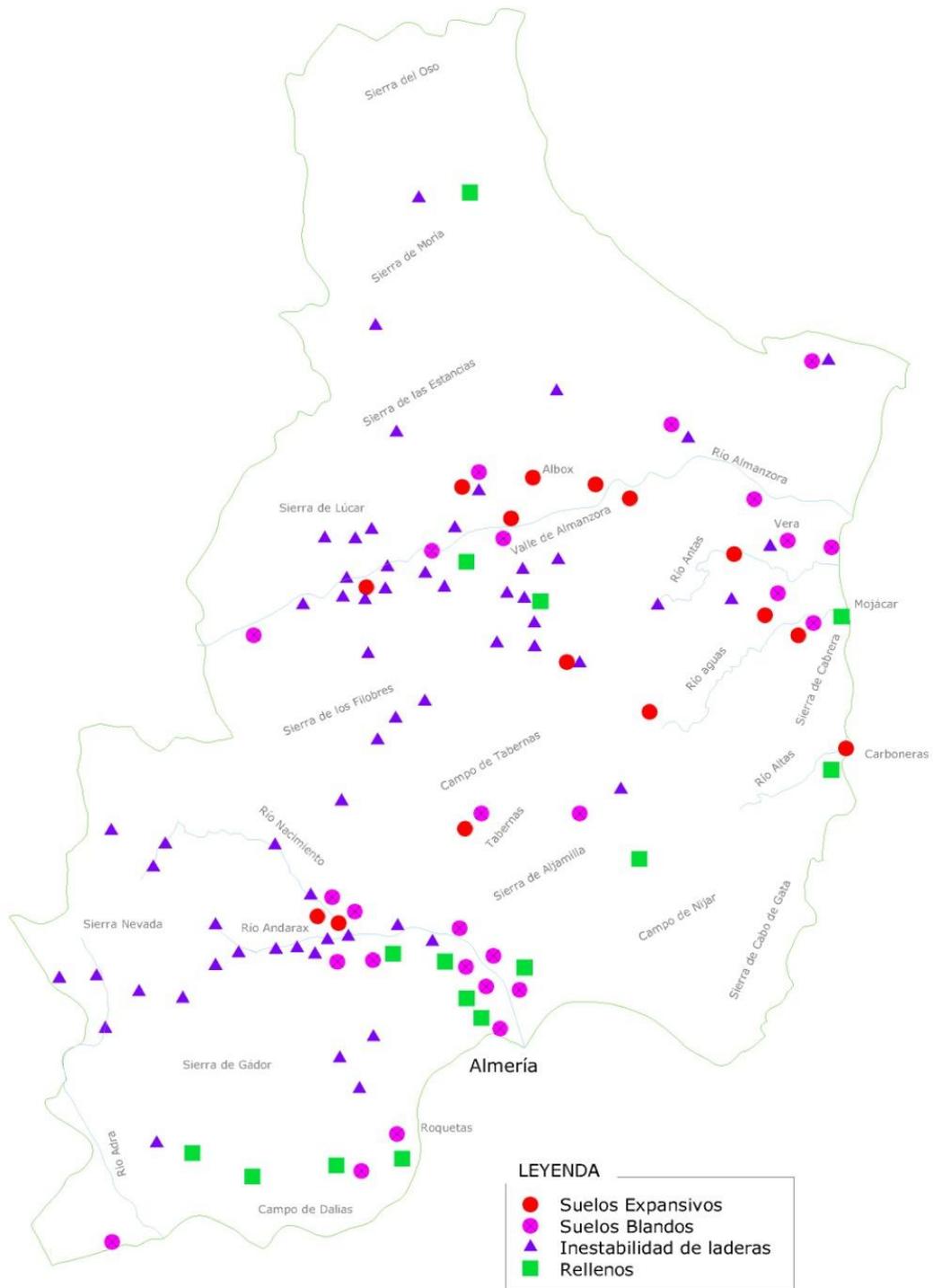


Ilustración 44. Localización de municipios con suelos inestables en la provincia de Almería. Fuente: Elaboración propia. 2014.

Suelos Expansivos.

- Campo de Tabernas (Tabernas, Sorbas...)
- Cuenca del río Almanzora (Portalao, Cantoria, Albox, Arboleas, Zurgena...)
- Puntualmente junto a las cuencas de algunos ríos (Antas, Los Gallardos, Turre...), o en zonas costeras (Carboneras).

Suelos Blandos Compresibles.

- En el Campo de Tabernas (Turrillas, Tabernas...)
- En las cuencas de los ríos Almanzora (Cuevas de Almanzora, Huercal-Overa, Cantoría, Portalao, Olula de Río, Alcóntar), Andarax (Almería, Viator, Huercal de Almería, Pechina, Benahadux, Rioja, Alhama de Almería, Huécija...), Nacimiento (Alsodux, Santa Cruz de Marchena...), Antas (Garrucha, Vera...) y Aguas (Los Gallardos, Turre...)
- En el Campo de las Dalias, cerca de la costa (Adra, La Mojonera, Roquetas de Mar...)

Inestabilidad de Laderas.

- En los municipios situados en el encuentro de las Sierras de Gador y Sierra Nevada con el valle del río Andarax, así como en el encuentro de las Sierras de Lúcar y de los Filabres con el valle del río Almanzora.
- Igualmente en el encuentro de la Sierra de los Filabres con el Campo de Tabernas.

Rellenos Antrópicos.

- Puntualmente, en municipios del Campo de Las Dalias (Elegido, La Mojonera, Dalias, Benahadux, Viator, Huércal de Almería, Almería...)
- Junto a la desembocadura del río Andarax, y en zonas costeras (Carboneras, Mojácar...)

5.2.1.2 Provincia de Cádiz.

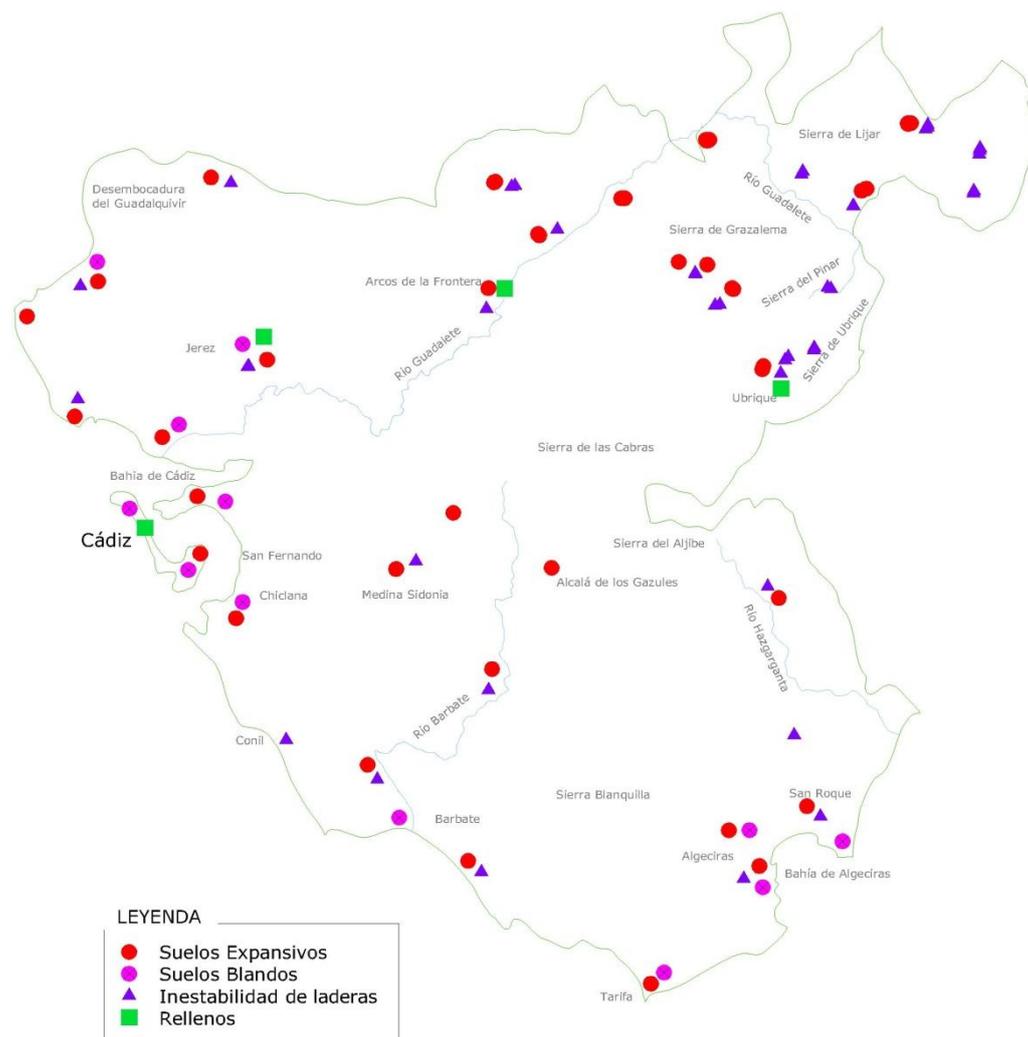


Ilustración 45. Localización de municipios con suelos inestables en la provincia de Cádiz. Fuente: Elaboración propia. 2014.

Suelos Expansivos.

- Zona de costa entre las bahías de Cádiz y Algeciras, y en la desembocadura del río Guadalquivir (Sanlúcar de Barrameda, Rota, Puerto Real, San Fernando, Chiclana, Vejer de la frontera, Zahara de los Atunes, Tarifa, Algeciras, Los Barrios, San Roque...).
- Puntualmente junto a las cuencas de los ríos Guadalete, Barbate y Hazgarganta (Jerez de la Frontera, Arcos de la Frontera, Bornos, Espera, Villamartín, Prado del Rey, Puerto Serrano, Olvera, El Gaster, El Bosque, Ubrique, Jimena de la Frontera...).

Suelos Blandos Compresibles.

- Zonas costeras e inundables (Sanlúcar de Barrameda, Chipiona, Puerto de Santa María, Puerto Real, Cádiz, San Fernando, Chiclana de la Frontera, Barbate, Tarifa, Algeciras, Los Barrios, La Línea de la Concepción...)

Inestabilidad de Laderas.

- En zonas de Sierra, como las de Líjar, Grazalema, Sierra del Pinar y Sierra de Ubrique (Olvera, Alcalá del Valle, Setenil de las Bodegas, Grazalema, El Bosque, Prado del Rey, Ubrique, Benaocaz, Villaluenga del Rosario...)
- A los pies de la Sierras del Aljibe y Sierra Blanquilla (Alcalá de los Gazules, Benalup-Casas Viejas...)
- En áreas de campiña (Jerez, Trebujena...)

Rellenos Antrópicos.

- En localidades importantes (Cádiz, Jerez, Ubrique, Medina Sidonia, Arcos de la Frontera...), donde el suelo es más valioso y lleva al relleno de superficies para su aprovechamiento urbanístico.
- Especial mención merecen, por su problemática general, los municipios de Medina sidonia, Arcos de la Frontera, Ubrique, Sanlúcar de Barrameda y Jerez de la Frontera.

- Áreas próximas a lagunas (Santaella, Montalbán de Córdoba, Las Ramblas, Montilla, Nueva Carteya, Baena...)
- En el entorno de los ríos que desaguan las Sierras de Cabra y Horconera (Aguilar de la Frontera, Puente Genil, Benamejí, Lucena, Rute, Iznájar, Almedinilla, Carcabuey...)

Inestabilidad de Laderas.

- Al pie de Sierra Morena (Montalbán del Río...), de la Sierra de Cabra (Cabra, Priego de Córdoba, Almedinilla, Iznájar, Rute, Benamejí...)
- En La Campiña (Bujalance, Cañete de las Torres, La Carlota, Santaella, Montalbán de Córdoba, La Rambla, Montilla...)
- En el entorno de las zonas de lagunas (Aguilar de la Frontera, Puente Genil...)

- En zonas costeras (Salobreña, Motril...)

Inestabilidad de Laderas.

- En la zona de Los Montes, Sierra de Parapanda y Sierra del Campanario (Montefrío, Íllora, Moclín, Colmenera, El Pinar...)
- En el entorno de Granada capital, en los límites del Parque Natural Sierra de Huetor (Guevejar, Nivar, Alfácar, Víznar, Huetor Santillán, Jun, Dúdar, Pinos Genil, Guejar Sierra, Monachil, Gójar, Churriana...)
- En el encuentro del Parque Natural Sierra de Huetor con la Hoya de Guadix (La Peza, Cogollos del Guadix, Beas de Guadix, Marchal...)
- En las zonas de sierra cercanas a la costa, en el entorno del río Guadalfeo, que desagua el macizo de Sierra Nevada (Albuñuelas, Lanjarón, Vélez de Benaudalla, Soportújar, Pampaneira, Bubión, Capileira, Pórtugos, Burquistar, Trevélez, Berchules, Almejívar...)
- En la Sierra de la Contraviesa (Polopos, Sorvilán, Albondón, Albuñol...), en la Sierra de los Guájares (Lentegui, Otívar, Itravo, Molvízar, Almuñecar, Lóbres...), y a los pies de la Sierra de Cazorla (Dehesas de Guadix, Castril...)

Rellenos Antrópicos.

- Rellenos antrópicos en Granada Capital y en LA Calahorra.
- La problemática del suelo puede verse agravada en municipios con sismicidad alta, como es el caso de Arenas del Rey.
- En Cájar encontramos canteras que se han rellenado.
- Existen cuevas en Benamaurel, Castilléjar, Cortes de Baza, Cuevas del Campo, Galera, Granada, Guadix, Huescar, Orce y Purullena.

5.2.1.5 Provincia de Huelva.

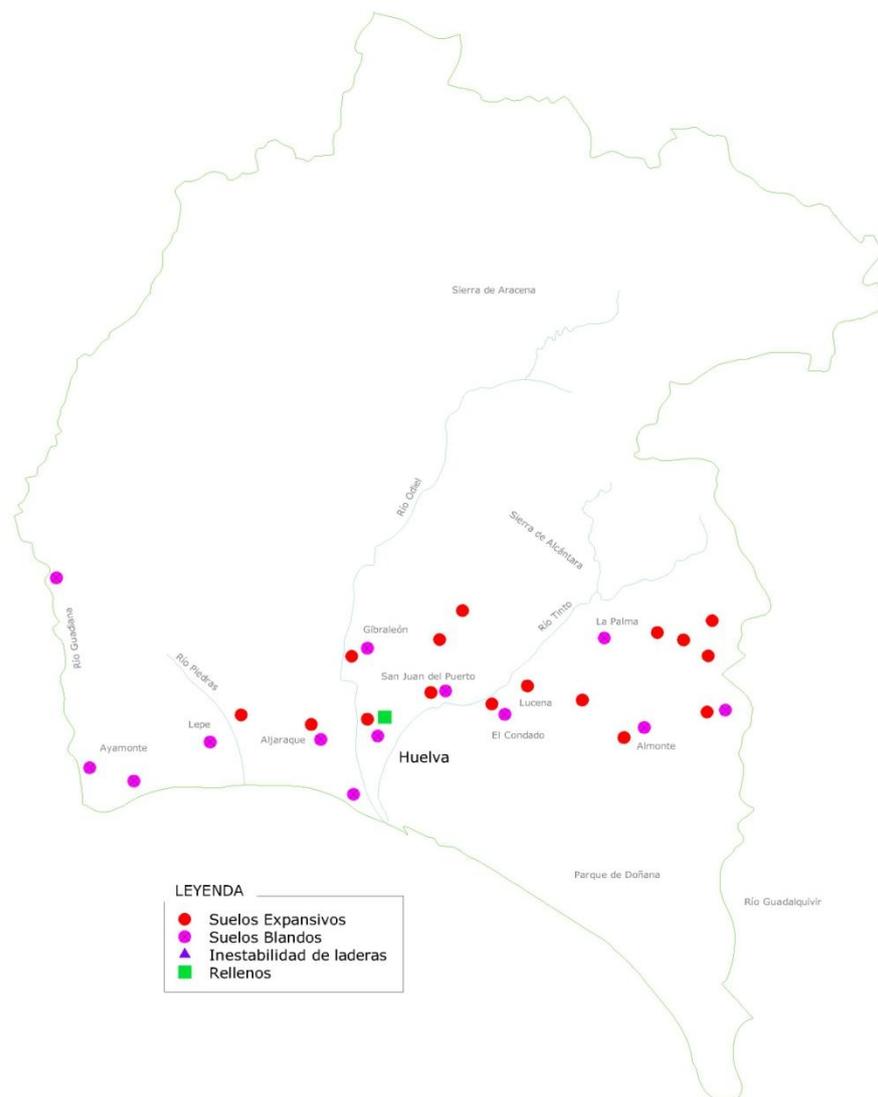


Ilustración 48. Localización de municipios con suelos inestables en la provincia de Huelva. Fuente: Elaboración propia. 2014.

Suelos Expansivos.

- Zona sur, junto al Parque Doñana (Cartaya, Aljaraque, Huelva, Gibraleón, Trigueros, San Juan del Puerto, Lucena, Bonares, Rociana del Condado, Almonte, Villalba del Alcor, Manzanilla, Chucena, Hinojos...).

Suelos Blandos Compresibles.

- Zonas bajas inundables y de marisma y junto al Parque de Doñana (Ayamonte, Isla Cristina, Lepe, Aljaraque, Huelva, Gibraleón, San Juan del Purto, Lucena, La Palma Almonte, Hinojos...)

Inestabilidad de Laderas.

- Huelva capital (zona de Los Cabezos)

Rellenos Antrópicos.

- Rellenos en la capital, en zonas poco apropiadas para la construcción, para aprovechamiento urbanístico.
- Cuevas en Aracena.

- En zonas de La Loma, junto a Sierra Morena (Jabalquinto, Baeza, Úbeda...), y junto a la Sierra de Cazorla (Quesada, Cazorla, La Iruela...), donde los sistemas montañosos bajan hasta la cuenca del Guadalquivir.
- En las faldas de las Sierras de Jabalcuz (Jaén...), Altacoloma (Valdepeñas de Jaén, Alcalá la Real, Noalejo, campillo de Arenas...)

Rellenos Antrópicos.

- Rellenos en la capital, para aprovechamiento urbanístico.

5.2.1.7 Provincia de Málaga.

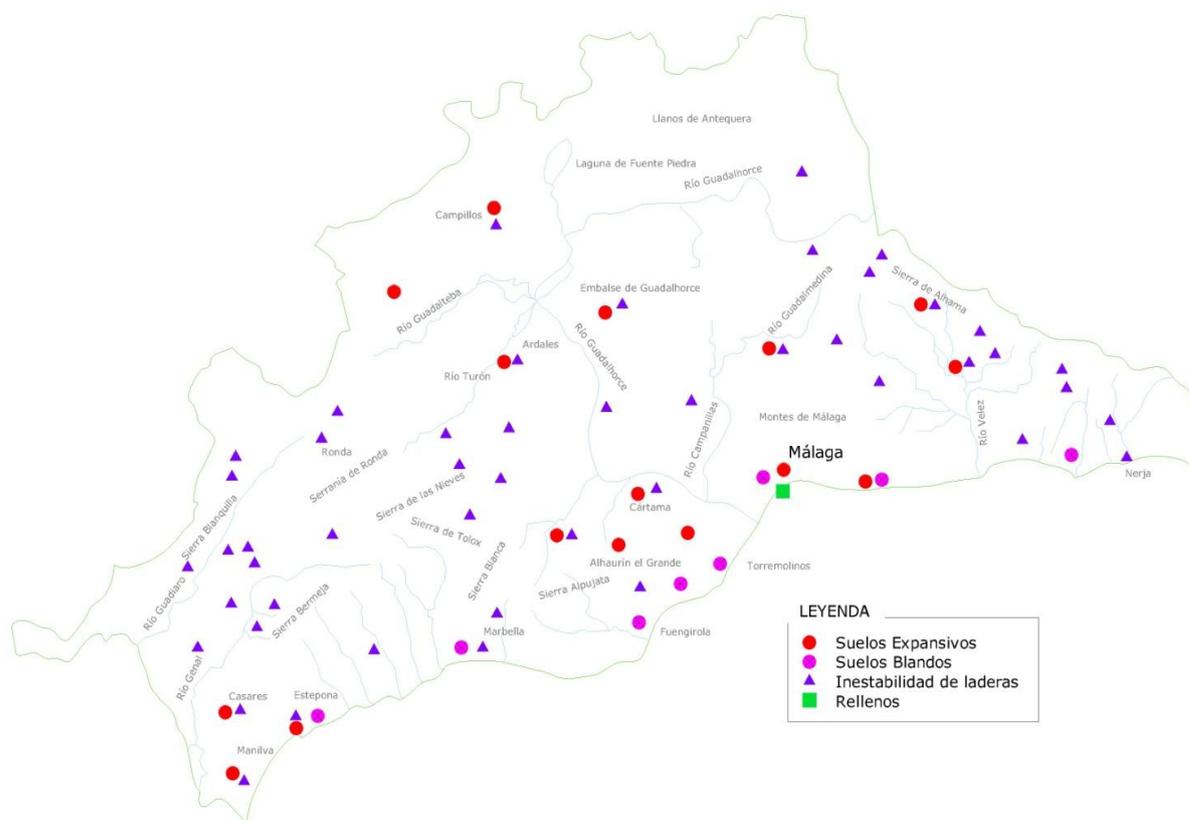


Ilustración 50. Localización de municipios con suelos inestables en la provincia de Málaga. Fuente: Elaboración propia. 2014.

Suelos Expansivos.

- En municipios costeros o cercanos a la costa (Manilva, Estepona, Casares, Málaga, Rincón de la Victoria, Vélez-Málaga...)
- En zonas de embalses (Ardales, Cañete la Real, Campillos, Valle de Abdalajís...)
- Junto a las cuencas de los ríos (Álora, Alhaurín el Grande, Cártama, Coín, Casabermeja, Periana, Viñuela...)

Suelos Blandos Compresibles.

- En municipios costeros (Estepona, Marbella, Fuengirola, Benalmádena, Torremolinos, Málaga, Rincón de la Victoria, Torrox...)

Inestabilidad de Laderas.

- En toda la zona sur de la provincia, de naturaleza muy montañosa.

- En los municipios alrededor de la Serranía de Ronda (Cortes de la Frontera, Benaolán, Montejaque, Arriate, Ronda, Gaucín, Algatocín, Alpendeire, Atajate, Jimena de Líbar, El Burgo, Ardales...)
- Junto a la Serranía de Las Nieves (Casarabonela, Yunquera, Alozaina, Tolox...)
- Más al sur en la zona de Sierra Bermeja (Genalguacil, Jubrique, Casares, Benahavís, Manilva, Estepona...), junto a las Sierras Blanca y de Alpujate (Marbella, Fuengirola, Mijas, Cártama, Coín...)
- En el entorno de Los Montes de Málaga (Almogía, Málaga, Casabermeja, Colmenar, Comares...), o en la Sierra de Aljama (Archidona, Villanueva del Rosario, Alfarnate, Alfarnatejo, Perina, Alcaucín, Canillas de Aceituno, Canillas de Albaida, Viñuela, Competa, Frigiliana, Nerja, Algarrobo...)

Rellenos Antrópicos.

- Rellenos en la capital, para aprovechamiento urbanístico.

5.2.1.8 Provincia de Sevilla.

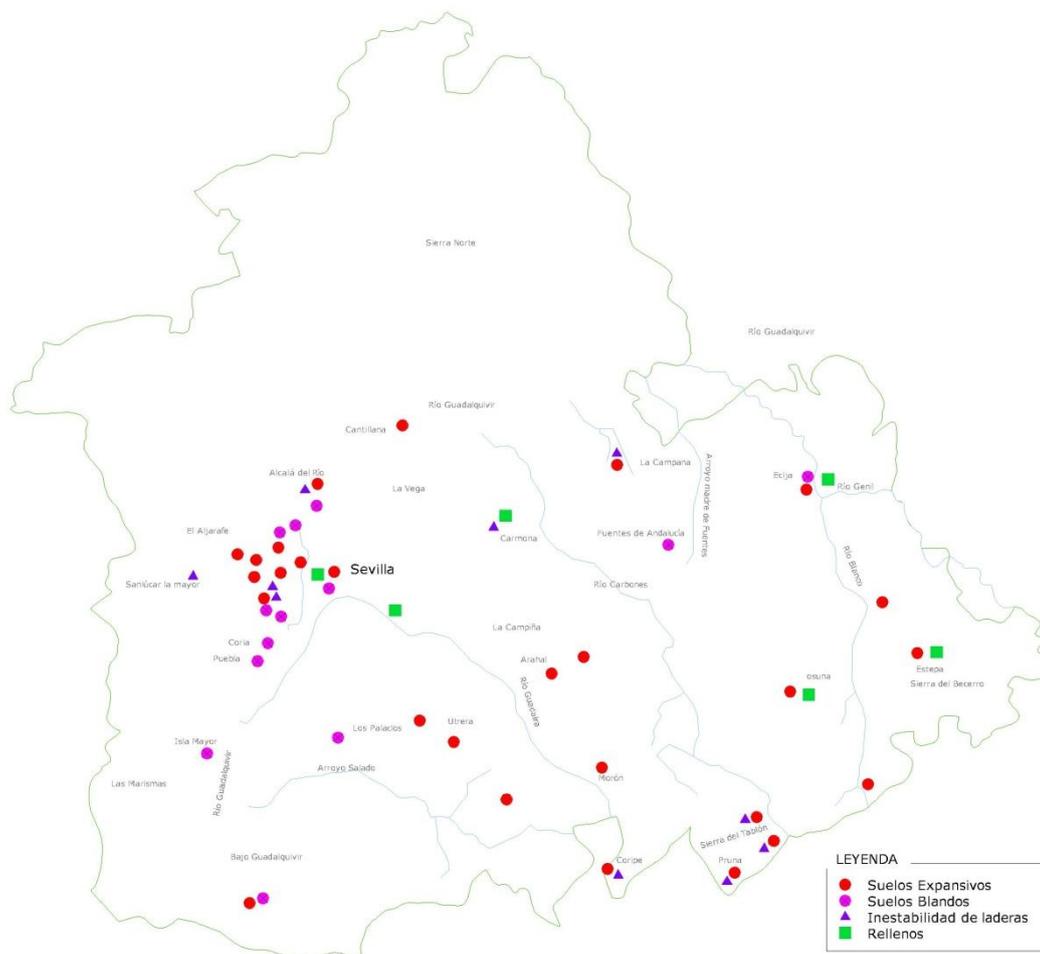


Ilustración 51. Localización de municipios con suelos inestables en la provincia de Sevilla. Fuente: Elaboración propia. 2014.

Suelos Expansivos.

- En la Vega del Guadalquivir, sobre todo en la capital y en la comarca del Aljarafe (Sevilla, Tomares, Castilleja, Gines, Salteras, Valencina de la Concepción, Camas, Santiponce, Alcalá del Río, Cantillana...)
- En el Bajo Guadalquivir (Lebrija...)
- En La Campiña (Utrera, Los Molares, El Coronil, El Arahal, Paradas, Morón, Fuentes de Andalucía, La Campaña...)
- En las proximidades del río Genil y el Arroyo Blanco (Écija, Osuna, Marinaleda...)
- En zonas más elevadas, junto a las Sierras de Lújar y del Tablón (Coripe, Pruna, Algámitas, Villanueva de San Juan, Los Corrales...)

Suelos Blandos Compresibles.

- En la Vega el Guadalquivir (Puebla del Río, Coria del Río, Gelves, San Juan de Aznalfarache, Santiponce, La Algaba, La Rinconada, Sevilla, Los Palacios...)
- En el Bajo Guadalquivir (Lebrija...)
- En las Marismas (Isla Mayor...)
- Puntualmente junto al río Genil (Écija)

Inestabilidad de Laderas.

- En la Cornisa del Aljarafe (Castilleja de la Cuesta, Sanlúcar la Mayor, Camas...)
- Junto al cauce del Guadalquivir (Alcalça del Río, Cantillana, La Campana...)
- En la Cornisa de Los Alcores, sobre el río Carbones (Carmona...)
- En las Sierras del Tablón (Villanueva de San Juan, Pruna, Algámitas...) y de Lújar (Coripe...)

Rellenos Antrópicos.

- Rellenos en municipios grandes, como Sevilla capital, Écija, Osuna, Estepa...) para aprovechamiento urbanístico.

5.3 SISTEMAS DE RECALCE DE CIMENTACIONES EMPLEADOS EN EDIFICIOS PATRIMONIALES ANDALUCES. ANÁLISIS DE SU PUESTA EN OBRA Y REVISIÓN CRÍTICA DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

En la última década son numerosos los casos de intervenciones en edificios que por un motivo u otro saltan a las páginas de los periódicos debido a la alarma social generada por patologías agresivas o por elevación de los costes y del plazo de ejecución de manera incontrolada.

La mayoría de las veces esta situación viene provocada por el descubrimiento de un comportamiento inusual del suelo, o de un inadecuado estudio de éste.

A continuación se describen múltiples casos de intervenciones problemáticas en suelo andaluces, y sea en obra de recalce o en obra nueva.

HUELVA CAPITAL (ARCILLAS DE COMPORTAMIENTO TIXOTRÓPICO)

La zona sur de Huelva capital se encuadra en los terrenos fangosos situados entre las desembocaduras de los ríos Tinto y Odiel. A principios de los 90 se decide emplazar allí el nuevo mercado de abastos de la ciudad, en la zona llamada de la Pescadería.

A partir de 2000 se comienza a diseñar el mercado y los estudios geofísicos delatan la dificultad que supondría construir un parking subterráneo debido a la falta de consistencia del terreno.

No obstante, las obras comienzan en septiembre de 2005, inaugurándose el mercado en enero de 2008.

El primer tratamiento de consolidación propuesto consiste en la inyección de las paredes y del fondo de la excavación. Realizadas las pruebas de efectividad del mismo se constata que no ofrece el resultado deseado, por lo que se procede a un segundo estudio geotécnico, que delata la composición fangosa del suelo y un NF a 1.85 m de profundidad.

En estas condiciones, el tratamiento por inyecciones se considera viable pero a un elevado costo económico y prolongando en exceso el plazo de ejecución.

Se sugiere entonces la posibilidad de anular el tratamiento de fondo a fin de abaratar el proyecto, confiando la capacidad portante al perímetro del solar. Se propone ejecutar un muro de gravedad mediante consolidación por inyecciones de cemento bentonita, que en su base inferior tendría 20 m de anchura y 10 m en cabeza. El coste se cuatricula y el plazo de ejecución no se puede cerrar a priori.

En estas circunstancias se propone otra solución consistente en la ejecución de un muro pantalla de hormigón armado, anclado a las margas del firme, es decir, a 42 m de profundidad. Consultada esta solución a empresas especialistas, éstas concluyen que la solución no es viable dada la gran altura de la pantalla y la imposibilidad de ejecutar los anclajes a un terreno con nula consistencia.

Esto es, si se desea mantener el diseño del edificio con 4 plantas bajo rasante, será inevitable multiplicar un 400% el coste y ampliar el plazo de ejecución un 50%.

En esta tesitura, se decide modificar el proyecto ejecutando parte de los aparcamientos bajo rasante y parte sobre rasante.

Por fin, la cimentación elegida consiste en la hinca de pilotes de sección cuadrada trabajando por punta, apoyados sobre las margas, y a tracción por rozamiento. Sobre ellos se coloca una

pesada losa de hormigón de 1.50 m de canto, con arriostramientos rígidos para compensar las grandes excentricidades existentes.

Los pilotes parecían flotar en un mar de fango, por lo que se midió la continuidad del 100% de las unidades de pilotes.



Ilustración 52. Pilotes de hinca en la cimentación del mercado de la Pescadería (Huelva). Fuente: Archivos del estudio de D. Joaquín Aramburu Maqua.

Un problema similar se presentó en la construcción del Nuevo Estadio Colombino de Huelva, situado en el solar en el que se alzaba la antigua Plaza de Toros, que hubo de ser derruida cuando el hundimiento de sus cimientos la dejó en estado ruinoso.

En este caso, gracias a la experiencia adquirida en el Mercado de la Pescadería, se renunció a la construcción de sótanos.

OTROS CASOS EN LA PROVINCIA DE HUELVA

La cuenca minera de Rio Tinto presenta actualmente fenómenos de inestabilidad y hundimiento en el entorno del pueblo.

La razón se halla en el abandono de la cercana explotación minera Minas de Riotinto. El complejo minero contiene una gran excavación a cielo abierto (la mayor de Europa), que se ha inundado en los últimos años. Se trata de la Corta Atalaya, cuyo estado de deterioro tras el abandono de la explotación ha hecho que las masas de agua embalsadas se distribuyan incontroladamente, mezclándose además con las aguas ácidas altamente corrosivas del pozo Alfredo, explotación subterránea del mismo complejo.

Este fenómeno ha propiciado la aparición en 2012 de dos grandes socavones y grandes grietas en el terreno de más de un kilómetro de longitud, que ya afectan al barrio inglés de Bellavista, territorio municipal de Aljaraque.

En Aljaraque, el problema se agrava si tenemos en cuenta la presencia de marismas, y de grandes masas de arcilla expansiva. Estos agrietamientos facilitan la entrada de agua al subsuelo y con ello profundizan la capa activa potenciando los fenómenos de expansividad.



Ilustración 53. Recorrido del túnel 5 desde Corta Atalaya hasta valle del Tintillo (Cuenca Odiel). <http://riotintoarquitectura.blogspot.com.es/2012/02/algunos-graficos-sobre-cortaatalaya.html>

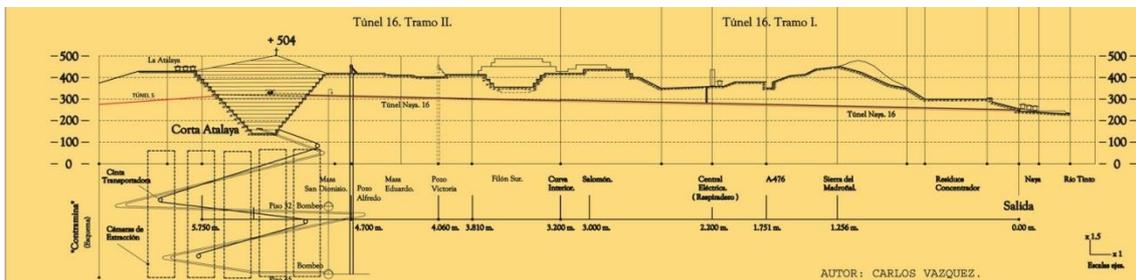


Ilustración 54. Esquema de la explotación minera. Carlos Vázquez Pérez. Arquitecto. <http://riotintoarquitectura.blogspot.com.es/2012/02/algunos-graficos-sobre-cortaatalaya.html>



Ilustración 55. Grietas y hundimientos en el entorno de Rio Tinto y Aljaraque.
<http://riotintoarquitectura.blogspot.com.es/2012/02/algunos-graficos-sobre-cortaatalaya.html>

En Aljaraque, Bonares y Trigueros se presentan numerosos casos de patologías por arcillas expansivas en distinto grado.

En Niebla las calcarenitas propician fenómenos de Karstificación que han producido hundimientos inesperados en varias construcciones.

En la zona Norte del municipio el karst aparece enmascarado por una cobertera constituida fundamentalmente por depósitos de terrazas fluviales y algunas concentraciones de margas del Plioceno. Esta cobertera no impide la circulación de agua hacia la roca caliza, facilitando la circulación y disolución en el contacto entre ambas formaciones.

Es importante pues, la realización de estudios geofísicos para detectar posibles oquedades que puedan dar lugar a hundimientos imprevistos.

LA CORNISA DE LOS ALCORES EN SEVILLA

El Colegio San Blas de Carmona, comienza su rehabilitación en 1997, para paliar las evidentes patologías y las carencias dotacionales.

Las obras quedan inconclusas reanudándose la segunda fase de obras en 2003. Dado que las obras no estarían listas en principio hasta septiembre de 2004, se acuerda colocar unas caracolas provisionales para dotar de más espacio educativo al centro.

Las caracolas se situaron cerca del barranco de Los Alcores, allá donde el estudio geotécnico situaba un posible plano de rotura del barranco.

En 2004 gran parte del barranco del escarpe de Los Alcores se derrumba, aunque no afecta al colegio por unos pocos metros. A partir de entonces, el Ayuntamiento prohíbe cualquier obra mayor en la zona.

En febrero de 2009, ante la preocupante inestabilidad del edificio, se solicita la realización de un estudio geotécnico del emplazamiento para valorar los riesgos existentes.

En Junio de 2009, el informe técnico elaborado por D. Emilio Yanes Bustamante revela la inestabilidad del terreno y la necesidad de acometer obras inmediatas de consolidación.

En Julio se toma la decisión de desalojar el centro.



Ilustración 56. Derrumbe de la Cornisa de los Alcores (2004). Fuente: Archivos del estudio de D. Emilio Yanes Bustamante.

El informe técnico del arquitecto D. Emilio Yanes Bustamante aclara los siguientes puntos:

Aspectos desfavorables:

1. El Colegio San Blas se sitúa en un vértice de la meseta de Carmona, delimitado por dos bordes potencialmente inestables, lo que hace del lugar un punto especialmente susceptible de sufrir los efectos de la inestabilidad de la ladera noroeste y la inestabilidad y regresión del cantil del Arbolón.
2. Es evidente la presencia de masas de suelo movidas y de enormes fracturas en el terreno, y por tanto, la existencia de problemas de estabilidad que podrían llegar a afectar a la construcción del colegio.
3. El estudio histórico y fotogeológico de este borde de Carmona evidencia que es uno de los puntos que más regresión ha sufrido durante el período analizado.
4. El Estudio Geotécnico realizado por Vorsevi para modificar un cuerpo del edificio actual, ha puesto de manifiesto que este edificio, se cimenta sobre rellenos incompetentes (consistencia suelta), y que el espesor de estos rellenos es muy considerable, alcanzando, al menos 9.80 m.
5. En el Estudio Geotécnico anterior Vorsevi advierte de la existencia de riesgo de inestabilidad

para el edificio, y entiende que se está desarrollando un proyecto de estabilización y contención del mismo. Es decir, Vorsevi considera necesario la estabilización y contención de los bordes de estos solares aunque se equivoca al considerar que dicha actuación se está realizando, puesto que la actuación que en este momento se está llevando a cabo en el Barranco del Arbolón abarca desde el callejón de las Abejas hasta las traseras de la casa número 24 de la calle Juan de Ortega exclusivamente.

6. El Estudio Geofísico realizado evidencia la presencia de cuatro superficies de rotura, dos en el borde del Barranco del Arbolón y dos en la ladera noroeste. Cada par de superficies de rotura delimitan dos masas movilizadas de manera que los pies de la masa superior se apoyan sobre la cabecera de la inferior, lo que supone la posibilidad de que se movilicen ambas simultáneamente.

7. Una de estas posibles superficies de rotura intersectaría la superficie del terreno a una distancia aproximada de tres metros del muro perimetral del Colegio, en el lado del Barranco.

8. El estudio geofísico manifiesta que el relleno sobre el que se asienta el Colegio podría tener espesores de hasta 12 metros.

9. Las masas movilizadas en el borde del Barranco son muy superiores a las movilizadas en la ladera noroeste.

Aspectos favorables:

1. Del seguimiento realizado al edificio del Colegio mediante lecturas de nivelación de precisión que se llevaron a efecto para analizar el comportamiento del cantil a finales de 2004 y principios de 2005 se desprende que el cerramiento del edificio colindante con el cantil permanecía sensiblemente estable.

2. Del seguimiento de la Calle Juan de Ortega en la zona del Colegio mediante lecturas de nivelación de precisión, realizado durante 2004 se desprende que esta permanecía estable, mientras que otras partes de la calle evidenciaban movimientos.

3. El inclinómetro situado en el callejón del lateral derecho del Colegio, junto a la calle Juan de Ortega no manifiesta movimientos apreciables durante el período que va desde el 31 de Agosto de 2006 hasta el 22 de Agosto de 2008, si bien es cierto que este inclinómetro queda lejos de ambos bordes potencialmente inestables.

4. Los cerramientos exteriores del Colegio, especialmente sensibles por el tipo de construcción, a cualquier tipo de problema geotécnico, no presentan daño alguno imputable a problemas de estabilidad.

PROCESO DE SEGUIMIENTO de la evolución del área.

Previo al proceso de consolidación, drenaje y contención se consideran las siguientes actuaciones:

1. Disponer dos inclinómetros, uno en el borde noroeste (ladera) y otro en el borde noreste (cantil) situados en el centro de los lados correspondientes del solar del Colegio y distanciados de sus cerramientos respectivos una distancia aproximada de 2.00 m, de manera que el seguimiento de estos inclinómetros informe con antelación de cualquier movimiento que pudiera afectar al Colegio. La separación de 2.00 m de los cerramientos correspondientes permiten un margen de seguridad entre la apreciación del posible movimiento y que este movimiento afecte al cerramiento del Colegio.

2. Eliminación de las movilizadas de suelos (y rellenos) del borde noreste (Barranco del Arbolón) con la consiguiente desaparición de las alarmantes fracturas existentes.
3. Estabilización inmediata del borde del cantil.
4. Contención perimetral inmediata de los rellenos sobre los que se cimenta el Colegio.

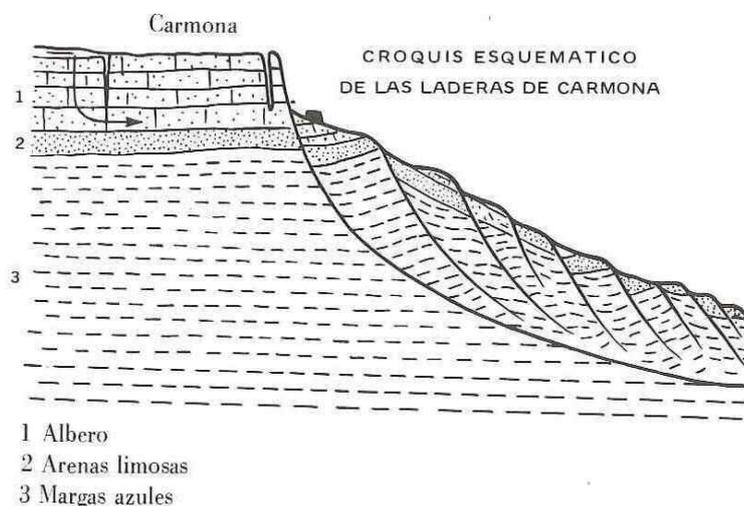


Ilustración 57. Esquema de deslizamientos en laderas Terciarias de las provincias de Sevilla y Cádiz (Jiménez Salas, et al. 1981)

El **Parador Nacional de Carmona**, construido en 1976, se asienta en el interior del Patio de Armas del que fuera Alcázar del Rey Don Pedro, situado en la parte alta de Carmona, al borde del escarpe de Los Alcores.

En 1504 se produce el terremoto de Almería, que afectó no sólo al edificio, sino también al bloque de arenisca sobre el que se sienta el conjunto. Este seísmo generó una grieta que se detecta ya en el proceso de construcción de la obra nueva.

Se realizara durante el proceso de obra nueva, en 1976, cuando durante la fase de movimiento de tierras se detectan las grietas provocadas por el terremoto de 1504.

Como medida de saneado se procede a inyectar las fisuras con lechada de cemento hasta una profundidad de 8 a 16 m, pero una vez finalizada la construcción vuelven a detectarse movimientos asociados a la grieta principal.

Continúan produciéndose asiento y deslizamientos horizontales, por lo que en 1981 se procede a su recalce mediante la creación de contrafuertes constituidos por micropilotes inyectados.

No obstante, los contrafuertes ejecutados no cosen la falla principal, causante del desplazamiento. Esto propicia que vuelvan a registrarse movimientos de carácter horizontal, por lo que en 1987 se vuelve a intervenir ejecutando anclajes y drenes subhorizontales, que eliminen la acumulación de agua detrás de los contrafuertes.

No obstante, los movimientos continuaron, por lo que en 1996 hubo de cerrarse al público el ala sur.

A partir de aquí, los laboratorios del CEDEX se hacen cargo de la investigación, efectuando diversas pruebas (que se detallan en ficha de investigación), y llegando a las siguientes conclusiones:

- La ladera se ha ido descalzando en su pie, por erosión de los materiales subyacentes al bloque de calcarenitas.
- Aparecen intercalaciones arcilloso-margosas y arenosas, que han podido ser afectadas por una subida del nivel freático, dando lugar a superficies de deslizamiento, posiblemente circulares con prolongación planar en los niveles reblandecidos.

Detectado el problema, se procede a la ejecución de abanicos de inyecciones con tubos manguito, armados con barras GEWI para el cosido de la grieta principal.

La operación se complementó con un extenso sistema de drenes californianos para asegurar la evacuación de las aguas.

A posteriori se realizaron nivelaciones de precisión para constatar que el movimiento se había detenido incluso en periodos lluviosos, por lo que la intervención se consideró un éxito. Consta con más detalle en otro apartado, ya que se toma el caso como unidad muestral.



Ilustración 58. Parador Nacional de Carmona sobre la cornisa de Los Alcores (Sevilla).
http://www.dipusevilla.es/actualidad/noticiasantiguas/noticia_0788.html

CAMPO DE GIBRALTAR, SIERRA DE CÁDIZ Y COMARCA DE LA JANDA

La barriada de La Verbena de Arcos de la Frontera (Sierra de Cádiz) se asienta al Oeste-Suroeste de la localidad. El área se sitúa en la zona media de una ladera que desciende hacia el río Guadalete. Dicha ladera se encuentra coronada por unos escarpes de materiales areniscos-calcareníticos con pendientes de hasta el 60%. A medida que se desciende en la ladera las pendientes se van volviendo más suaves, del orden del 20-25%.

El cambio de pendiente se corresponde a un cambio de litología, pasando a estar formada ladera abajo por materiales arcillo-margosos.

Conforme se desciende en la ladera la pendiente se suaviza aun más, con pendientes del orden del 15%.

La disposición de ladera, con calcarenitas-areniscas en la zona alta y arcillas-margas más abajo, propicia los fenómenos de inestabilidad, muy frecuentes en localidades como Arcos, Medina Sidonia, Villamartín, Carmona, etc.

En el área que ocupa la barriada, las patologías afectan tanto a las edificaciones como a la urbanización, correspondiendo a un deslizamiento rotacional de ladera, que aún se encuentra activo actualmente.

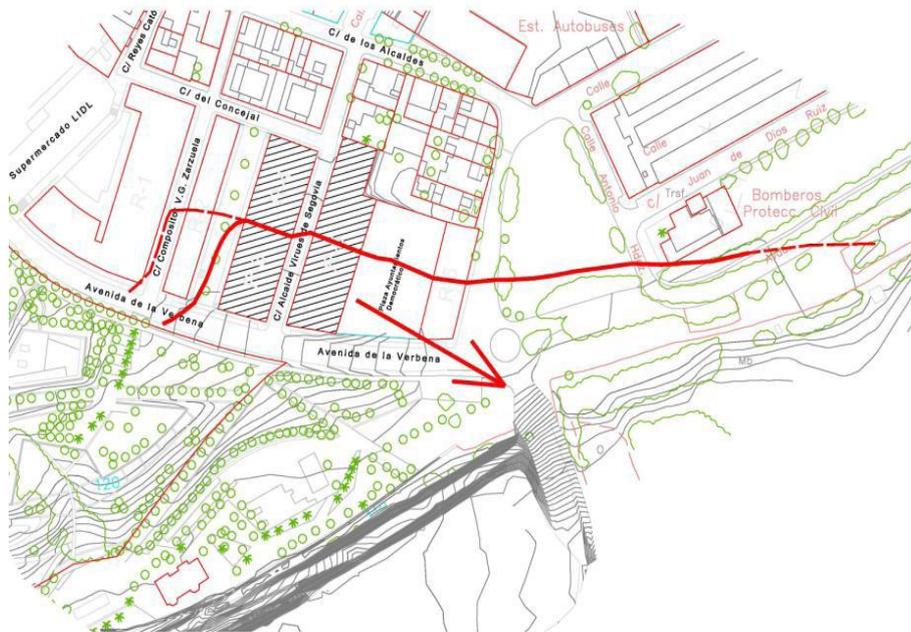


Ilustración 59. Masa deslizada en Barriada La Verbena (Arcos de la Frontera) Juan Moreno Pérez. ICOGA, 2012

El problema que se plantea es cómo contener este deslizamiento. Para ello se programa una investigación geológica-geotécnica que determine la tipología y profundidad de la rotura. Las investigaciones geológicas llevadas a cabo son las siguientes:

- Sondeos a rotación para la instalación de inclinómetros y ensayos de penetración dinámica. Con los inclinómetros se pretende determinar la superficie del deslizamiento en profundidad.

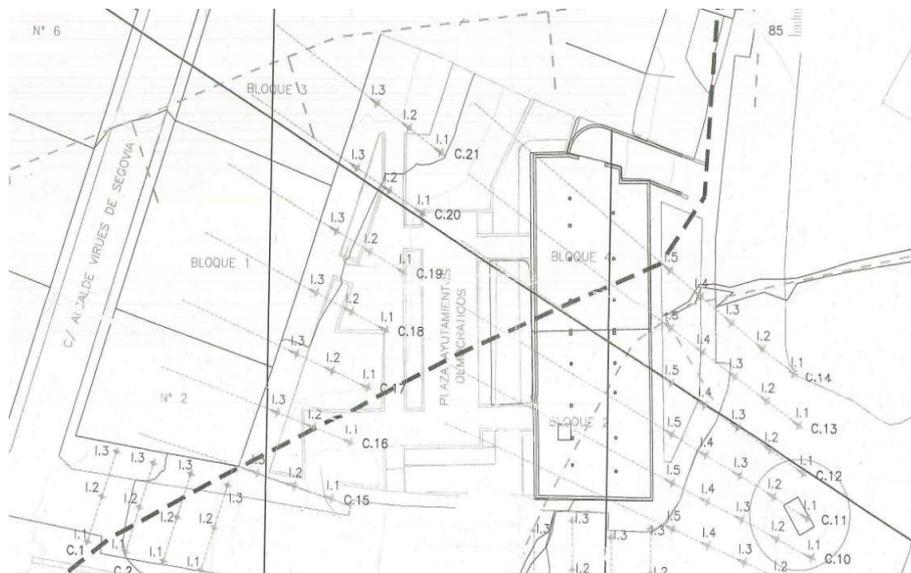


Ilustración 60. Planta de distribución de contrafuertes de inyecciones armadas y drenes subhorizontales (trazos discontinuos en azul). Archivos del estudio de D. Emilio Yanes Bustamante (2011)

Una vez definida la morfología en planta y la profundidad del deslizamiento, se definen las siguientes actuaciones para la contención de laderas:

- Contrafuertes de inyecciones armadas que intersecten la superficie de rotura.
- Drenaje de la ladera mediante drenes subhorizontales.

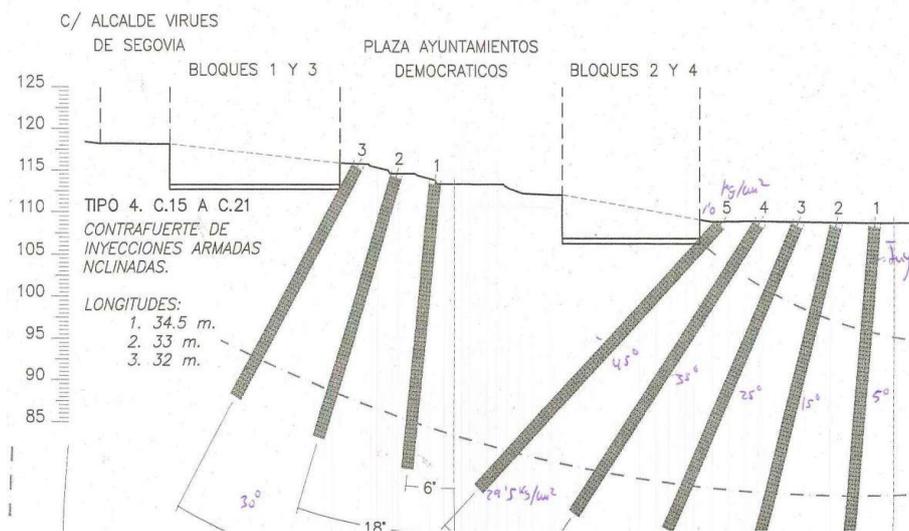


Ilustración 61. Sección que ilustra las inclinaciones de las inyecciones armadas y la intersección de la superficie de deslizamiento. Archivos del estudio de D. Emilio Yanes Bustamante (2011)

En la Urbanización Pueblos Blancos de Arcos de la Frontera (Sierra de Cádiz), el problema no es sólo de deslizamiento de ladera, sino que además las construcciones se asientan sobre rellenos.

La patología afecta a varios viales y edificios de viviendas, afectados por fenómenos de asiento-deslizamiento, que se prolongan varios años.

Se trata de terraplenes de altura superior a 20 m, constituidos por arcillas margosas sobre un terreno de margas arcillosas.

- Para la consolidación del terraplén afectado se diseña:
 - Una cuadrícula de pilotes de 650 mm de diámetro de longitudes variables entre 14 y 30 m con una cuadrícula aproximada de 4Dx4D.
 - Adicionalmente se ejecuta una pantalla formada por pilotes armados. Los pilotes adjuntos al bloque y a la zona de vial, donde la altura de terraplen es de 20 m, se dotan de una armadura de 8φ20 para absorber esfuerzos cortantes, ejecutándose tres filas de pilotes armados.
 - El problema se modeliza a través de un programa de elementos finitos (PLAXIS 8.6), procediendo previamente a una calibración del modelo, con la obtención de los asientos similares a los reales mediante análisis por consolidación, posteriormente un análisis de los asientos remanentes en caso de no existir tratamiento alguno, un análisis de los asientos durante la etapa de construcción de los elementos de refuerzo estimados (inyecciones de gran diámetro), y finalmente un análisis de asientos remanentes tras el refuerzo.

- La relación de asientos que se produce entre el terreno sin tratar y el tratado si es un valor representativo y a tener en cuenta. El factor de mejora con el tratamiento en este caso es de un 750% para los asientos remanentes.

En base a estos resultados se puede afirmar que la corrección de asientos y desplazamientos horizontales en inestabilidades de terraplenes, mediante ejecución de cuadrículas de pilotes de barrena continua armados o sin armar, presenta las siguientes ventajas:

- Compactación por presión del terreno.
- Descarga del terreno por transferencia de carga a pilotes.
- Mejora de la estabilidad del terraplén por el esfuerzo cortante que aportan los pasadores.
- Rapidez de ejecución.
- Economía.

Y en cuanto a los inconvenientes:

- No se pueden atravesar terraplenes con presencia de bolos.
- No se pueden ejecutar terraplenes que se apoyen en terreno rocoso.

La localidad gaditana de Medina Sidonia (Comarca de La Janda) ha padecido a lo largo de su historia numerosos corrimientos debido a su morfología y la composición de sus taludes.

En 1962 las lluvias provocan corrimientos de tierras que afectan a 242 viviendas, de las cuales 72 se hundieron por completo. Esta catástrofe hace que se abandone esta zona y que la expansión del municipio se realice hacia la zona de La Corredera.

En marzo de 1963 se destruyen 200 viviendas por un corrimiento igualmente propiciado por las abundantes lluvias.

En el año 2010 vuelven a producirse deslizamientos de terrenos en la vaguada del Chorrillo, destruyendo la red de evacuación de aguas pluviales y de aguas residuales. A raíz de esta circunstancia se proyecta una reubicación del trazado original del colector de aguas residuales. Esta intervención contempla la consolidación de los taludes por los que discurre el colector y la adopción de medidas preventivas ante futuros movimientos de ladera.

En diciembre de 2013, el Ayuntamiento de Medina Sidonia aprueba la primera de las actuaciones encaminadas a revitalizar el Barrio de Santa Catalina, abandonado en los últimos años por más de cien familias, cuyas viviendas fueron declaradas en ruinas y demolidas debido a corrimientos de tierra provocados por las fuertes lluvias y la aparición de fallos que propiciaron el deslizamiento de parte de la ladera sobre la que está construido el barrio.



Ilustración 64. Carrizamientos en Medina Sidonia (2010) con terrenos de relleno de aluvión (I). <http://miciudad.lavozdigital.es/arcos/buscar?tag=Medina>



Ilustración 65. Carrizamientos en Medina Sidonia (2010) con terrenos de relleno de aluvión (II). <http://miciudad.lavozdigital.es/arcos/buscar?tag=Medina>

En Jimena de la Frontera (Campo de Gibraltar) encontramos problemas similares. Desde 2006 el Ayuntamiento de Jimena de la Frontera se propone abordar los problemas de deslizamiento de ladera que afectan al conjunto histórico de la localidad, junto al Paseo Cristina.

El proyecto integral de contención de la ladera de todo el conjunto histórico pretende contemplar las obras de sellado del subsuelo así como el drenado de dicho sellado, para dar salida a las aguas del casco e impedir que fomenten aún más el deslizamiento de la ladera.

El proyecto lo elabora Emilio Yanes, director técnico así mismo de las obras de emergencia realizadas.



Ilustración 66. Otros problemas de deslizamiento que afectan a viario en Jimena (2007). <http://www.laopiniondemalaga.es/municipios/2013/05/22/lluvia-provoca-hundimiento-carretera-gaucin/589785.html>

En mayo de 2013 se producen deslizamientos en la zona del Campo de Gibraltar y de la comarca de la Sierra de Cádiz, conforme se recorre la carretera que une Ronda con Algeciras en su discurrir por la comarca. Uno de los daños más importantes se localiza a la salida de la localidad de Gaucín, zona en la que se ha producido un corrimiento de tierras que ha provocado el desplazamiento de la calzada y un corte de casi un metro de profundidad.

En Benadalid se producen dos hundimientos de consideración en la totalidad del ancho de la carretera, provocando un par de actuaciones de emergencia y la necesidad de colocar reductores de velocidad en la calzada por el peligro existente.

En Junio de 2013 la Junta de Andalucía comienza las obras de emergencia para subsanar los deslizamientos.

En enero de 2014, se acometen las obras para dar solución a los deslizamientos que afectan a la carretera de Botafuegos desde sus orígenes. El tablero ha padecido repetidos hundimientos, que se han subsanado con arreglos provisionales para mantener en uso el vial.

La carretera fue construida por Instituciones Penitenciarias sin estudios previos. Ahora se ha encargado un estudio geotécnico, sobre cuyas conclusiones se ha redactado el proyecto de intervención.

Dicho proyecto contempla la actuación en un tramo de 45 m lineales donde se colocarán 74 pilotes. Posteriormente se construirá una viga para el atado de los citados pilotes, y sobre ello un muro de contención que se anclará al terreno, terminándose con el talud definitivo. Los trabajos se completan con una obra de drenaje en el lado contrario de la carretera.

También el Puerto de Algeciras (Campo de Gibraltar) registró grandes desperfectos debido a los deslizamientos causados por los temporales de lluvia, en el llamado Paseo de la Cornisa. La solución dada pasa por sustituir los gaviones de piedra que delimitan el paseo, y dotar a éste de un pavimento más flexible que absorba los movimientos. Además se reconstruye el terraplén formando nuevos taludes.

En este caso, la Autoridad Portuaria encarga un estudio geotécnico del terraplén para determinar el alcance de los daños sufridos para poder estudiar las posibles soluciones, al mismo tiempo que se acometen las obras de emergencia.

El Paseo de la Cornisa fue construido por la Autoridad Portuaria entre 1997 y 2001 con objeto de mejorar el borde marítimo y portuario de Algeciras. Se desconocen los estudios previos realizados para su ejecución.

La inestabilidad de esta cornisa tiene sus antecedentes en el siglo XVIII, cuando el arquitecto Salvador Palau construye en 1743 la Batería de San Antonio, como parte del sistema defensivo de la ciudad.

La Batería constaba de un parapeto circular y dos parapetos laterales rodeados por un foso. Tras el parapeto se encontraban los cuarteles de artillería, el almacén y el polvorín.

La ruina de esta edificación se produce a partir del siglo XIX cuando el parapeto comienza a caerse por el deslizamiento del acantilado. A principios del siglo XX, las construcciones de alrededor la hicieron desaparecer y con ella la memoria histórica de los deslizamientos.



Ilustración 67. Deslizamientos en el Paseo de la Cornisa (Algeciras, 2010).
<http://www.europasur.es/article/algeciras/682529/arreglo/paseo/la/cornisa/pendiente/unos/estudios/geotecnicos.html>

La Barriada de San Bernabé en Algeciras (Campo de Gibraltar) ha padecido patologías en edificios de viviendas debido a fallos de suelo desde 2010, con la consiguiente alarma social.

Una vez detectada la aparición de grietas se colocan testigos en las mismas para valorar la evolución de los movimientos, en tanto se elabora un informe técnico.

Según parece, el hundimiento se comienza con unos desprendimientos de terreno acaecidos a raíz de la excavación para cimentar unos inmuebles localizados a una cota inferior.



Ilustración 68. Patologías por hundimiento en edificios de Algeciras. Enero de 2014.
<http://www.europasur.es/article/algeciras/1531178/psoe/critica/la/atencion/pp/barrio/san/bernabe.html>

En Alcalá de los Gazules (Comarca de La Janda), en el año 2009, la barriada de San Jorge, popularmente conocida como barriada del Lario, sufre graves daños debido a los deslizamientos originados a raíz de una gran riada.

Los desplazamientos y corrimientos a partir de ese momento han provocado que las escaleras de acceso a los bloques de viviendas estén totalmente desplazadas de su lugar original y que los muros de contención presenten numerosas grietas, con alto riesgo de derrumbe.

La barriada de los Larios se ubica en una ladera colindante a la población, pero separada de ella por una carretera. La conforman un grupo de 24 viviendas unifamiliares en la zona más baja del terreno, más otras 80 distribuidas en diez bloques de cinco alturas, que al estar situados en la parte más alta de la ladera, sufren problemas de accesibilidad.



Ilustración 69. Deslizamientos en la barriada de El Lario (2009).
<http://andaluciainformacion.es/barbate/166943/las-obras-de-rehabilitacin-de-el-lario-a-buen-ritmo/>

COMARCA SUBBÉTICA Y CAMPIÑA SUR EN CÓRDOBA

La localidad de Doña Mencía (Subbética), se ha visto afectada por reiterados fenómenos de corrimientos de ladera, para los que se han adoptado soluciones paliativas, hasta llegar al

extremo de tener que desalojar las viviendas afectadas situadas en la ladera del cerro Oreja de la Mula (2010).

Al fin el Ayuntamiento encarga a una consultora un estudio geotécnico y un proyecto para intentar dar una solución definitiva al problema, evitando nuevos desprendimientos e intentando que la ladera no vuelva a sufrir nuevos desplazamientos futuros.

La solución pasa por la ejecución de una serie de pozos drenantes en la parte alta del área, que canalicen las aguas y eviten situaciones como la ocurrida en marzo de 2010, cuando una pared de tierra amenazó con sepultar las viviendas.

El proyecto contempla la ejecución de 12 pozos drenantes que recojan las aguas subterráneas, así como la construcción de un muro de escollera en la parte baja del cerro, a modo de contención y defensa de las casas existentes.

Entre tanto, la empresa redactora del estudio geotécnico, realiza un seguimiento de los movimientos de la ladera en los últimos meses, constatando que éstos han sido mínimos, a fin de poder valorar el margen de tiempo disponible para la ejecución de las obras de estabilización.

El deslizamiento causó una gran alerta, siendo los propios vecinos los que dieron la alarma al ver la velocidad a la que se desplazaba la lengua de tierra, con una extensión de unas tres hectáreas.

Algo similar se produjo en la localidad de Puente Genil, donde se produjeron desprendimientos en la Cuesta del Molino, afectada por la fuerza del río, y corrimientos en el Cerro de los Poetas, forzando el desalojo de viviendas en la barriada de las Cantarerías.



Ilustración 70. Deslizamientos en Doña Mencía. (2010).

<http://www.eldiadedcordoba.es/articulo/provincia/648891/los/deslizamientos/provocan/desalojos/dona/mencia/y/graves/danos/puente/genil.html>

La ladera tiene unas dimensiones de 300 por 600 m, y las viviendas se habían construido hace tan sólo dos años. Los muros de contención se habían desplazado al menos cuatro metros de su posición original y se habían vencido hacia adelante.

En el municipio de Santaella (Campiña Sur), a principios del año 2010, comienza a observarse unos pequeños desprendimientos de la ladera del Adarve y grietas en el paseo. Tras unas intensas lluvias, el día 10 de marzo se produjo de formas súbita el desplazamiento principal dejando una “cicatriz” casi vertical de unos 25-30 metros de altura, generando una gran masa deslizada. La masa deslizada provocó el arrastre del camino Pílon, el soterramiento parcial del arroyo Chinitos, el cual discurría al pie de la mencionada ladera, y el corte total del paseo del Adarve en su parte más cercana a la antigua muralla, provocando cortes en la red de

saneamiento, eléctrica, etc... Esta situación colocaba a la muralla y a las viviendas colindantes en la cabeza del deslizamiento, peligrando su estabilidad.



Ilustración 72. Desprendimientos en Santaella (Córdoba, 2010).
<http://www.elmundo.es/elmundo/2010/03/10/andalucia/1268244812.html>

Las obras han tenido 4 partes diferenciadas técnicamente:

- Ejecución de una pantalla de micropilotes, por encima del escarpe superior del deslizamiento. Esta pantalla presenta 2 filas de micropilotes, unos verticales y otros inclinados formando un ángulo de 15° con la vertical. La interdistancia entre micropilotes de la misma fila ha sido de 90 cm y de 73 cm entre filas. Éstos presentan dos longitudes medias, 25 y 25 m en función de la geología correspondiente de la zona. Se han ejecutado un total de 156 uds en una longitud de 72 m., cuya principal función ha sido el "cosido" de la ladera, evitando un progreso del deslizamiento hacia la muralla y las viviendas existentes.
- Construcción de un muro de escollera de una altura media de 5,5 m al pie del talud de la ladera, coincidiendo con la margen izquierda del arroyo "Chinito". Este muro se diseña con una doble función; por un lado, contendrá las tierras en la base del círculo de deslizamiento, aumentando el equilibrio de la sección transversal y permitiendo el terraplenado en bancadas para la restitución de la ladera, disminuyendo su pendiente y aumentando la estabilidad de la misma. Por otro lado, el paramento del indradós constituirá el hastial izquierdo del encauzamiento del arroyo, el cual fue desplazado de su curso natural.
- Para restituir el perfil de ladera deslizada, y alcanzar una situación de mayor seguridad y equilibrio del talud, ha sido necesario un gran movimiento de tierras, cerca de 40.000 m³, de manera que se liberasen cargas de las zonas superiores del talud y se potenciase el peso en el pie del mismo. Esta reconstrucción se ha llevado a cabo mediante bancadas, dejando, de forma definitiva, bermas intermedias que han permitido el establecimiento de la red de drenaje superficial de la ladera, y permitirá las futuras actuaciones de conservación, mantenimiento, reforestación, etc. Durante esa fase también se ha llevado a cabo la recuperación del camino público existente.
- Para la recuperación del paseo del Adarve, puesto que había deslizado el anterior relleno que lo constituía, se ha ejecutado un muro de 4m de altura y 31 de longitud, micropilotado en su

cimentación, que permitiese el relleno en su tradós hasta la cota actual el paseo, dándole continuidad al mismo.



Ilustración 73. Obras de estabilización de talud en Santaella finalizadas en 2013.
http://www.santaella.es/noticias?noticia=69&return_id=19&plantilladetalle=Detalle%20Noticia%20con%20Categorias

En Lucena (Subbética) a comienzos de 2010 la ladera del parque empresarial Príncipe Felipe, sufre un deslizamiento de terreno que perjudica a varias naves allí ubicadas.

Según los estudios realizados por técnicos de las aseguradoras y de los servicios municipales, el corrimiento se debió a una mala práctica en los trabajos de excavación de una constructora que ejecutaba la cimentación para nuevas naves en este parque.

Ello devengó en las consiguientes obras de emergencia y procesos contenciosos para recuperar el dinero público invertido.



Ilustración 74. Deslizamientos en el Parque Industrial de Lucena (Córdoba, 2010).
http://sevilla.abc.es/hemeroteca/historico-31-03-2009/sevilla/Cordoba/lucena-un-corrimento-de-tierra-afecta-a-seis-empresas-en-el-parque-principe-felipe_

LA DEPRESIÓN DEL GUADALQUIVIR EN JAÉN

La Residencia Geriátrica de Linares (Comarca de Sierra Morena), fue construida en 1976. El edificio se sitúa al SE de Linares, sobre los materiales de la Depresión del Guadalquivir de la Edad Miocena, constituidos por margas grises, y arcillas margosas amarillentas, dispuestas en potentes bancos masivos y homogéneos de hasta 30 m de potencia.

La abundante porción arcillosa del suelo la hace poco permeable y con gran capacidad de retención de agua, provocando inestabilidad de laderas, desplomes y flujos de arcillas.

En 1999, el cuerpo de esquina, donde se ubicaban los aseos, presenta un desplome en ambas direcciones, en relación con los dos cuerpos contiguos del mismo ala. Ello llevó a realizar un primer reconocimiento preliminar que incluía sondeos y calicatas, para determinar la dimensión del problema.

La conclusión es que el hundimiento se debe a la retracción del suelo provocada por los periodos de sequía que ha producido además niveles de suelo reblandecido intercalados en suelos duros, por lo que habrá de procederse a una redistribución de cargas.

Se recomienda inyectar el terreno, primero para su mejora, y a continuación para proceder a la compensación de asentos.

En 2001 se procede a realizar una campaña de reconocimiento más exhaustiva que incluye ensayos geofísicos (calicatas eléctricas y sísmica de refracción).

Se ensayan en laboratorio muestras de suelo correspondientes a la capa activa, dando como resultado que se trata de margas con potencial de expansividad muy alto.

De los sondeos, se obtienen intercalaciones centimétricas de arcillas plásticas blandas y húmedas en el entorno de los 19-20 m de profundidad, esto es, precisamente en la base del talud. Igualmente se detectan intercalaciones blandas a otros niveles.

En 2007 comienzan a observarse desplomes en otros cuerpos del edificio que no habían sido recalzados. Bajo las cimentaciones no recalzadas del área a estudiar, existen paquetes de suelo excepcionalmente deformables, lo cual, unido a su naturaleza expansiva, retraíble y colapsable, explican el vuelco de los cuerpos de edificación.

En Abril de 2009, comienzan las Obras de Refuerzo de Cimentación y Nivelación de Cinco Cuerpos de Edificación del Geriátrico. Se realizarán con tubo manguito hasta -13.00 m de profundidad, ya que a partir de 6.60/8.00 m se produce rechazo.

Este caso se encuentra profusamente detallado en otros apartados de la tesis, ya que se toma como unidad muestral para el desarrollo de la misma.

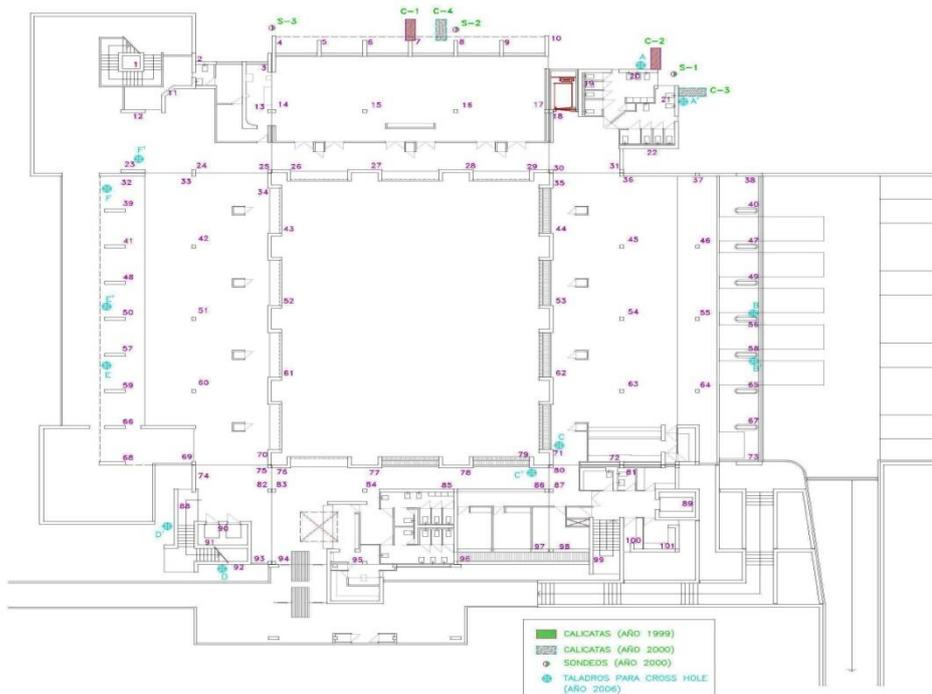


Ilustración 75. Plano de situación de sondeos y calicatas en el Geriátrico de Linares (Jaén). Archivos del estudio de D. Emilio Yanes Bustamante (2011)

GRANADA CAPITAL (ARCILLAS DEL PLEISTOCENO)

La Escuela Normal de Granada presenta patologías de hundimiento desde la década de los 80. En 1990 se proyecta construir un aparcamiento subterráneo a su costado Este al tiempo que se pretende recalzar el edificio.

Como primer sistema de recalce se eligió el Jet-grouting. Se realizaría una primera fase de perforación a destroza hasta la máxima profundidad del tratamiento que en este caso se recomienda que sea de 10 u 11 m; en una segunda fase se realizaría la extracción de terreno con inyección simultánea de la lechada de cemento a presión muy alta.

Al detectarse movimientos posteriores al recalce, en las zonas tratadas se realizó un reconocimiento complementario en el que se verificó que las columnas de jet no toman contacto con la cimentación, apareciendo además interrumpidas y con un diámetro menor que el previsto. Además, existe un espesor de suelo no tratado entre la cimentación a recalzar y las columnas de jet.

En el año 1996, Patrimonio da luz verde a un nuevo proyecto de recalce que prevé utilizar inyecciones armadas para garantizar la conexión mecánica cemento-jet, de forma que se aproveche la capacidad de los jets, y que la inversión económica que ha representado su ejecución no resulte totalmente perdida.

Además, se prevé una remodelación de la planta baja y semisótano, con excavación de una nueva planta de acceso, rebajándose la solera original de la cota -2.58 a .5.47, con lo que habrá que adaptar el tratamiento de recalce e introducir un tratamiento adicional de estabilización del terreno en el trasdós de los futuros cortes de vaciado.

La estructura modificada acusaba deformaciones inaceptables y era preciso revisar el refuerzo del terreno ya que las concentraciones de cargas se modificaron con las reformas, mientras

que el tratamiento se distribuyó uniformemente bajo las cimentaciones de elementos estructurales que han desaparecido.

Igualmente, había que extender el tratamiento a zonas no tratadas donde se han introducido muros de nueva construcción.

En el año 2000, con las obras muy avanzadas, el edificio comienza de nuevo a hundirse, particularmente la torre central.

Un segundo estudio geotécnico revela que la capacidad portante del terreno no mejora con la profundidad, sino todo lo contrario, tipificándose el suelo como arcillas sensitivas del Pleistoceno.

El edificio se hundía en un suelo licuado, por lo que el reto consistió en crear un sistema constructivo que cortara la transmisión de cargas al terreno e impidiera que el edificio siguiera clavándose en él.



Ilustración 76. Antigua Escuela Normal de Granada.
http://www.ugr.es/~dmadrid/Otras_Actividades/Jubilacion%20Jesus%20y%20Antonio.html

La descripción de este sistema y del proceso de la obra se hallan ampliamente definidos en otros apartados de la presente tesis, ya que este caso ha sido elegido como unidad muestral para el desarrollo de la misma.

5.3.1 CASOS INVESTIGADOS. FICHA DEL EDIFICIO.

En el apartado 4 de la presente tesis, correspondiente a Metodología, se justifica el tamaño de la muestra explicando los criterios para la elección de las obras estudiadas en función de su singularidad, de su implantación en un tipo de suelo especialmente conflictivo, y de la generación de una nueva técnica de recalce que es preciso mostrar a la comunidad científica y profesional.

Cada intervención elegida será sistematizada en una ficha, para a continuación mostrar la técnica de recalce empleada, que incluirá información gráfica y la efectividad conseguida por el sistema hasta la fecha.

Los casos de intervenciones en rehabilitación de edificios investigados en la presente tesis doctoral son:

- 5.3.1.1. Antigua Escuela Normal de Granada.
- 5.3.1.2. Área de Válidos del Geriátrico de Linares (Jaén).
- 5.3.1.3. Mercado de la Pescadería en Huelva.
- 5.3.1.4. Parador Nacional de Turismo de Carmona (Sevilla).

En este apartado se compila la información recabada de cada caso en orden cronológico; las baterías de pruebas, ensayos, informes técnicos y actuaciones realizadas en la obra, desde la aparición del problema o patología, hasta hallar una solución efectiva.

Se ha elaborado una ficha de cada obra tomada como unidad de muestreo, en función de las características del suelo sobre el que se opera, y que corresponde a una singularidad de los suelos conflictivos andaluces.

Son casos en los que se han producido incidencias a lo largo de su ejecución, lo que conlleva la realización de sucesivas campañas geotécnicas y pruebas diagnósticas, hasta lograr una solución efectiva.

Aunque los agentes participantes, tales como técnicos proyectistas, empresas de prospecciones, ingenierías, consultores, empresas adjudicatarias, etc., son conocidos en cada caso, se evita por lo general, hacer mención a ellos, ya que el objetivo de este trabajo es poner sobre la mesa las técnicas de recalce empleadas, los ensayos realizados y los resultados obtenidos, independientemente del éxito o fracaso de la operación, y sin intención alguna de depurar responsabilidades.

Un edificio de carácter patrimonial requiere de un considerable mantenimiento a lo largo de su vida, con la consiguiente inversión de recursos públicos. Dado que por lo general dichos edificios están a cargo de Instituciones y Patronatos, éstos deberían elaborar y conservar un minucioso historial de las actuaciones llevadas a cabo en los mismos.

Proceder a la catalogación y archivo de la actuación en paralelo con la obra, o al final de la misma, resulta una labor fácil y rápida, en tanto que hacerlo a posteriori supone bucear en un mar de informes, estudios y proyectos, lo que lo convierte en una ardua labor de investigación para en la que muchas veces no hay tiempo dada la urgencia de la intervención.

Son varios los técnicos consultados que han expresado su deseo de contar con este tipo de información acerca del historial del edificio sobre el que se les solicita que actúen. Sirva esta recopilación como ejemplo práctico del registro que puede consignarse en relación a las

intervenciones efectuadas en cada obra. No obstante, en el caso de realizarse una base de datos pública, ésta si debería incluir la identificación de los agentes actuantes, ya que de esta forma resultaría más operativa a la hora de realizar las consultas.

Cada ficha se estructura en función al siguiente esquema:

En primer lugar, se identifica de forma esquemática el edificio, indicando fecha de la obra nueva, arquitecto redactor del proyecto inicial, tipología de estructura y cimentación, así como antecedentes de problemática anterior.

A continuación y por orden cronológico, se mencionan los estudios geotécnicos realizados, con enumeración de los ensayos de campo, ensayos de laboratorio y conclusiones sobre el suelo.

Paralelamente se realiza una descripción de las patologías, y en base a cada estudio geotécnico se incluye el diagnóstico de los técnicos y el método o métodos recomendados para el recalce con sus ventajas e inconvenientes.

El siguiente dato es la puesta en obra, la necesidad o no de estudios complementarios y su enumeración, así como los resultados obtenidos.

Este esquema se repite tantas veces como intervenciones o estudios previos se hayan realizado sobre el edificio, hasta alcanzar la solución definitiva hasta la fecha.

Se aportan también por orden cronológico las diversas propuestas de los técnicos especialistas consultados por la dirección facultativa o por la propiedad a lo largo de todo el proceso, con la valoración de la viabilidad de las soluciones, que realiza cada uno de ellos.

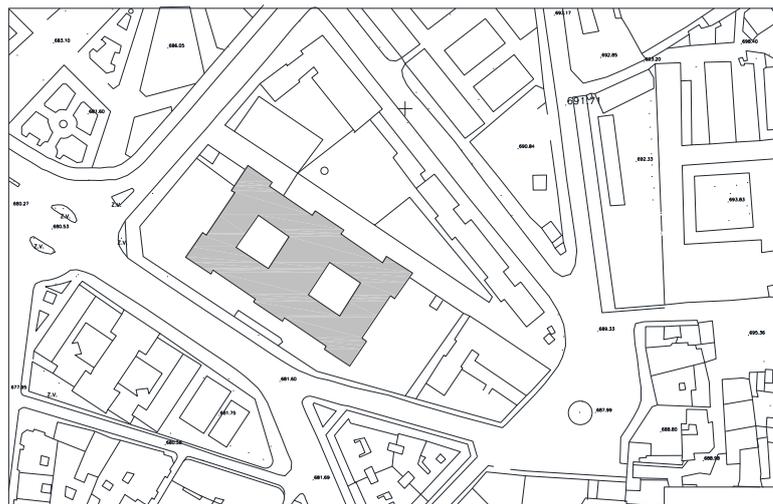
5.3.1.1 ESCUELA NORMAL DE GRANADA

EDIFICIO DE LA ESCUELA NORMAL DE GRANADA

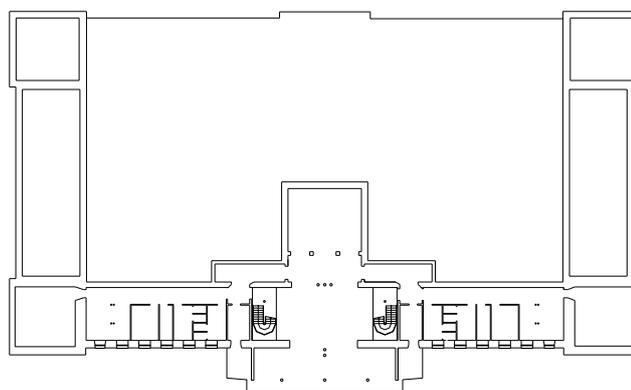
PRIMERA CONSTRUCCIÓN: 1923-1933. PROYECTISTA: ANTONIO FLORES

DIRECTOR DE OBRAS: LEOPOLDO TORRES BALBÁS

El edificio de La Normal de Granada se sitúa en la Gran Vía, actualmente Avenida de Constitución, y fue construido conforme al proyecto elaborado por Antonio Flores, Jefe de Arquitectos del Ministerio de Instrucción Pública.



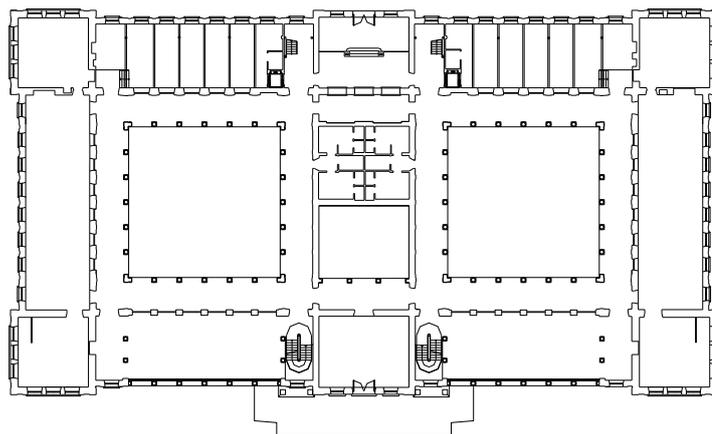
Las obras se iniciaron en 1924, bajo la dirección de obras del arquitecto granadino Leopoldo Torres Balbás, que por entonces era encargado de las obras de reconstrucción de la Alhambra.



PLANTA SÓTANO

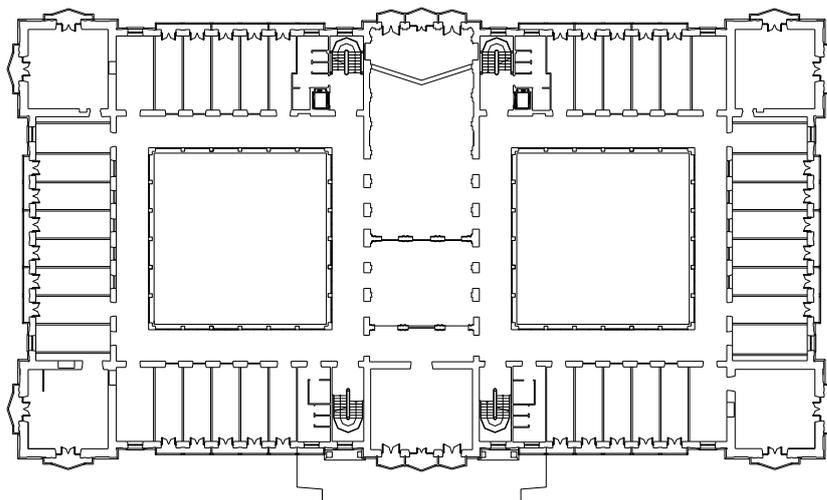
El edificio, se ubica en el centro de su parcela, exento y se organiza en torno a dos patios, con torreones en cada esquina, situándose el acceso principal en el centro de las dos fachadas largas, coincidiendo con otra torre central.

Se accede a través de una escalinata que salva la diferencia de altura entre su planta principal y la cota de la calle, pese a no estar este elemento previsto en el proyecto original. Presenta el edificio planta baja, dos plantas y una tercera únicamente en los torreones.

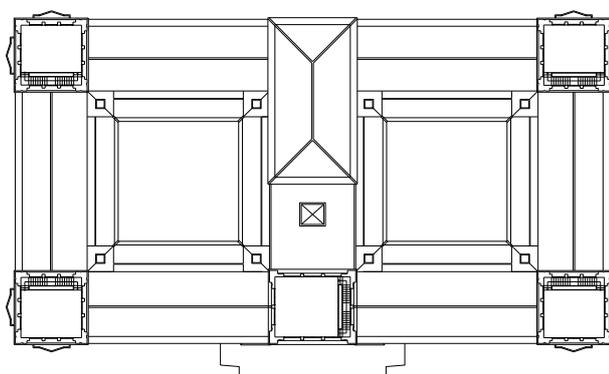


PLANTA BAJA

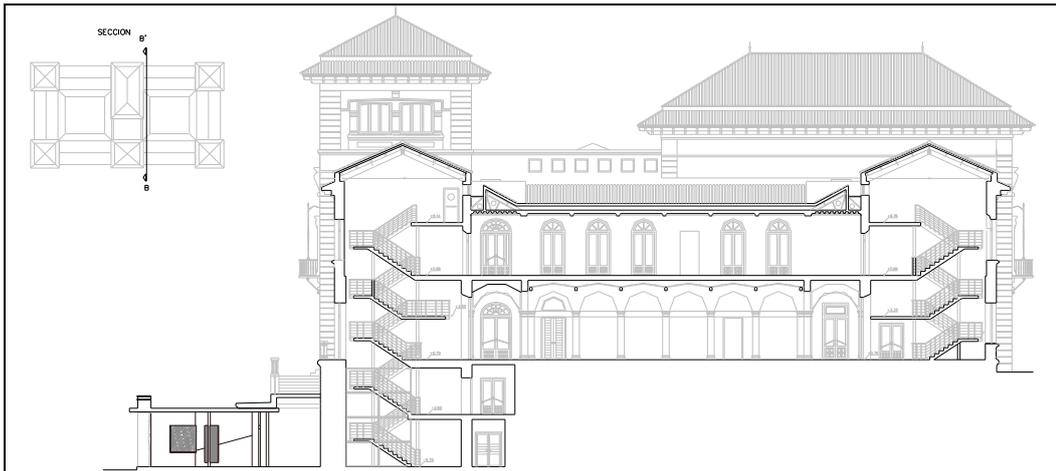
Desde el vestíbulo, el espacio conduce a los dos patios cuadrangulares interiores que estructuran todo el edificio. Éstos presentan en planta baja una galería de seis arcos de medio punto en cada paño, sustentados por columnas toscanas de piedra.



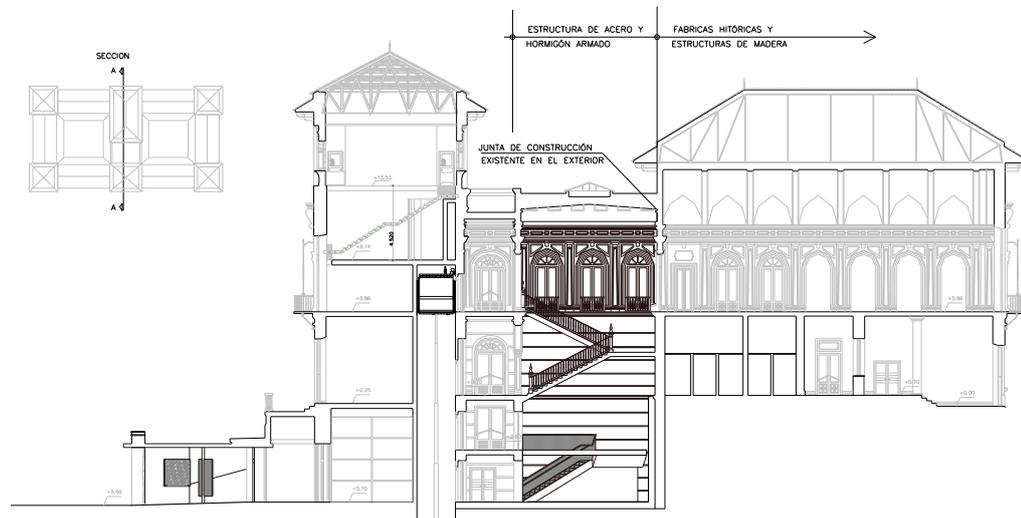
PLANTA ALTA



PLANTA DE CUBIERTAS



SECCIÓN B-B'



SECCIÓN A-A'

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

ESTRUCTURA: Muros de carga de fábrica de ladrillo. Forjados de vigería de perfiles doble T y bóvedas de ladrillo macizo. Patios porticados con dinteles arqueados sobre columnas.

CIMENTACIÓN: Zanja corrida sin zarpa.

ANTECEDENTES: En 1982 se encarga un primer estudio de patologías realizado por Bureau Veritas. En 1990 se proyecta un aparcamiento subterráneo en el costado este del edificio. Para entonces ya presentaba graves patologías de hundimiento y agrietamiento. El objetivo es recalzar el edificio y proyectar la cimentación del aparcamiento adjunto.

PRIMER ESTUDIO GEOTÉCNICO

Objetivo: conocer la naturaleza y características del terreno y su cimentación.

TRABAJOS DE CAMPO

20 sondeos mecánicos a rotación a 25 m de profundidad, con toma de muestras inalteradas de los diferentes niveles coherentes.

- Número de golpes del SPT (N).
- Número de golpes para hincar el muestreador de inalteradas (N').
- Ensayos de permeabilidad de Lefranc cada 2 m en los sondeos situados en las 4 esquinas del edificio.
- Colocación de tuberías piezométricas en varios sondeos, una vez terminada la perforación, para situar el nivel freático y seguir su evolución.
- Toma de muestras de agua para su análisis químico. La toma se realizó una vez transcurrido el tiempo suficiente para que desapareciera la influencia del agua empleada como refrigerante durante la perforación.

ENSAYOS DE LABORATORIO

- Ensayos de Identificación: Inspección visual, Límite Líquido, Límite Plástico, Granulometría.
- Ensayos de Estado: Densidad Seca y Humedad Natural.
- Ensayos de Resistencia: Compresión Simple. Como se suponía que el terreno era arenoso, se realizaron los ensayos de golpeo N y N', que son muy representativos en este tipo de suelo, a pesar de que en muchos casos estos valores fueron mayores, debido a la presencia de bolos y gravas obstruyendo el avance del muestreador o de la puntaza.
- Análisis Químico: % de Sulfatos Solubles en suelos y Agresividad del Agua.

CONCLUSIONES SOBRE EL SUELO

- NIVEL 1 (de 0.00 a -5.30 m)

Suelo areno-arcilloso color marrón con gravas y cascotes.

Número de golpes del SPT: $N < 10$

Compacidad media y consistencia rígida.

- NIVEL 2 (de -3.50 a -24.90 m)

Sedimentos Cuaternarios. Arcillas de baja plasticidad, gravas y arenas.

Número de golpes del SPT: $13 < N < 16$ (excepto algunos blandones) hasta -10.50 m

$N = 25$ a partir de -15.00 m

Resist. compresión simple: $q_u = 1 \text{ kp/cm}^2$ hasta -10.50

$q_u = 3 \text{ kp/cm}^2$ a partir de -12.00 m

Compacidad densa y consistencia dura.

Índice de Plasticidad: IP<30. Sin problemas de expansividad

Colapso: No susceptible de colapso

Nivel Freático: En torno a los 12.60 m

Agresividad del agua: Débilmente agresiva por CaO

EXPOSICIÓN DE LAS PATOLOGÍAS

Fallos de la cimentación provocados por un mal comportamiento del terreno. Asentamiento con deformación de tipo convexa, debido al mayor asentamiento de los torreones, lo cual ha producido grietas que se van verticalizando hacia la parte central, aumentando su apertura en la parte superior.

Las grietas son más densas en las plantas altas de los módulos de conexión y en las plantas bajas de los torreones. Las más notables poseen espesores de 10 a 15 mm y continúan por los forjados hacia dentro, afectando a los muros interiores y a los arcos de los patios.

DIAGNÓSTICO

La causa del asentamiento es el hecho de que la cimentación está apoyada sobre una capa de rellenos de 5.30 m de potencia promedio, formada por materiales arcillosos y areno-arcillosos color marrón, con cascotes color grisáceo, restos de ladrillo y gravas. Este relleno presenta un estado suelto y medianamente compacto susceptible de sufrir asentamientos importantes ante cualquier cambio de sus propiedades (contenido de agua), o de las cargas que lo solicitan.

También influye la existencia de condiciones diferenciales de apoyo debido a las características de los cimientos, con anchos, materiales constituyentes y profundidades variables, además del diseño propio del edificio con torreones adosados y con un semisótano en forma de U, que alcanza las fachadas laterales y la principal.

MÉTODOS RECOMENDADOS PARA EL RECALCE

- BATACHES: ejecución de bataches de 5.30 m de profundidad que salven la capa de rellenos, para lo cual habrán de entibarse las paredes de la excavación.

Se deberán conectar a la estructura grupos de bataches alternativos y suficientes para que no se produzcan daños estructurales ni asentamientos excesivos, ya que la presión de trabajo puede ser elevada.

Inconvenientes: debe asegurarse el contacto entre el cimiento existente y el recalce, ya que la retracción del hormigón, o el descenso del nivel original por la compresibilidad lateral del terreno podría dar lugar a huecos del orden de 1 cm en el plano teórico de contacto. A esto último se suma la dificultad de rellenar correctamente la cavidad creada si se vierte el hormigón por un solo lado.

Para dimensionar el recalce se recomienda una presión admisible de 1 a 1.25 kp/cm².

- MICROPILOTES: pueden ejecutarse con una mínima alteración del terreno y cimentación existentes, ocasionando movimientos muy pequeños y admisibles para la estructura dañada. La maquinaria es ligera y adaptable a las condiciones de obra más difíciles. El coste económico se puede definir a priori y sin sorpresas.

Inconvenientes: la cimentación a recalzar no tiene suficiente canto y resistencia para transmitir las cargas por adherencia. Además, para evitar el riesgo de colapso del terreno situado por debajo de la cimentación, la perforación del taladro debe hacerse sin emplear agua por encima del NF, ni tampoco por debajo de éste. Igualmente y por el mismo motivo, conviene emplear mortero o una lechada de cemento muy viscosas, pues las lechadas fluidas, antes de fraguar, pueden provocar el colapso del terreno bajo las cimentaciones.

Por lo tanto, habría que realizar un encepado de HA conectado con la cimentación existente para evitar el problema de la adherencia.

Ejecución: La disposición geométrica será de 3 micros por zapata aislada como mínimo, y de al menos dos filas para zapatas corridas, al objeto de prevenir excentricidades.. Se recomienda darles una ligera inclinación hacia afuera (unos 15 °), pues ello mejora el comportamiento estructural frente a las cargas horizontales, eliminando flexiones y haciendo que trabajen sólo a compresión o tracción.

Para micropilotes convencionales (vertidos por simple gravedad) se dan los siguientes valores de fricción unitaria:

Profundidad (m)	5.50-10.00	10.00-15.00	15.00-20.00
Fricción unitaria (T/m ²)	3.5	4.5	6.0

- JET-GROUTING: Se realizaría una primera fase de perforación a destroza hasta la máxima profundidad del tratamiento que en este caso se recomienda que sea de 10 u 11 m; en una segunda fase se realizaría la extracción de terreno con inyección simultánea de la lechada de cemento a presión muy alta.

Se recomienda esta técnica por su versatilidad, rapidez y economía, ya que se consiguen columnas de terreno tratadas del orden de 1.5 m de diámetro, que también mejorarían el terreno entre ellas, y que permitirían recalzar los muros exteriores trabajando exclusivamente desde fuera del edificio, sin necesidad de introducir maquinaria en su interior.

PRIMER PROYECTO DE RECALCE

Plazo de ejecución: Septiembre de 1991- Diciembre 1991

Procedimiento: Jet-grouting hasta una profundidad de 11 m

Extensión: se aplicó a toda la cimentación excepto a las pilastras de los patios interiores.

Control: en los partes de inyección se registran la inclinación de los taladros, presión de inyección, velocidad de giro, diámetro de boquilla y velocidad de ascenso, pero no se recogen datos acerca del número de litros inyectados, ni del volumen de resurgencias, que serían de gran utilidad para valorar el comportamiento del suelo ante las inyecciones.

RECONOCIMIENTOS COMPLEMENTARIOS

Antecedentes: Al detectarse movimientos posteriores al recalce, en las zonas tratadas se realizó un reconocimiento complementario consistente en:

- APERTURA DE CATAS de inspección, en las que se detectó lo siguiente:

- 1) La profundidad de la cimentación del edificio es irregular (varía de 1.00 a 1.50 m)
- 2) Las columnas de jet no toman contacto con la cimentación, apareciendo además interrumpidas y con un diámetro menor que el previsto. Además, existe un espesor de suelo no tratado entre la cimentación a recalzar y las columnas de jet.
- 3) Las zapatas presentan el mismo espesor de los muros, no existiendo zarpa.

Posibles causas:

- a) La falta de conexión podría estar motivada por levantamientos que se apreciarían en las fábricas del edificio durante el tratamiento del terreno y que obligaron a interrumpirlo sin llegar a alcanzar los cimientos, para no agravar dicho levantamiento.
 - b) La reducción del volumen de mezcla forzada en el terreno, por el incremento de la velocidad de ascenso de la boquilla aplicadora de la lechada, con la consiguiente reducción del diámetro de la columna (que en algunos casos es de 30 cm en lugar de los 70 proyectados).
- GEOFÍSICA SÍSMICA DE REFRACCIÓN, ensayo que se realiza para evitar el problema de los elementos granulares gruesos en el subsuelo, que suelen interferir con las hincas de los aparatos sacamuestras y standard, incrementando el número de golpes por encima de las correlaciones con la capacidad real de la formación atravesada.

Resultados:

Hasta -5.00 m: terreno flojo, con velocidades de onda de transmisión < 500 m/sg

De -5.00 a -10.00: $800 < v < 1000$ m/sg

De -10.00 en adelante: $1400 < v < 1500$ m/sg

Conclusiones:

A partir de -10.00 m parece existir un suelo natural más compacto. No obstante, estas velocidades son muy similares a las de propagación de ondas de compresión en el agua, por lo que podría tratarse de suelo saturado, de un grado de compacidad similar al del terreno natural situado a profundidad menor de -10.00 m.

La compacidad del terreno situado a profundidad mayor de 5.00 a 7.00 m parece suficiente para asegurar el comportamiento que se preveía para el jet.

Propuesta de intervención:

Refuerzo de cimentación de muros y conexión mecánica en el espacio existente entre cimentaciones y columnas de jet, y recalce de las columnas de los patios interiores que no se realizaron por temor a que se registraran movimientos de elevación como los que se dieron en el resto de la cimentación.

Se recomienda la técnica del tubo manguito dispuesto en abanico para absorber los empujes laterales, comportándose el resultado como un muro de gravedad de terreno tratado.

Para la conexión cemento-jet, se proponen inyecciones armadas desde la solera, que engloben la base del cimiento del muro y una longitud del orden de 3 diámetros de las columnas del jet.

Se emplearían un número de manguitos igual al de las columnas de jet, y se supone que con una longitud de 4 m de tubo se asegura la condición de empotramiento de 3ϕ en el jet.

El objetivo es conseguir en el entorno de las columnas una resistencia admisible en torno a 1.5 kp/cm², inyectando lechadas de cemento estabilizadas con bentonita.

Las pilastras de los patios interiores se inyectarían hasta 10.00 m de profundidad, asegurando un empotramiento de 2.50 m en el estrato de arena limo arcillosa densa, realizando un mínimo de 3 perforaciones por pilastra.

- SONDEO MECÁNICO CON EXTRACCIÓN CONTINUA DE TESTIGO PARALELO AL EJE DE LA COLUMNA con una excentricidad de 0.12 m respecto a su eje.

Resultado:

Perfil estratigráfico compuesto por rellenos hasta 6.60 m de profundidad, y por arcillas marrón rojizas con intercalaciones granulares a partir de ese nivel.

- ENSAYO DE MICROSÍSMICA (no destructivo), para estimar in situ los modelos de deformación en distintos lugares de la cata efectuada, que abarcaba la cimentación inicial y el tratamiento de jet-grouting.

Se utilizaron ondas volumétricas de compresión (ondas P), que son más fáciles de observar y de medir, y por tanto más fiables.

La velocidad de paso de las ondas puede relacionarse con los módulos elásticos de los materiales mediante formulación.

Resultado:

Velocidad = 1000 m/sg en la franja 1, y el valor mínimo de su módulo es del orden de 1/6 de los obtenidos en las franjas 2 y 3; luego no existe cohesión entre los niveles del jet y la cimentación del edificio.

Conclusiones de ambos ensayos:

- 1) El recalce es insuficiente.
- 2) El tipo de jet ejecutado es adecuado para el tramo superior de relleno (hasta 5-6 m de profundidad), que puede asimilarse a un suelo cohesivo muy flojo, pero no así en donde predominan los niveles arcillosos de consistencia rígida a dura.
- 3) Los diámetros de los jets no son de 70 cm como se preveía en proyecto, sino de 40 a 60 cm.
- 4) En cuanto a la morfología del jet, sólo existe una ramificación o lengua significativa, y los bulbos son pequeños y escasos.
- 5) El efecto mejora del suelo es reducido, y se limita al terreno entre dos columnas consecutivas, por lo tanto el elemento resultante de la ejecución tiene un comportamiento asimilable al de un pilote sin armar.
- 6) El material que constituye la base de asiento de los muros de carga, con bajo grado de compactación, cementación casi nula y poco cohesionado, es el que tendría que transmitir la carga de la superestructura a los jets, ya que éstos no conectan con la base de arranque de los muros de carga.

- 7) Para transmitir las cargas a unas columnas de jet de 0.50 m de diámetro, tan sólo contamos con un material de relleno de 2 m de espesor, en el que se aloja una columna de suelo cemento de diámetro 0.25 m.

SEGUNDO PROYECTO DE RECALCE

Antecedentes:

En el año 1996, Patrimonio da luz verde a un nuevo proyecto de recalce que prevé utilizar inyecciones armadas para garantizar la conexión mecánica cimiento-jet, de forma que se aproveche la capacidad de los jets, y que la inversión económica que ha representado su ejecución no resulte totalmente perdida.

Además, se prevé una remodelación de la planta baja y semisótano, con excavación de una nueva planta de acceso, rebajándose la solera original de la cota -2.58 a -5.47, con lo que habrá que adaptar el tratamiento de recalce e introducir un tratamiento adicional de estabilización del terreno en el trasdós de los futuros cortes de vaciado.

Para los muros que conservan su cota de solera, se pretende profundizar 0.50 m bajo los rellenos. En cada uno de los perfiles de tratamiento, paralelos a cada par de columnas de jet e intermedios a éstos, se ha dispuesto un taladro vertical y otro inclinado, con lo que se consigue tratar el cimiento actual y un prisma de terreno, de anchura suficiente en la base para asegurar la transmisión de cargas.

Para las pilastras de los patios, las de los lados se inyectan con 3 tubos manguito de cemento-bentonita, y las de las esquinas con 4, hasta una profundidad de 8.00 m.

En las zonas de vaciado de planta de acceso hasta cota -5.47, se trata un espesor de 4.00 m bajo el nivel de solera, realizando además un proceso de inyección adyacente al corte de vaciado para asegurar la estabilidad del corte vertical.

Durante la remodelación del edificio se demolieron tramos enteros de muros de carga y se sustituyeron otros por pilares aislados en la zona del cuerpo central de acceso al inmueble. Por otra parte, en esa misma zona se dispusieron muros de contención en lugares donde no se había previsto tratamiento del terreno.

La estructura modificada acusaba deformaciones inaceptables y era preciso revisar el refuerzo del terreno ya que las concentraciones de cargas se modificaron con las reformas, mientras que el tratamiento se distribuyó uniformemente bajo las cimentaciones de elementos estructurales que han desaparecido.

Igualmente, había que extender el tratamiento a zonas no tratadas donde se han introducido muros de nueva construcción.

En el año 2000, con las obras muy avanzadas, el edificio comienza de nuevo a hundirse, particularmente la torre central.

OBSERVACIÓN:

- 1) Se comprueba que el muro interior se sitúa excéntrico respecto a los pilares que sustituyen al muro eliminado en planta semisótano, y que reciben toda la carga de las plantas superiores. Este muro se ha adosado al poliuretano proyectado dispuesto sobre el suelo de relleno tratado resultante del vaciado de sótano. El muro recibe en coronación, excéntricamente, la cimentación de los pilares antes mencionados, cimentaciones que apoyan parcialmente sobre el muro, y parcialmente sobre el terreno tratado.

- 2) El terreno detrás del muro, accesible a través de perforaciones realizadas al efecto, se encuentra absolutamente saturado o licuado.
- 3) Los muros de contención manifiestan síntomas de levantamiento de la puntera de la zarpa, debido al hundimiento relativo del talón de muro.

DIAGNÓSTICO:

- 1) La secuencia de muros de contención superpuestos, impermeabilizados en su trasdós y carentes de drenaje posterior, ha generado un represamiento de las aguas abundantes que circulan por la ladera sobre la que se asienta La Normal. La saturación del suelo del trasdós genera, tanto un incremento de presión sobre los muros de contención, como una disminución de la capacidad portante de los suelos que reciben las cimentaciones históricas y las de los propios muros de contención, así como las de los pilares dispuestos en sustitución del muro interior de la crujía de fachada.
- 2) La disposición del poliuretano proyectado entre el terreno y los muros de contención, siendo como es un material compresible, hace que los muros de contención entren en carga sólo cuando el poliuretano alcanza unas deformaciones que crean tensiones de reacción igual a las que recibe. Es decir, que el poliuretano se deforma bajo carga, y por tanto se deforma el terreno que contiene y las cimentaciones que gravitan sobre dicho terreno.
- 3) La secuencia de cargas excéntricas genera momentos en las cimentaciones, las cuales no han sido dotadas del correspondiente arriostramiento que los contrarreste, dando lugar a giros generales.

MEDIDAS CORRECTORAS PROPUESTAS:

- 1) Sistemas de drenaje para evitar el represamiento del agua en el trasdós de los muros de sótano y semisótano. Se propone un dren interceptante longitudinal paralelo a la fachada posterior, y drenes subhorizontales (californianos).
- 2) Recalce de los pilares metálicos de semisótano y columnas de patio, cuyas cimentaciones han cedido por la incompetencia de los muros de contención de sótano y semisótano, unida a la saturación del terreno. El recalce se realizará con pares de inyecciones armadas hasta una profundidad de 10.50 m a contar desde la solera de los patios (para penetrar al menos 0.50 m en el terreno natural), dispuestos de forma que simultáneamente descargue a los muros de contención, que ahora quedarían como meros cerramientos. Además se plantea la construcción de una viga continua de atado de las cimentaciones de las columnas de los patios.
- 3) Respecto al muro de fachada, se propone respetar el muro de hormigón que era el arranque del muro de fachada, hasta una altura de 1.50 m sobre la solera (y que se ejecutó sobre poliuretano proyectado, anulando el efecto confinamiento del terreno) y recalzar la fachada mediante micropilotes realizados con la misma tecnología de inyección armada, a fin de evitar "puntos duros" diferenciales con el resto del edificio. Para ello se disponen pares de micros embocados a nivel de la planta de semisótano, tanto exterior como interiormente, de manera que atraviesen aproximadamente 1.50 m de fábrica propiamente dicha., a la cual se anclarán por fuste, alcanzando la cota - 11.50 m respecto al nivel actual de los patios. Además se disponen muros de hormigón armado como revestimiento de las partes de relleno tratado del muro de fachada que quedasen a la intemperie.

- 4) Dado que el muro exterior e la crujía de fachada descansaba excéntricamente sobre los dinteles del pórtico metálico del semisótano, se propuso disponer pares de vigas perpendiculares a dicho pórtico y al muro de contención contiguo, de manera que simultáneamente se recogieran las cimentaciones que aparecían vistas en el techo del semisótano, y se atara en cabeza el mencionado muro, de forma que también se contrarresten los empujes que en este punto provocaban al muro las columnas de patio que gravitan sobre él. Además, para paliar los movimientos de la zarpa del muro de semisótano, se propuso arriostrar las cimentaciones contiguas de los pilares del pórtico metálico que recibió el muro posterior de la crujía de fachada, y la zarpa, mediante vigas losa de hormigón armado, dispuestas de forma que simultáneamente arriostren la coronación del muro de sótano.

ELECCIÓN DEL SISTEMA DE RECALCE

En el primer informe geotécnico realizado se advertía que la cimentación a recalzar no tenía suficiente canto y resistencia para transmitir las cargas por adherencia, y que además, para evitar el riesgo de colapso, la perforación del taladro debería realizarse sin utilizar agua. Pero ahora, estos inconvenientes habían desaparecido, ya que el terreno situado bajo la cimentación había sido anteriormente inyectado a presión con lechada de cemento (por lo que no colapsa) hasta alcanzar una competencia suficiente para ejercer de muro de carga, duplicándose así la longitud de anclaje del micropilote, al realizar éste desde el suelo del semisótano.

Se plantea alcanzar un estrato homogéneo que no haya sido afectado por operaciones anteriores. Simultáneamente se plantea también la necesidad de que dicho estrato no constituya un “punto duro”, ya que si así fuera se generarían comportamientos excesivamente diferentes entre las partes recalzadas y las que se van a recalzar.

Se selecciona el estrato que aparece a partir de los 10.50 m (12.00-12.50 m desde el patio), que presenta valores de N crecientes con la profundidad, siendo $N= 25$ a -15.00 m, y $q_u=3.0$ kp/cm² a -12.00 m., lo que corresponde a compacidad densa y consistencia dura.

NUEVOS RECONOCIMIENTOS COMPLEMENTARIOS

El estudio geotécnico existente, establecía la profundidad de los rellenos en 5.30 m, mientras que los dos únicos sondeos realizados en el interior del edificio, la potencia de éstos es de 7.50 y 7.80 m. Esta circunstancia genera una desconfianza que lleva a realizar nuevos ensayos para descartar otras causas adicionales de hundimiento que quedasen enmascaradas bajo el conjunto de circunstancias anómalas que en la obra concurren.

Los ensayos propuestos fueron los siguientes:

- 1) ENSAYO DE CARGA de un micropilote o grupo de micropilotes para establecer el diagrama tensión-deformación, asientos bajo distintos niveles de carga y carga de hundimiento a largo plazo, para lo cual se realizarían ciclos de carga-descarga.
- 2) PRUEBA DE ADHERENCIA de un micro a la parte de muro, cimentación y suelo tratado donde se proyecta anclarlos.
- 3) EJECUCIÓN DE 4 SONDEOS EQUIPADOS CON TUBERIA PIEZOMÉTRICA para controlar la evolución de los niveles freáticos. Estos deberían mantenerse libres de lechada en el caso de que se ejecutaran inyecciones próximas.
- 4) ENSAYOS TIPO DOWN-HOLE con técnicas geofísicas, para detectar la situación de los blandones a los que se aludía en el primer estudio geotécnico. Además, al tratarse de

terreno inyectado, en el que se habrían producido “lenguas” de lechada de cemento, se necesitaba emplear este tipo de técnicas geofísicas (Cross-Hole y Down-Hole), mediante las cuales se puede obtener, sin interferencia de la fracción gruesa del terreno y de las lenguas de inyección (que afectan al resultado del lado de la inseguridad), la variación en profundidad del módulo Gd (módulo dinámico de rigidez transversal), que nos conduce al conocimiento del módulo de deformación longitudinal del terreno para los suelos tratados y no tratados.

- 5) NIVELACIONES DE PRECISIÓN: instrumentación mediante la colocación de soportes metálicos mecanizados, firmemente unidos al elemento de obra cuyo desplazamiento se trata de cuantificar. Posteriormente se procede a la determinación de la cota del mismo, mediante la colocación de una mira de invar fijada al alojamiento realizado en el perfil. En la mira se reproduce un código de barras que es leído por el dispositivo óptico del instrumento de medida, quedando registrado en la memoria del aparato para su posterior volcado y tratamiento con el software de cálculo correspondiente. La medición se realizó con un nivel digital NA 3003 de Leica. Se efectuaron 3 mediciones con 15 días de diferencia entre ellas.
- 6) INFORMES TÉCNICOS DE DIAGNÓSTICO: según el informe redactado por D. José M^a Jiménez Ortiz, Catedrático de Mecánica del Suelo y Cimentaciones de la ETSA de Madrid, no es justificable que en el proyecto figure la comprobación de las cuñas de terreno tratado como si se tratase de muros de contención, estimando una seguridad suficiente tanto a vuelco como a deslizamiento, ya que es discutible la hipótesis de que la inyección crea muros monolíticos, y que los empujes del terreno actúan sobre un paramento inclinado continuo en el trasdós. Una cosa es que, con las inyecciones, mejore la resistencia media del terreno, y otra que el terreno quede homogéneamente inyectado. De hecho, las catas demostraron que existen zonas impregnadas de lechada y otras en las que el relleno continúa suelto. Por tanto, es posible que los empujes actúen de forma distinta a la supuesta.

Además, El proyecto contemplaba el refuerzo previo del terreno bajo los cimientos originales mediante inyecciones armadas. Posteriormente debían prolongarse los cimientos hasta la profundidad deseada mediante bataches rellenos de hormigón. Esta solución no estaba exenta de riesgo, ya que la baja resistencia del cimiento podía no ser capaz de puentear el vano creado por los bataches. Por otra parte, se desaprovechaba una parte importante del terreno tratado con inyecciones.

Ante el buen aspecto del frente excavado, La Dirección Facultativa decidió no excavar bajo los cimientos y únicamente proteger el paramento expuesto mediante un muro-forro de hormigón, interponiendo entre ambos una capa de espuma de poliuretano para mejorar la estanqueidad.

El hundimiento de la torre central se justifica por la concentración de cargas al pasar de muro corrido a pilares metálicos en la planta inferior, lo que habría aumentado localmente la presión en la base del cimiento, traduciéndose en un incremento de presiones horizontales en el muro.

El 15 de Noviembre de 2000 se inicia el tratamiento de inyección armada en la torre central, bajo la dirección del arquitecto Emilio Yanes Bustamante.

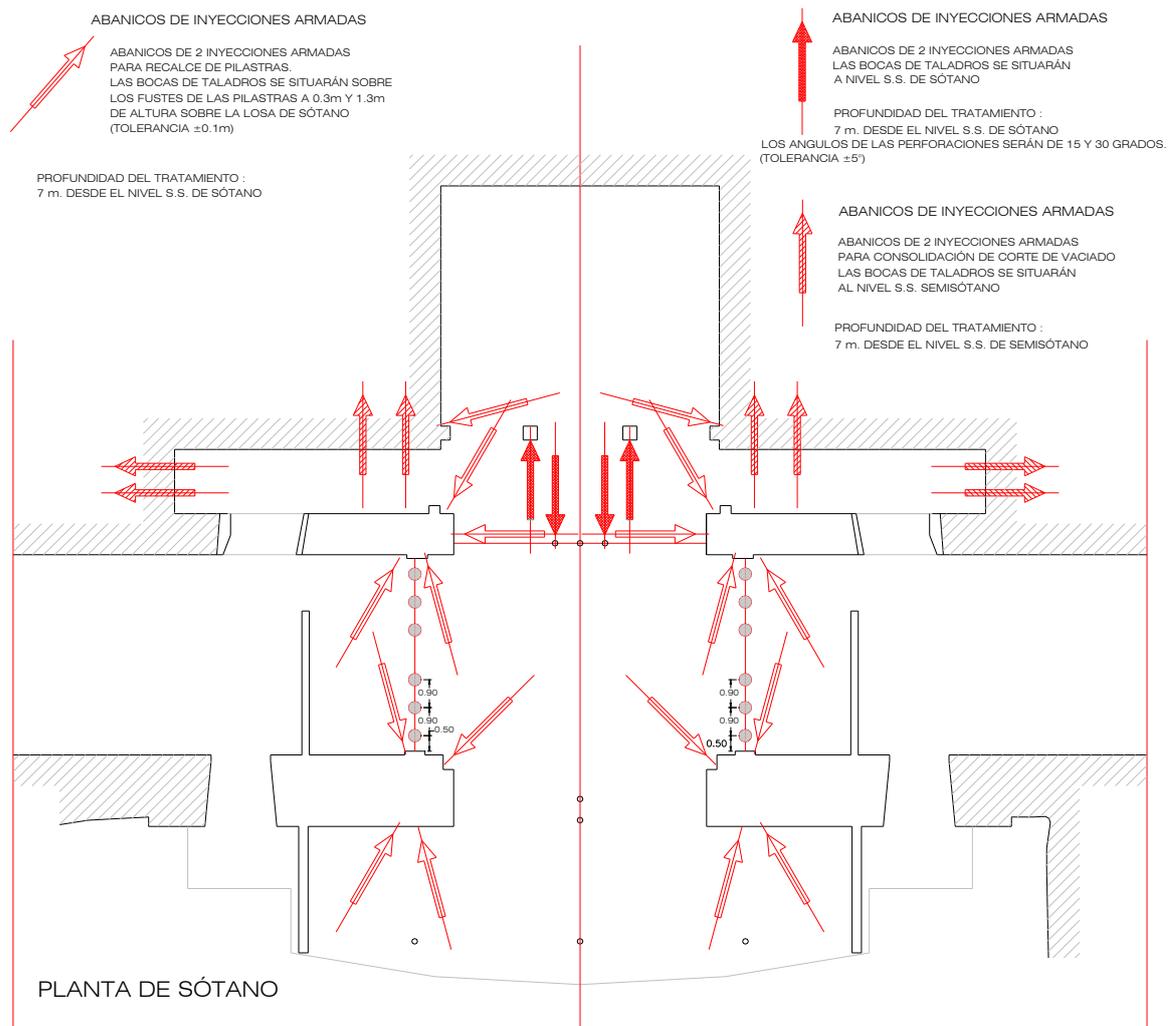


Ilustración 70. Situación de las inyecciones en la Torre central.

SEGUNDO ESTUDIO GEOTÉCNICO

- Objetivo: comprobar la verdadera naturaleza del terreno en niveles profundos.

TRABAJOS DE CAMPO

- 16 sondeos con extracción continua de testigo hasta una profundidad comprendida entre los 20.00 y los 50.20 m
- 126 ensayos SPT en sondeo
- 112 extracciones de muestras inalteradas y testigos parafinados en sondeo

ENSAYOS DE LABORATORIO

- 23 análisis granulométricos por tamizado
- 23 determinaciones de Límites de Atterberg
- 20 determinaciones de Humedad Natural

- 13 ensayos de Compresión Simple
- 9 ensayos de Corte Directo
- 11 ensayos Edométricos o de consolidación

NIVELES DE TERRENO DETECTADOS

Nivel 1: Rellenos (de 0.00 a -1.00/8.50 m). Arena limosa marrón parda con bolos de grava y restos de obra.

Nivel 2: Aluvial (de -1.00/-8.50) a (-20.00/50.20) m. Alternancia de arcilla, limo, grava y arena marrón o marrón rojiza. Se trata de depósitos de llanura de inundación con tramos de grava y arena de 1.00 a 2.00 m, intercalados con tramos de más espesor, del orden de 2.00 a 8.00 m, de arcillas y limos arcillosos.

En algunos tramos se registra la presencia de nódulos carbonatados que indican periodos del Cuaternario, con déficit de humedad.

ELECCIÓN DE LOS ENSAYOS

- 1) Dado el carácter de suelo fino que presentaba el terreno, se realizaron ensayos por métodos indirectos, utilizando los criterios de Chen (1965, Vijayverjiya y Ghazzaly (1979)... De ellos se deduce que se trata de un nivel con Grado de Expansividad Bajo.
- 2) De los ensayos de compresión simple, y con los criterios de la NTE-CEG/1975, se deduce que se trata de un nivel de consistencia media-firme, con intercalaciones en profundidad (bajo el NF) de tramos cohesivos blandos.
- 3) Para conocer la cohesión y el ángulo de rozamiento interno se realizaron ensayos de corte directo.
- 4) Para el cálculo de asentos, se realizaron ensayos edométricos de consolidación y de inundación bajo carga, con los que se dedujeron el índice de hinchamiento, índice de compresión e índice de poros.

CONCLUSIONES

La potencia de los rellenos se sitúa entre los 7.05 y 8.50 m (2.00-3.50 m más de lo expuesto en el anterior geotécnico), por lo que las inyecciones armadas ejecutadas de 6.00 a 8.00 m de profundidad habrían quedado sobre suelo alterado de contacto entre el relleno y el suelo natural.

El terreno no mejora con la profundidad, por lo que los jet-grouting que se ejecutaron con 11.00 m de profundidad para superar los 10.50 m donde se suponía que el terreno mejoraba, serían insuficientes. El terreno no solamente no mejora con la profundidad, sino que empeora, presentando estratos incompetentes entre los 19.00 y 22.00 m (zona afectada por el NF), o entre los 25.00 y 30.00 m, con SPT de 4 golpes, e incluso a los 47.00 y 48.00 m, con un golpeo de 8.

El primer geotécnico daba una carga de hundimiento de 75 T, y el segundo arroja un valor de 46 T, con lo que el dimensionado de los micropilotes inyectados sería erróneo.

Se ha ignorado la presencia de un estrato de limos reblandecidos comprendido entre los 1.00 y los 15.00 m de profundidad, con valores de SPT de 4 ó 5 golpes.

También se ignora que se trata de suelos subconsolidados, y por tanto sensibles a los incrementos de tensión transmitidos por los recalces. Estas cargas provocan la consolidación y consiguiente asiento de los estratos inferiores.

TERCER PROYECTO DE RECALCE

OBJETIVOS DE LA INTERVENCIÓN

- Garantizar la capacidad portante (carga de hundimiento) de los recalces realizados.
- Contrarrestar los asientos debidos a la presencia de suelos deformables bajo los recalces.
- Rigidizar las cimentaciones para garantizar un comportamiento homogéneo de los distintos cuerpos de edificación (áreas sin sótano, con sótano, o con dos sótanos).

TRATAMIENTO

- Inyecciones de mezclas estables de cemento-bentonita, que garanticen la resistencia al hundimiento de los recalces realizados y la consolidación (indeformabilidad) de los estratos afectados por las cargas.
- Para impedir que se transmitan cargas nuevas a suelos compresibles, se plantea realizar un tratamiento anulando la capacidad de las armaduras tubulares de las inyecciones para transmitir cargas por debajo de la profundidad necesaria para garantizar la resistencia frente al hundimiento.
- Para rigidizar las cimentaciones de los distintos cuerpos de edificación, se crea una retícula de vigas dispuestas de manera que vincules los recalces realizados a la estructura muraria.
- Se descarta el empleo de losa de cimentación para no transmitir cargas novalas a los suelos compresibles bajo los rellenos. Esta solución se plantea para los cuerpos sin sótano y con un sótano. Para los cuerpos con dos sótanos la rigidización se confía a las estructuras murarias, realizadas y por realizar, de hormigón armado.

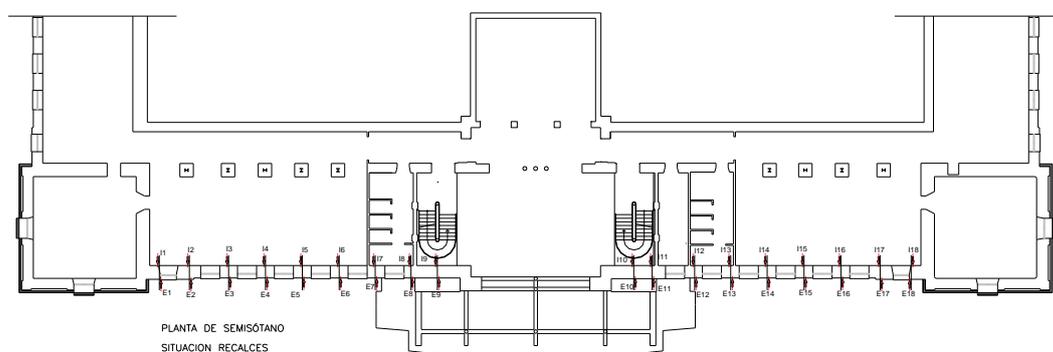


Ilustración 71. Situación de las inyecciones en la fachada principal.

En febrero de 2009 comienzan las primeras pruebas de inyección para la ejecución del recalce. El resultado hasta el momento presente ha sido satisfactorio.

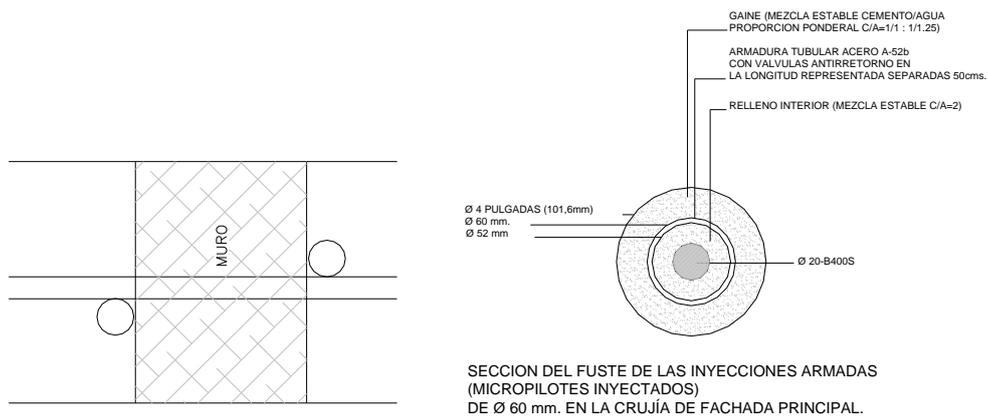


Ilustración 72. Sección de las inyecciones armadas ejecutadas.

El caso de La Normal merece especial atención, tal y como se dejará patente en el apartado 5.3.2., debido a que conlleva las siguientes aportaciones:

En cuanto a suelo, se describe un tipo hasta ahora no detectado en Andalucía: las arcillas sensitivas o rápidas del Pleistoceno.

En cuanto a tecnología, se idea un nuevo sistema constructivo: las inyecciones con tubo manguito dotadas de fusibles que cortan la transmisión de las cargas a capas más profundas de suelo que no poseen capacidad portante.

5.3.1.2 RESIDENCIA GERIÁTRICA DE LINARES (JAÉN). ÁREA DE VÁLIDOS.

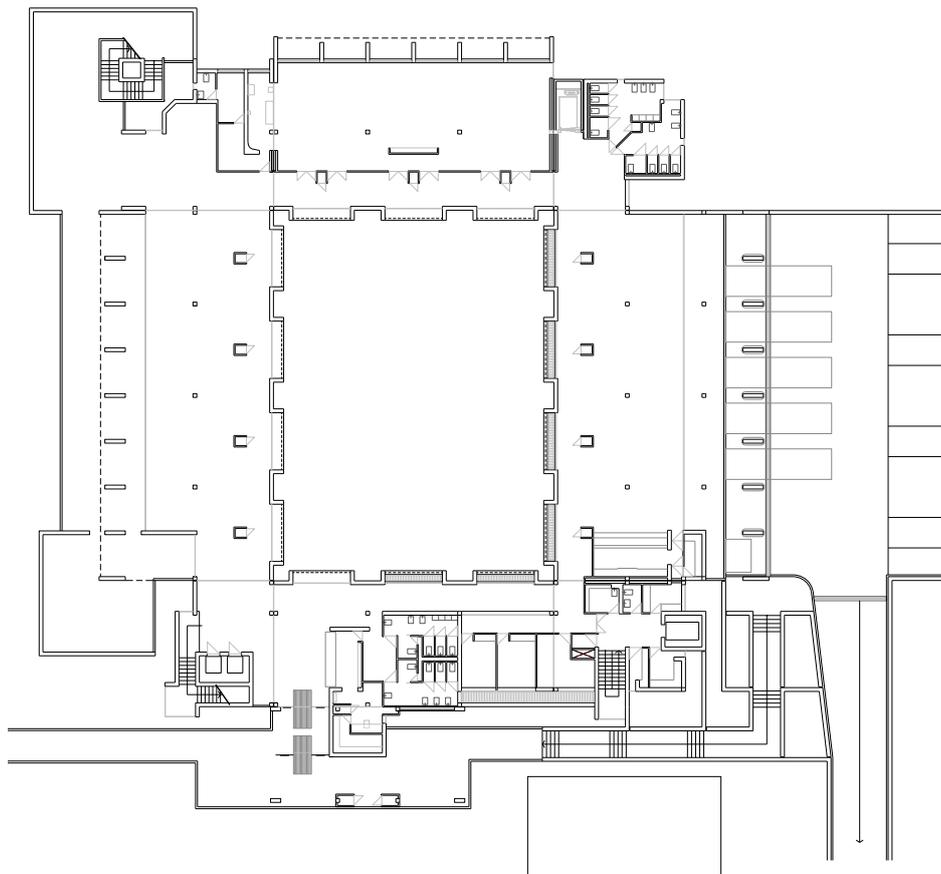
RESIDENCIA MIXTA PARA PERSONAS MAYORES DE LINARES (JAÉN). ÁREA DE VÁLIDOS.

PRIMERA CONSTRUCCIÓN: 1976.

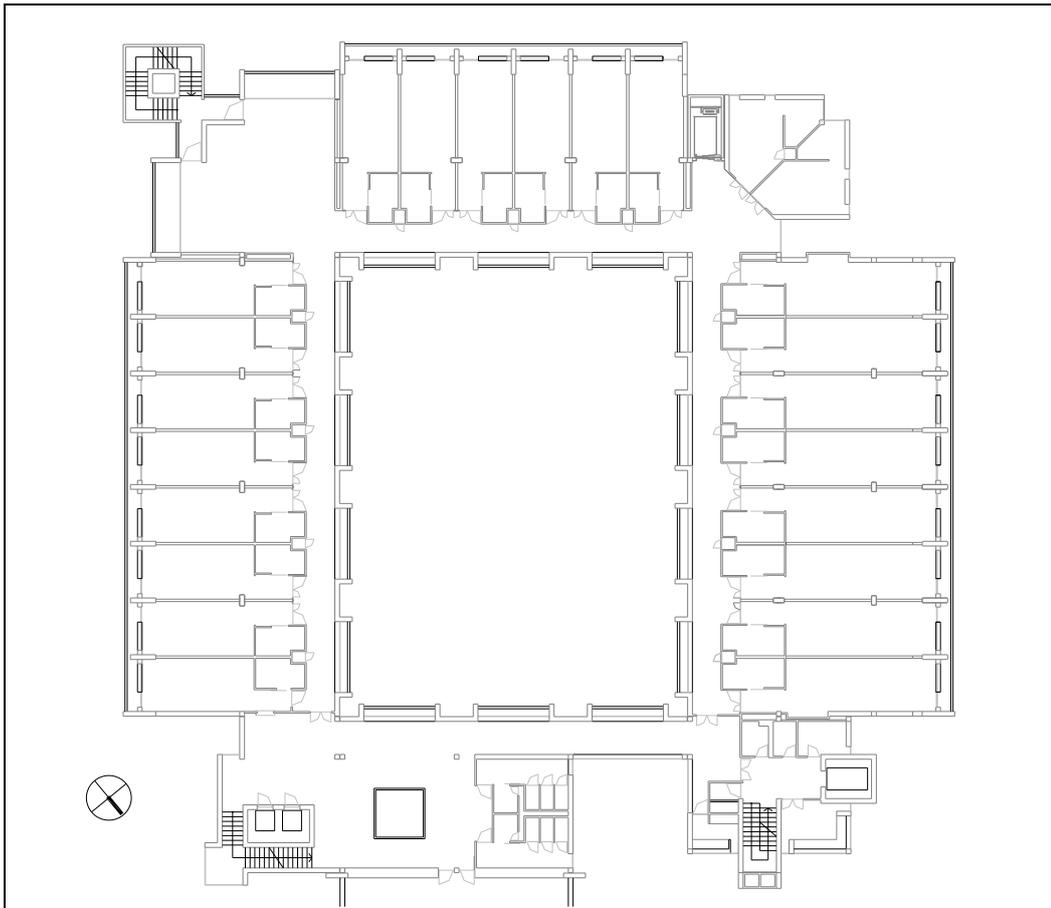
PROYECTISTA: ANTONIO ESPINOSA MARÍN

Construida como geriátrico, la residencia es la de mayor superficie destinada a este uso, que existe en Andalucía.

El edificio es de planta cuadrada, y se desarrolla en 7 plantas.



PLANTA BAJA



PLANTA TIPO



TORRE DE ESQUINA

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

<p>Construido sobre una pendiente, se asienta sobre arcillas expansivas.</p>
<p>ESTRUCTURA:</p> <p>La estructura es de hormigón armado, con forjados reticulares de casetón recuperable de canto 35 cm, con capiteles y pilares apantallados (salvo algunos de sección cuadrada) que se amplían hasta constituir auténticas pantallas. Luces de 6.00 a 7.20 m.</p>
<p>CIMENTACIÓN:</p> <p>Zapatas de hormigón armado de planta cuadrada o rectangular que se transforman en zapatas continuas bajo las pantallas del cuerpo destinado a zonas comunes.</p> <p>La cimentación es continua en todo el edificio, de manera que los cuerpos afectados por desplome comparten cimentación con los cuerpos ortogonales adyacentes. Además, la cimentación de la torre de los aseos es colindante con un cuerpo dotado de sótano, cuya cimentación se sitúa en un plano inferior.</p> <p>Las zapatas aisladas se arriostran mediante vigas dispuestas en dos direcciones que se unen a enanos cuyas dimensiones en sección superan a las de los pilares en 20 cm por cada uno de sus cuatro lados. Las riostras se aíslan del terreno mediante láminas de poliestireno expandido de 2 cm de espesor, por lo que se deduce que el arquitecto autor del proyecto conocía la expansividad del suelo.</p> <p>En planta baja, el suelo se apoya en una solera ejecutada sobre subbase de áridos gruesos de 40 cm de espesor. Dicha solera se proyecta aislada de los soportes y las pantallas mediante juntas que los rodean.</p>
<p>ANTECEDENTES:</p> <p>En 1989 el IASS encarga un Proyecto de Conducción y Tratamiento de Aguas residuales para el edificio. El objeto era resolver el problema de saneamiento, regulación y reutilización de aguas residuales para riego. No obstante, la aportación de agua residual era superior a la necesaria este uso. La balsa existente, con capacidad para 3450 m³ se desbordaba con las aguas pluviales ocasionando la inundación de los predios inferiores, por lo que se proyectó una balsa mayor, con capacidad para 5000 m³.</p>

PRIMER RECONOCIMIENTO

En 1999, el cuerpo de esquina, donde se ubicaban los aseos, presenta un desplome en ambas direcciones, en relación con los dos cuerpos contiguos del mismo ala. Ello llevó a realizar un primer reconocimiento preliminar para determinar la dimensión del problema.

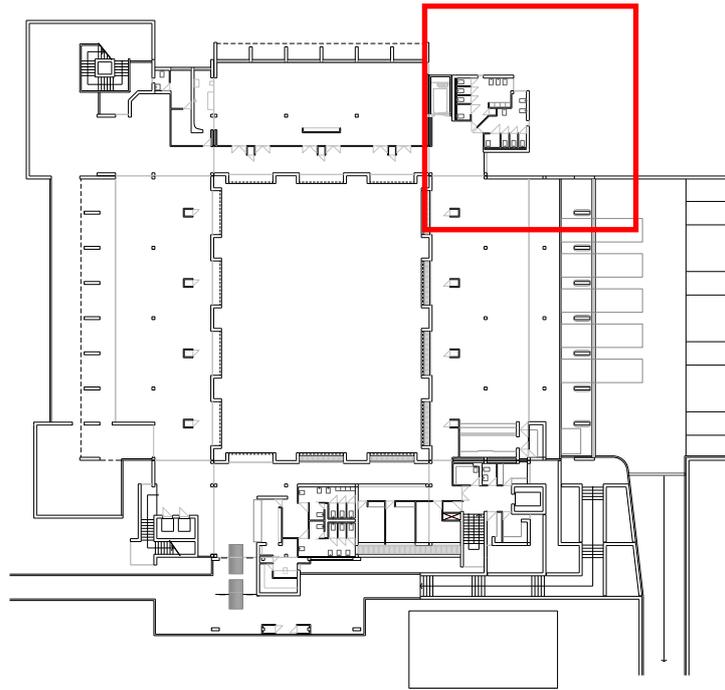


Ilustración 73. Ubicación del cuerpo de esquina afectado.

Se realizaron las siguientes operaciones:

- 1 sondeo rotativo a 20 m de profundidad.
- Instalación de pares de puntos fijos (clavos topográficos) en los pilares de las juntas de dilatación, que permitieran leer las separaciones en planta superior y antepechos de cubierta mediante un calibre o pie de rey. Así se podían realizar lecturas al final de los distintos periodos estacionales para conocer el efecto de los cambios de humedad en el suelo arcilloso portante.
- El desplome se acusó tras el verano del 2000, por lo que se efectuaron catas con retroexcavadora con el fin de determinar si debajo de la cimentación de hormigón armado se había dispuesto algún tipo de mejora de suelo o zapata de hormigón en masa.
- Se realizaron otros tres sondeos interceptando la cimentación con el fin de extraer también probetas de hormigón para ensayarlas a compresión.

PRIMER ESTUDIO GEOTÉCNICO

Encargante: Instituto Andaluz de Servicios Sociales

Fecha: Noviembre de 2000

Ámbito Geológico: se sitúa al SE de Linares, sobre los materiales de la Depresión del Guadalquivir de la Edad Miocena, constituidos por margas grises, y arcillas margosas amarillentas, dispuestas en potentes bancos masivos y homogéneos de hasta 30 m de potencia.

Su disposición tectónica es básicamente horizontal, pero los deslizamientos de las margas en las superficies de ladera, han transformado su primitiva disposición. La abundante porción

arcillosa del suelo la hace poco permeable y con gran capacidad de retención de agua, provocando inestabilidad de laderas, desplomes y flujos de arcillas.

TRABAJOS DE CAMPO

- 3 sondeos a rotación a 20 m de profundidad con extracción de testigo continuo y muestras inalteradas, con instalación de tubería piezométrica para medir el NF.
- 1 sondeo a rotación para reconocimiento del hormigón en zapatas.
- 4 calicatas mecánicas para reconocimiento del tipo y profundidad de la cimentación.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron sobre 7 muestras tomadas a distintas profundidades.

- Granulometría: predomina la fracción fina (% superior a 98.5-99.0%)
- Límites de Atterberg: arcillas de alta plasticidad (LL = 55.2-66.25%; LP = 30.5-35.4%)
- Humedad Natural: inferior al Límite Plástico, lo que confirma un suelo arcilloso margoso de consistencia alta.
- Ensayos de Compresión Simple: dan, sin embargo, una resistencia muy variable (de 0.58 a 6.93 kg/cm²), lo que refleja el alto grado de fracturación del terreno, y su consiguiente reblandecimiento por absorción de agua.
- Ensayos de Corte Directo: arrojan ángulos de rozamiento interno de 37.4 a 41.9, discordantes con la naturaleza predominantemente arcillosa del terreno, pero que reflejan la estructuración de partículas de arcilla en unidades más gruesas, como corresponde a un suelo margoso cementado, responsables de aportar una pseudotextura gruesa que incrementa el ángulo de fricción.
- Cohesión: se obtienen valores bajos (0.01 a 0.25 kg/cm²), por la fisuración y microfisuración de la marga arcillosa.
- Presión de Hinchamiento: medida en edómetro a 3.30 m de profundidad, no es considerable (0.88 kg/cm²); sin embargo, el contenido de humedad, claramente situado bajo el límite plástico, hace pensar que este material rígido puede fracturarse acusadamente por desecación.
- Rotura a compresión simple: realizado con muestras tomadas a cota 2.40 a 2.80 m. Se obtienen resultados de 90.5 a 115.8 kg/cm².

CONCLUSIONES SOBRE EL SUELO

Se aprecian 2 niveles estratigráficos:

- NIVEL 1 (de 0.00 a -1.00/2.20 m)

Rellenos limo-arcillosos con cantos, plásticos y restos de hormigón.

- NIVEL 2 (de -1.00/2.20 m a fin de sondeos: -20.00 m)

Margas verde-grisáceas con niveles centimétricos de arcillas blandas.

Resistencia a compresión a profundidad -3.80 a -6.50, de 0.6 a 1.9 kg/cm². A partir de esas profundidades se obtiene rechazo, lo que implica terrenos muy firmes a duros.

Existen zonas muy localizadas de terreno reblandecido o con niveles centimétricos de arcilla blanda.

En las calicatas se aprecia la existencia de zapatas con su base superior a una profundidad de 2.30 a 2.50, con espesor de 90 cm y 2.00 m de anchura, y con una zarpa respecto al pilar existente de 60 cm.

DIAGNÓSTICO Y TRATAMIENTO

- Hundimiento por retracción del subsuelo por la desecación resultante de periodos prolongados de sequía.
- Necesidad de redistribuir cargas, en razón de los niveles reblandecidos intercalados en suelos duros.
- Se estima recomendable proceder a la estabilización y mejora del terreno por la técnica de inyecciones armadas, hasta una profundidad de 10.00 m.
- Una vez realizado el refuerzo, durante el tratamiento de los niveles más próximos a cimentación, podrá realizarse una cierta compensación de los asientos, con el fin de mejorar el estado y funcionalidad de la construcción.

RECONOCIMIENTO Y ESTUDIO PATOLÓGICO DE LA LADERA

Autor: Emilio Yanes Bustamante. Arquitecto.

Encargante: Instituto Andaluz de Servicios Sociales.

Fecha: Octubre de 2001.

CAMPAÑA GEOFÍSICA

- Método de las Calicatas Eléctricas en el interior del edificio, y por tanto, con presencia de elementos constructivos. Se realizaron 3 calicatas de 90, 45 y 40 m de profundidad.
- Método de la Prospección Sísmica de Refracción en zonas exteriores libres de interferencias. Se realizó un perfil geofísico de sísmica de refracción.

CAMPAÑA GEOTÉCNICA

- 4 sondeos a rotación (tres a 40.00 m de profundidad y uno a 20.00 m), con extracción de testigo y toma de muestras inalteradas.
- Colocación de tuberías piezométricas a 3 sondeos para detectar el NF.
- Colocación de tubería inclinométrica a 3 sondeos para controlar posibles movimientos debidos a la inestabilidad de la ladera, y determinar, en su caso, la situación de las superficies de deslizamiento.
- 2 prospecciones para reconocer la cimentación.

REULTADOS DE LOS SONDEOS

Se aprecian dos niveles estratigráficos:

NIVEL 1: (de 0.00 A -0.60/-3.50 m) Rellenos arcillosos y arenosos con cantos y gravas.

NIVEL 2: (de- 0.60/-3.50/-40 m) Margas grises y ocres del Mioceno con pequeños niveles centimétricos de arcillas plásticas y húmedas.

La toma de muestras para ensayos de laboratorio se efectúa hasta una profundidad máxima de 5.00 m, por ser ésta la máxima potencia de la capa activa (para detectar posibles problemas de expansividad) de los suelos andaluces. Se obtienen unos valores de:

% pasa por t-200	LL	LP	I _p
97.88	56.84	24.16	32.68

Estos valores corresponden a una arcilla (margas) con potencial de expansividad entre Alta y Muy Alta.

De los Ensayos Edométricos, realizados entre -3.70 y - 4.30 m de profundidad, se desprende una Presión de Hinchamiento > 2 kg/cm², y que después de someter a la muestra a una presión de 16 kg/cm², ésta recupera su tamaño inicial, de manera que el hinchamiento es capaz de contrarrestar el asentamiento producido por dicha tensión.

De las Curvas de Consolidación se desprende que, en ausencia de agua, las muestras asientan bajo una tensión de 2 kp/cm², mientras que en presencia de agua, y bajo la misma tensión, las muestras hinchan claramente. En conclusión, la presión de hinchamiento de las arcillas es claramente superior a 2 kp/cm².

Analizando y comparando la Humedad Natural de las muestras con la humedad correspondiente a su Límite Plástico, vemos que en algunos casos, la natural supera al LP, por lo que estas arcillas son aptas para el moldeo, y por tanto, fácilmente deformables.

De los sondeos, obtenemos intercalaciones centimétricas de arcillas plásticas blandas y húmedas en el entorno de los 19-20 m de profundidad, esto es, precisamente en la base del talud. Igualmente se detectan intercalaciones blandas a otros niveles.

RESULTADO DE LOS ESTUDIOS GEOFÍSICOS

- Ensayo de Calicatas Eléctricas:

El espesor investigado es de 15 m, obteniéndose valores de 1 Ohm m a 1942 Ohm m.

Al haber tanta diferencia, se eligen para el trazado de las curvas intervalos de crecimiento logarítmico.

Teóricamente se trata de un suelo homogéneo formado por margas azules miocenas, por lo que contrasta tanta variación. Hay que suponer que las variaciones de conductividad existentes obedecen a la presencia de zonas húmedas diferencialmente y, tratándose de margas azules, probablemente reblandecidas.

Los valores más altos de resistividad corresponden a terrenos poco conductivos, probablemente secos, y por lo tanto con mayor grado de resistencia. Se trata de margas azules firmes y duras.

Los escasos valores detectados en el bloque norte, corresponderían al sustrato más sano del ala interior del edificio, en tanto que el bloque sur se encuentra separado del norte por un área de margas reblandecidas y húmedas.

Se puede pensar pues, que existe una línea de rotura de trazado circular en las margas azules miocenas que es la causante de los movimientos del terreno.

- De la Sísmica de refracción:

Existe un primer nivel de rellenos flojos con velocidad de propagación de 457 m/sg con un espesor medio de 2.30 m. Po debajo se extiende una capa de velocidad 1123 m/sg hasta una profundidad de 13.00 m, correspondiente a un estrato de margas azules alteradas que forman un terreno medianamente denso. En la parte sana de las margas azules se detecta una velocidad de propagación de 2451 m/sg, constituyendo un terreno muy denso.

Adicionalmente, se detectan grandes cambios de humedad.

LECTURAS INCLINOMÉRICAS

Se toman 4 lecturas en un periodo de 1 año y 4 meses, en los que se acusan movimientos en toda la profundidad reconocida (40.00 m). Aparecen picos acusados hasta 6.00 m de profundidad. Se repiten estos picos entre los 14.00 y los 16.00 m de profundidad. Sólo uno de los sondeos manifiesta movimientos hacia la ladera hasta una profundidad de 6.00 m. En cambio, los movimientos a 14.00-16.00 m no se transforman en deslizamientos en dirección a la ladera, e incluso los movimientos a 20 .00 m corresponden a movimientos en sentido opuesto al talud.

Estos movimientos en sentido opuesto podrían explicarse en relación con los efectos que una cuña de deslizamiento produce en el entorno de su cabecera, pero en este caso no se justifica, ya que de existir cabecera, ésta debería afectar a la edificación situada sobre ella, cosa que no ocurre. Por eso se considera que estas deformaciones están claramente relacionadas con las intercalaciones blandas detectadas en los sondeos, y con los intensos cambios de humedad puestos de manifiesto por la geofísica y evidenciados por las mismas lecturas inclinométricas, ya que el taladro ha discurrido por aguas fétidas en todos los sondeos.

CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

Se realiza un modelo matemático de talud y sobre él se efectúan 3 cálculos:

- El 1º sin NF y sin cargas del edificio. Se obtiene un coeficiente de seguridad de 1.706.
- El 2º con el NF a -13.00 m y sin cargas. Se obtiene un coeficiente de 1.480.
- El 3º con el NF a -13.00 m y la carga del edificio. Coeficiente igual a 1.382.

CONCLUSIONES

La ladera de referencia presenta unas características litológicas (intercalaciones centimétricas de arcillas plásticas blandas y húmedas), geotécnicas (bajos valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno en dichas intercalaciones), geofísicas (bajas velocidades de propagación de la onda sísmica y baja resistividad hasta profundidades medias de 13.00 m) que la hacen potencialmente inestables.

Sin embargo, las lecturas inclinométricas no manifiestan movimientos sostenidos en dirección a la ladera, salvo a una profundidad de 6.00 m y en sólo un sondeo.

Los cálculos realizados confirman la estabilidad del talud (coeficiente de seguridad aceptable) siempre que el NF se mantenga por debajo de los 13.00 m.

El 8 de Noviembre de 2001 se dan por concluidas las OBRAS DE EMERGENCIA de recalce de la cimentación por desplome de tres cuerpos del edificio.

PRIMER INFORME DE PATOLOGÍAS

Encargante: Instituto Andaluz de Asuntos Sociales.

Arquitecto redactor: Emilio Yanes Bustamante.

Fecha: Enero de 2003.

PATOLOGÍAS OBSERVADAS

- Aparecen desplomes en tres cuerpos de la edificación.
- Deterioro del sellado de juntas de dilatación en cubierta, con pérdida de estanqueidad.
- Daños en los cerramientos de fachada, zonas de pavimento, y falsos techos en las zonas de juntas.
- Ligeros desniveles entre los pavimentos en las zonas de juntas, más acusados en planta baja.

RESULTADOS DE LAS CALICATAS REALIZADAS

Aparecen los siguientes niveles estratigráficos:

- NIVEL 1: rellenos heterométricos arcillosos con gravas y resto de ladrillo (de 0.00 a -1.20 m).
- NIVEL 2: Arcillas y margas grisáceas y ocreas del Mioceno, muy fracturadas y deleznales con algunos nódulos calizos y pequeños niveles centimétricos de arcillas arenosas (de -1.20 a -1.80 m).
- NIVEL 3: arcillas y margas ocreas con algunos nódulos calizos, abigarradas (a partir de -1.80 m). En este nivel se apoyan las cimentaciones.

Plano de asiento de la cimentación: -3.20 m.

No existe mejora del terreno, ni zapata de hormigón en masa, en el cuerpo intermedio de habitaciones. En la torre se aseos, la más afectada, la cimentación es escalonada, apoyándose la zapata de hormigón armado en otra de mayores dimensiones de hormigón en masa.

DIAGNÓSTICO

De los cálculos realizados se desprende que la distribución de tensiones de contacto cimentación-terreno está considerablemente equilibrada, de manera que no puede atribuirse el desplome de los tres cuerpos de edificación a una disposición excéntrica de la distribución de tensiones, esto es, que la causa del vuelco no es debida al edificio propiamente dicho, sino al comportamiento del suelo sobre el que se asienta.

En el caso de los tres cuerpos desplomados, se da la circunstancia de que el terreno, interiormente, tiene controlados los cambios higrométricos gracias a la urbanización de que es objeto la zona de patio, lo que no ocurre en el perímetro exterior de los cuerpos desplomados, donde la edificación entra en contacto directo con el terreno desnudo circundante, sin protección alguna de acerado.

Esto, unido a la topografía del terreno, en pendiente hacia la edificación, concentra el agua de lluvia directamente sobre las cimentaciones exteriores. El agua se evapora en la época seca a

través del nivel de rellenos y de arcillas fracturadas, con la consiguiente desecación de las arcillas infrayacentes sobre las que se apoya la cimentación, retrayéndose éstas y provocando el descenso de la cimentación.

Durante el periodo húmedo, el terreno superficial fracturado propicia una rápida humectación, favorecida por la topografía en ladera. Las arcillas expansivas comienzan un proceso de hinchamiento que se frustra bajo las tensiones considerables transmitidas por el edificio, y que, llegado el caso de un incremento excesivo de humedad, favorecerían el colapso de las arcillas dando lugar a nuevos asentamientos de las cimentaciones perimetrales.

MEDIDAS CORRECTORAS

Objetivos: Nivelar los tres cuerpos desplomados y garantizar su estabilidad futura.

Método: Inyección bajo zapatas, a presión controlada, de mezclas estables de cemento bentonita, mediante tubos manguito, lo que permitirá recuperar la estabilidad durante el proceso de inyección, y una vez finalizado el mismo, garantizar que las arcillas tratadas no sufran nuevas deformaciones.

Profundidad del tratamiento: -10.00 m bajo la solera, ya que a partir de -6.00/-8.00 m se obtiene rechazo en los golpes, correspondiendo a terreno duro y muy denso.

Para evitar solicitaciones o coacciones inadecuadas en las zapatas por efecto de los tubos manguito, se procederá a realizar en estas zonas una "gaine" de baja resistencia que evite una solidarización fuerte entre el hormigón de la zapata y los tubos manguito. Esta medida evitará posibles problemas de punzonamiento en las actuales zapatas de cimentación.

Adicionalmente se proponen las medidas standard a tomar en los casos de arcillas expansivas (disposición de acerado perimetral, cuneta estanca perimetral al acerado, drenaje perimetral a 3 m del edificio con una profundidad mínima de 2.50 m, eliminación de árboles próximos a la red de drenaje, reposición íntegra de las redes húmedas...)

SEGUNDO INFORME DE PATOLOGÍAS

Encargante: Instituto Andaluz de Servicios Sociales.

Arquitecto redactor: Emilio Yanes Bustamante.

Fecha: Marzo de 2007.

PATOLOGÍAS OBSERVADAS

Al igual que ocurrió en el caso de los tres cuerpos recalzados, los desplomes actuales de los restantes cuerpos, no son homogéneos. Actualmente, los desplazamientos y desplomes están siendo más acusados en el cuerpo de la esquina sureste (torre de los ascensores), esto es, en el punto opuesto al máximo desplome anterior, como puede verse en el gráfico.

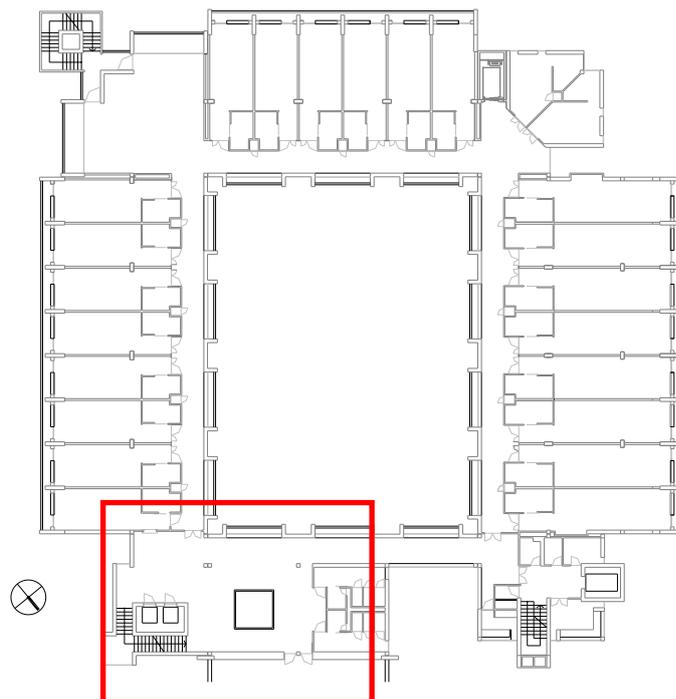


Ilustración 74. Localización del área desplomada.

DIAGNÓSTICO

Tras la realización de estudios geofísicos, se sabe que bajo los cuerpos que se están inclinando, existen paquetes de suelo de espesor variable muy deformables, como demuestran los muy bajos valores de los módulos de rigidez medidos (coeficiente de rigidez entre 0.00 y 0.30 en las zonas no recalzadas, frente a valores superiores a 10.00 bajo los cuerpos recalzados).

Lo mismo ocurre con los módulos de deformación longitudinal del terreno en las zonas no recalzadas, con valores entre 0.00 y 0.50. Estos valores excepcionalmente bajos nos informan de la alta deformabilidad vertical del terreno. Por contraste, las zonas recalzadas presentan valores superiores a 10.00. A la misma conclusión se llega del análisis de los módulos de deformación transversal del terreno.

CONCLUSIÓN

Bajo las cimentaciones no recalzadas del área a estudiar, existen paquetes de suelo excepcionalmente deformables, lo cual, unido a su naturaleza expansiva, retraíble y colapsable, explican el vuelco de los cuerpos de edificación.

MEDIDAS CORRECTORAS

Nuevamente, inyecciones bajo las zapatas, a presión controlada, de mezclas estables de cemento-bentonita, lo que permitirá la recuperación paulatina de la verticalidad durante el proceso de inyección, y una vez finalizado el mismo, garantizar que las arcillas tratadas no sufran nuevas deformaciones bajo la carga del edificio, ni como consecuencia de alteraciones en su grado de humedad.

Se realizarán con tubo manguito hasta -13.00 m de profundidad, ya que a partir de 6.60/8.00 m se produce rechazo.

SEGUNDO ESTUDIO GEOTÉCNICO

Encargante: Dirección Facultativa.

Fecha. Febrero de 2009.

Objeto: conocer los resultados obtenidos por la mejora del suelo mediante inyecciones, y planificar así las próximas actuaciones.

TRABAJOS DE CAMPO

- 4 sondeos con extracción de testigo continuo a 16.00 m de profundidad.
- 24 extracciones de muestras inalteradas.
- 24 ensayos SPT.
- 24 ensayos presiométricos.
- Instalación de tubería piezométrica para medir el NF.

TRABAJOS DE LABORATORIO

- 24 análisis granulométrico por tamizado.
- 24 determinaciones de Límites de Atterberg.
- 24 determinaciones de grado de Humedad Natural.
- 24 determinaciones de Densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática.
- 24 ensayos de Compresión Simple.
- 24 ensayos Triaxiales.

RESULTADOS

Se aprecian 2 niveles estratigráficos.

- NIVEL 1: Relleno/hormigón heterogéneo (de 0.00 a 1.00/2.50 m). Número de golpes de SPT = 19. Clasificación: Media.
- NIVEL 2: Arcillas margosas marrón claras, gris oscuras en profundidad, con intercalaciones litificadas más competentes, más presentes hacia la base de los sondeos. Durante todo el nivel aparecen lentes anaranjadas de dominio arenoso, así como un fino veteado grisáceo limoso (de 1.00/2.50m a 16.00 m). Número de golpes del SPT>30, lo que indica un suelo cohesivo de consistencia dura.

CONCLUSIONES

El terreno aumenta gradualmente su consistencia, de modo que a partir de los 7.00 m de profundidad, estamos claramente ante unas margas duras, con valores del módulo presiométrico entre 25.000 y 120.000 Kpa.

En los tramos superiores, aún tratándose igualmente de un suelo cohesivo de consistencia firme-dura, estamos ante unas arcillas algo más heterogéneas, más alteradas. En esta capa, los

valores del módulo presiométrico son más bajos, entre 8.000 y 25.000 Kpa, sin mostrar un progreso gradual.

En Abril de 2009, comienzan las Obras de Refuerzo de Cimentación y Nivelación de Cinco Cuerpos de Edificación del Geriátrico.

El caso del Geriátrico de Linares tiene especial interés ya que en el confluyen varios problemas superpuestos, aportando experiencia en cuanto a los tratamientos de arcillas expansivas con inyecciones, tal y como se detalla en el apartado 5.3.2.

Merecen destacarse los siguientes factores:

- El suelo presenta una expansividad considerable, agravada por el aporte de aguas procedente de la escorrentía, ya que se haya en pendiente. Dada la fuerte presión que ejerce el edificio, el hinchamiento e las arcillas se torna en colapso provocando un segundo fenómeno de hundimiento, que se suma al producido en periodos de retracción.
- La existencia de intercalaciones de capas blandas, que unido a una línea de rotura profunda de origen tectónico, provoca deslizamiento.
- Las inyecciones se emplean tanto para estabilizar las arcillas, como para impermeabilizarlas, y posteriormente recuperar los asientos producidos en el edificio.

5.3.1.3. MERCADO DE LA PESCADERÍA (HUELVA)

PRIMERA CONSTRUCCIÓN: 2005-2006. ARQUITECTO: Joaquín Aramburu Maqua.

El antiguo mercado de Huelva estaba situado en una zona céntrica desde que se inaugurara en 1868. En 1958 se plantea por primera vez el cambio de ubicación, debido al aumento de la población onubense y a las carencias de la infraestructura. A finales de la década de los 70 se constituye la Asociación de Detallistas de Mercado de Abastos de Huelva, y se propone la construcción de un nuevo mercado de 2 ó 3 plantas en un emplazamiento más lejano del centro de la ciudad (en la actual estación de autobuses). A principios de los 80, el Ayuntamiento propone una nueva ubicación que no cumple con las expectativas de los comerciantes, así que éstos optan por sufragar una serie de reformas para paliar las deficiencias. Las negociaciones no prosperan hasta que a principios de los 90 se retoma el traslado del mercado y la construcción de un nuevo edificio en la zona de La Pescadería, cerca del centro y de la Ría de Huelva. En dicho solar se emplazaban ya los edificios de la Policía Local y Nacional.

A principios de la década 2000 se aprueba el diseño del nuevo proyecto del Mercado, y estudios geofísicos confirman la dificultad de construcción del parking subterráneo debido a la falta de consistencia del terreno. Ello obliga a que se modifique el proyecto.

Las obras del nuevo mercado comienzan el 25 de Septiembre de 2005, y se inaugurará en Enero de 2008.

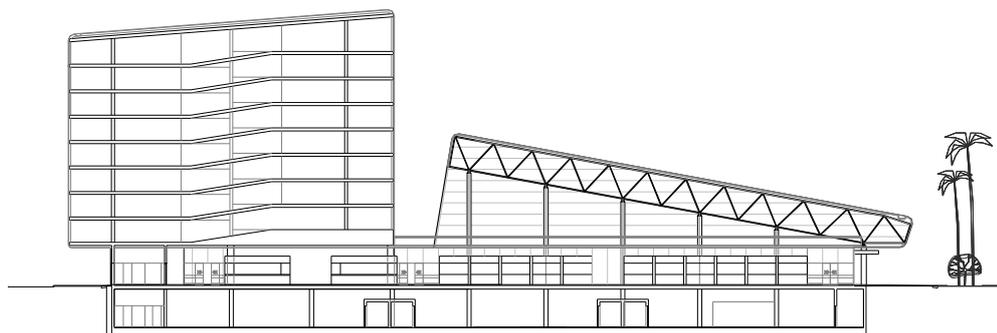
El edificio se organiza en dos volúmenes estructuralmente diferenciados. Un volumen de estructura de hormigón en el que se alojan las oficinas y parking sobre rasante, y que consta de planta baja más cinco alturas, y otro de cubierta ligera de malla tetraédrica que acoge el área de ventas.

Ambos volúmenes se asientan sobre un único nivel de sótanos (en el proyecto inicial de preveían cuatro) que completa la zona de aparcamientos.

Este segundo proyecto supone una modificación sustancial del planteamiento original que proponía edificio de traza horizontal, con toda la dotación de aparcamientos bajo rasante.



PLANTA BAJA



SECCIÓN

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

ESTRUCTURA:

Mercado: Pilares, pantallas, losas de forjados y muros de hormigón armado en sótano y plantas de la zona de ventas, oficinas y elaborados. Cubierta de estructura metálica

espacial, malla tetraédrica.

Aparcamiento: Pilares, pantallas, losas de forjados y muros de hormigón armado en sótano y plantas sobre rasante, con dos núcleos de rigidización contra sismo, especialmente protegidos donde se alojan escaleras y ascensores. Cubierta de estructura metálica ejecutada con perfiles laminados en caliente apoyados sobre los pilares de hormigón.

CIMENTACIÓN: Especial, profunda, a una media de 29 m de profundidad, ejecutada con pilotes prefabricados de hormigón armado, de distintas secciones, trabajando a tracción y compresión, agrupados en encepados de dimensiones varias y a su vez, éstos, embebidos en una losa de cimentación, de hormigón armado, hiper-rígida de canto variable desde 1'10 m a 2'70 m.

ANTECEDENTES: Se realiza un análisis previo del comportamiento de los terrenos ante un posible tratamiento de consolidación y aumento de la estabilidad y la capacidad portante mediante la inyección de soluciones cementosas/bentoníticas, con una patente americana muy parecida al jet-grouting, con sistema de doble fluido, que no aportó el resultado esperado. Esto dio lugar a la elección del sistema de cimentación finalmente adoptado.

PRIMER ESTUDIO GEOTÉCNICO

Encargante: constructora adjudicataria.

Fecha: Febrero de 2004.

Objetivo: conocer las características del subsuelo del solar de la Pescadería.

Antecedentes

De la hoja de Huelva-Los Caños nº999 correspondiente al Plan Magna del IGME, zona Sur de Huelva, se extrae la siguiente información:

De suelo a techo se distinguen los siguientes niveles estratigráficos:

- Formación de Calcarenita de Niebla.
- Formación de Arcillas de Gibrleón.
- Formación de Arenas de Huelva: se trata de arenas de grano fino, amarillo-grisáceas, masivas y sueltas, y limos hacia la base, con un contenido en carbonatos que no supera el 30%.

A techo de esta formación aparece una superficie erosiva representada por depósitos conglomeráticos y arenosos a modo de glacis. La potencia varía entre 5 y 20 m, y están constituidos por cantos rodados y arenas groseras, con una fuerte corteza ferruginosa en su parte superior. Estos materiales afloran en la zona de Corrales, El Conquero y La Rábida, y se extienden hacia el este.

Tras los depósitos de glacis se produjo el encajamiento de la red fluvial, lo que generó la formación de tres depósitos de terrazas, todas ellas de la Edad Cuaternaria, formadas por gravas, arenas, limos y arcillas.

Los ríos Tinto y Odiel, debido a su pendiente, no transportan más que materia en suspensión, que flocula y precipita por la acción de las aguas marinas, dando extensos depósitos de fangos.

TRABAJOS DE CAMPO

- 2 sondeos a rotación con extracción de testigo continuo, incluyendo sondeos de penetración standard para conocer la capacidad portante.

En los casos de materiales cohesivos, se suele utilizar un revestimiento con tubería para evitar la contaminación de muestras tomadas en el sondeo y mantener la cohesión de las paredes, evitando su cierre. En este caso, debido a la naturaleza arenosa de los materiales de la parcela, ha sido imposible tomar las muestras inalteradas que previamente se habían diseñado.

Se realizan también ensayos de golpeo tipo Borros. Los resultados que se obtienen mediante este ensayo son más bien cualitativos, debiéndose tomar con cierta reserva, proporcionando datos más fiables en suelos granulares que en cohesivos, y recomendándose que se acompañen de sondeos u otros métodos de reconocimiento.

TRABAJOS DE LABORATORIO

- Granulometría
- Límites de Atterberg (LL, LP, IP)
- Clasificación ASTM
- Contenido de sulfatos
- Grado de Acidez Baumann-Gully
- Corte Directo
- Densidad Relativa
- Porosidad
- Compresión Simple

El análisis granulométrico nos permite conocer la magnitud de la fracción fina, cuantitativamente, y los límites de Atterberg nos indican su calidad, completando así el conocimiento del suelo.

CONCLUSIONES

El corte estratigráfico obtenido es el que sigue:

- UG1: Relleno antrópico, constituido por una capa de hormigón, y arenas arcillosas marrones (de 0.00 a -2.00 m)
- UG2: limos arcillosos amarillentos (de -1.50 a -2.00 m)
- UG3: Arcillas fangosas muy blandas, grises, de plasticidad media a baja. Suelo cohesivo muy blando (de -2.00 a -24.20 m)
- UG4: arcillas arenosas negras. Aparecen inalteradas entre las arcillas fangosas grises, variando su espesor desde capas centimétricas a un espesor de 4.00 m. Suelo cohesivo muy blando también.
- UG5: Gravas con matriz limoarenosa de color marrón grisácea. Material no plástico. En el resultado de los ensayos se clasifica el suelo como arenas y no como gravas. Ello es debido a que el tomamuestras no puede coger los materiales más gruesos. Suelo granular muy compacto. El espesor es de 7.50 m en un sondeo. En el otro, no se llega a encontrar el fondo en la profundidad explorada.
- UG6: Margas verde azuladas, de plasticidad media a elevada. Suelo cohesivo firme. Potencia desconocida.

Se colocó tubería piezométrica dando un Nivel Freático entre 1.13 y 1.25 m de profundidad.

El análisis de agresividad indica tipo de ambiente IIIb + Qa, por lo que se prescribe la utilización de cementos especiales MR.

El estudio de la capacidad portante arrojó unos resultados de 1.5 Kp/cm² a partir de 27-28 m de profundidad, y de 3.00 kp/cm² entre 28 y 30 m. En los sondeos penetrométricos el rechazo se produce a los 29 m; en cambio, en los SPT realizados en el sondeo no se aprecia rechazo. Esta incongruencia puede achacarse a que, a profundidades considerables, el varillaje utilizado en los sondeos penetrométricos genera resistencia por rozamiento en cada golpe, pudiendo dar lugar a un falso rechazo. Esta hipótesis está avalada por el hecho de que el ensayo a compresión simple no alcanza valores tan significativos como para que se dé el rechazo.

Al tratarse de un suelo poco permeable, se realizó un ensayo Lefranc de permeabilidad en los sondeos, dando permeabilidades nulas o muy bajas, alterándose dicha permeabilidad en el nivel de gravas, en aquellos tramos en los que existen intercalaciones entre los fangos y las arcillas arenosas.

PRIMERA PROPUESTA DE INTERVENCIÓN

Encargante: el estudio proyectista.

Fecha: Julio de 2003.

Objetivo: trabajos previos de estabilización del suelo de la excavación.

Por encargo del estudio autor del proyecto, se realiza una propuesta de intervención para conseguir la estabilización perimetral y el tratamiento del fondo del solar mediante inyecciones armadas. Se prevén dos operaciones:

- 1) Estabilización perimetral para obtener la consolidación del suelo en su contacto con edificios y viales medianeros, al objeto de permitir, con total estabilidad, la construcción de 4 plantas de sótano, en las que se albergarían los aparcamientos contemplados en proyecto, hasta una profundidad suficiente por debajo de la cota máxima de la excavación. La franja consolidada será originada mediante inyección armada controlada del suelo, a través de una serie de abanicos perpendiculares a los distintos niveles del solar, y constituidos por varios taladros.
- 2) Tratamiento del fondo de la excavación mediante inyección armada, adecuado para aquellos solares en los que la posición de NF respecto a la cota máxima de excavación, genera la existencia de una columna de agua que produce una subpresión notable. Este tratamiento se diseña en función de la posición del NF y de la permeabilidad del terreno, y se ejecuta por debajo de la cimentación del edificio.

Con fecha 4 de marzo de 2004 se emite un informe de la empresa de tratamiento de terrenos proponiendo un ensayo de estabilidad al corte de vaciado mediante la técnica de inyección armada.

FASE DE PRUEBAS DE INYECCIÓN

Tras la propuesta de tratamiento se inicia una fase de pruebas que pretende determinar la efectividad que tendrá el tratamiento en la consolidación del suelo.

Los trabajos se llevan a cabo entre el 5 de Octubre y el 17 de Noviembre de 2004.

Consisten en:

3 perforaciones verticales de 28 m de longitud, dispuestas según un triángulo equilátero de 12 m de lado. En cada perforación se introduce un tubo de acero de 28 m, de los cuales los 15 primeros son ciegos, y los 13 últimos están dotados de un tubo manguito a través del cual se lleva a cabo la inyección controlada del terreno.

La fase de perforación se llevó a cabo con el sistema OD, realizando la limpieza del detritus con lodos tixotrópicos, para alterar lo menos posible el terreno atravesado. Finalizada la perforación se procedió a la instalación de tubería de manguitos, y en su caso la tubería necesaria para la realización de los estudios geofísicos, ejecutándose posteriormente la “gaine” con lechada estable de cemento bentonita, y siempre manteniendo el nivel de lechada en superficie mientras se extraía la tubería de revestimiento.

La mezcla de inyección fue 1/1 (cemento/agua), con un 3% de bentonita, a la que se añadió frecuentemente arena con superfluidificante y acelerante de fraguado, particularmente en las zonas donde las presiones de inyección eran muy bajas.

Al comprobar la elevada admisión de la lechada en la realización de la “gaine” (por el pésimo estado de compacidad del terreno), se consideró oportuno hacer 3 penetraciones dinámicas de control, además de las ya ejecutadas para el Estudio Geotécnico inicial.

El material observado en la perforación fue el siguiente:

- 1) Fangos de tonalidad verdosa (hasta 12 m)
- 2) Fangos, limos y arenas (hasta 20 m)
- 3) Fangos con restos de conchas hasta el final.

Además, se sitúa el NF a 1.85 m de profundidad.

- Una vez terminados se realiza una comprobación consistente en 2 ensayos Cross-Hole, que permiten registrar la velocidad de transmisión de las ondas, para ver la mejoría de la zona tratada.

Dado que las ondas P de compresión se transmiten a través del agua, se optó por trabajar sólo con ondas S de cortante, que no pueden transmitir por el agua, dado su carencia de rigidez transversal, y por tanto sólo puede hacerlo a través del esqueleto sólido del terreno.

Además, la permanencia en el terreno de los tubos de acero utilizados para la inyección, hace inviable la técnica “Down-hole”, en la que las ondas podrían desplazarse a través del acero de los tubos, enmascarando totalmente la velocidad de transmisión en el terreno. Por ello se selecciona la técnica “Cross-hole”, emitiéndose las ondas según caminos perpendiculares a los tubos de acero, para que éstos no interfieran en las mediciones.

Para el “Cross-hole” se efectuaron 4 taladros en línea de 28 ml, dispuestos 2 dentro de la zona tratada, y 2 exteriores a la misma.

Los resultados arrojaron las siguientes velocidades de propagación:

- Para el terreno no tratado: $v_s = 177-239$ m/sg
- Para el tratado: $v_s = 407-550$ m/sg (según lo recogido en la publicación de Santos Cuellar, 2000).
- La cohesión fue de 1.6 kg/cm²

Conclusiones:

Durante la prueba de inyección del solar se constata que la admisión de la mezcla para el relleno sin presión de la “gaine” en cada uno de los taladros, es anormalmente elevada.

Además, el número de pasadas de inyección necesarias para alcanzar la presión de cierre fijada para cada uno de los manguitos está muy por encima de lo previsto, tanto por las características geomecánicas del suelo definido en el Estudio Geotécnico, como por la experiencia en la inyección de los fangos de Huelva, extraída de lo que se refleja en la memoria del PERI de Zafra.

En el ensayo se constata que la velocidad de propagación de ondas de cortante se multiplica por 2.3, con lo que el módulo inicial de deformación del terreno se incrementa del orden de $(2.3)^3$, esto es, superior a 5.

En el supuesto de una presión efectiva media conseguida en el terreno tratado de 2 kg/cm² (se han superado los 6 kg/cm²) y un ángulo de fricción interna de 220, la cohesión del terreno es de 1.6 kg/cm².

Los resultados obtenidos no son los esperados, y no coinciden con los resultados obtenidos por el Estudio Geotécnico realizado paralelamente, por lo que en acuerdo con la constructora y el estudio proyectista, se estipula que no se han alcanzado los niveles de consolidación necesarios para considerar estables los terrenos consolidados.

Por lo tanto, se concluye que la inyección armada es viable, pero no en el plazo y con el presupuesto fijado, y además, las peculiaridades del terreno detectado, exigirían la preparación del vaciado previsto para poder acometer su ejecución.

SEGUNDA PROPUESTA DE INTERVENCIÓN

Encargante: el estudio proyectista.

Fecha: Diciembre de 2004

Objetivo: buscar soluciones alternativas para la estabilización del suelo.

De los resultados de la prueba de inyección, se deriva lo siguiente:

- El tratamiento de fondo se puede anular, y ser recogido en un tratamiento perimetral autoportante, evitando así un costo importante derivado de las dimensiones del solar.
- El nuevo tratamiento de inyección perimetral recurre, para los 7 primeros metros de profundidad, a dos alineaciones auxiliares de tablaestacas con separación horizontal de 5 m entre sí, que permiten por un lado la sustitución del fango por hormigón, y por otro que colaboren con el tratamiento a realizar a partir de los 7 m en la consecución de una superficie de buen acabado y de suelo protegido adyacente al vaciado. A estos efectos, la pantalla de tablaestacas en el borde de vaciado se conserva, mientras que la pantalla del lado de la calle se recupera a medida que vaya fraguando el hormigón.
- El tratamiento perimetral de inyección configura una doble banda continua de terreno tratado. Dentro de cada una de ellas, los tubos de inyección actúan como tirantes, con capacidad mecánica elevada, que arman el conjunto y lo fijan al substrato resistente bajo los fangos. Las dos bandas del terreno engloban un volumen de fangos que lastra el conjunto por peso.
- Los cálculos de estabilidad, aceptando que existe empuje en reposo en el trasdós, establecen un coeficiente de seguridad al vuelco $F_v > 2$, y al deslizamiento $F_d = 1.43$, que

son adecuados dadas las hipótesis conservadoras aceptadas en la valoración de los parámetros.

- En resumen, se trata de ejecutar un muro de gravedad mediante consolidación por inyecciones de cemento bentonita, que en su base inferior tendría 20 m de anchura y 10 m en cabeza. Esta solución tiene un coste del orden de 4 veces superior al estimado para la primera propuesta, y un plazo de ejecución superior a 1 año.

Esta circunstancia se agrava además por la imposibilidad de cerrar a priori unos costes y un plazo de ejecución, ya que aparecen nuevos factores de inestabilidad a considerar en el subsuelo.

Como consecuencia, se paralizan las obras al objeto de buscar una solución alternativa.

TERCERA PROPUESTA DE INTERVENCIÓN

Ante la inviabilidad de los costes de ejecución del muro de gravedad, se estudia una nueva propuesta consistente en:

- Ejecución de un muro pantalla de hormigón armado, anclado a las margas del firme, es decir a 40-42 m de profundidad.

Para asegurar la viabilidad de la ejecución se consulta simultáneamente a dos empresas especialistas en la ejecución de cimentaciones profundas.

Los informes de estas empresas desaconsejan, por no viable, la ejecución del muro pantalla, por un lado por razones de estabilidad estructural, y por otro por su coste económico y el plazo de ejecución.

La gran dimensión del solar (90x90 m), y la gran altura de la pantalla, así como la imposibilidad de realizar los anclajes de la misma al terreno, dada la nula consistencia de éste, dan como inviable esta solución.

El desfase económico (400%), y en el plazo de ejecución (superior al 50%) no se puede evitar si se desea construir 4 plantas de aparcamiento bajo rasante.

Se plantea entonces como la opción más realista, redactar un proyecto modificado que resuelva la dotación de aparcamiento prevista, en parte bajo rasante, y en parte sobre ésta.

FASE DE EJECUCIÓN DEL PROYECTO MODIFICADO

Durante el proceso de ejecución del vaciado, se produjeron fallos de la contención para ejecución de la cimentación provocados por un mal comportamiento del terreno. En este tipo de terreno, se produce un fenómeno de disgregación y dispersión ante esfuerzos dinámicos, por lo que el sólo hecho del tráfico de vehículos alrededor de la zona de trabajo produjo una "cuasi licuefacción" del suelo lo que provocó unos esfuerzos inesperados en la tablestaca y los arriostramientos.

A tal extremos llega la pérdida de consistencia y capacidad portante, que con el hincado de los pilotes, en encepados de hasta 20 unidades de pilote, se produjeron movimientos de masas de terreno que registraron inclinaciones de la masa de encepados de hasta 20º, con excentricidades respecto al centro de gravedad del encepado en planta de hasta 2'5 m.

DIAGNÓSTICO

Disgregación del material componente del suelo y desaparición de la capacidad portante.

5.3.1.4. PARADOR NACIONAL DE TURISMO DE CARMONA (SEVILLA)

PRIMERA CONSTRUCCIÓN: 1976.



ANTECEDENTES HISTÓRICOS: Emplazado en el interior del Patio de Armas del que fuera Alcázar del Rey Pedro I, también llamado Alcázar de Arriba, o de la Puerta de Marchena, situado en la parte más alta de la población de Carmona, al borde del macizo rocoso de Los Alcores, y sobre la primitiva fortaleza almohade, así como de la Acrópolis Turdetana y Púnica. Cuando Fernando III conquista la villa debieron ejecutarse diversas obras de remodelación en la fortaleza anterior, pero es Pedro I el Cruel quien ordena demoler lo existente y edificar una fortaleza de nueva planta.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

ESTRUCTURA:

La edificación es de planta rectangular y consta de dos recintos. La barrera exterior se refuerza por cubos cilíndricos y está rodeada por un foso. El recinto interior, también rectangular, presenta lienzos de tapial y torres cuadradas de sillería. Dentro de este recinto estaría el alcázar del rey, del que apenas se conservan vestigios.

CIMENTACIÓN: tradicional, por zanja corrida.

ANTECEDENTES:

En 1504 se produce un terremoto, que afectó no sólo al edificio, sino también al bloque de arenisca sobre el que se sienta el conjunto. Posteriormente, en 1755 el seísmo de Lisboa también afecta al enclave.

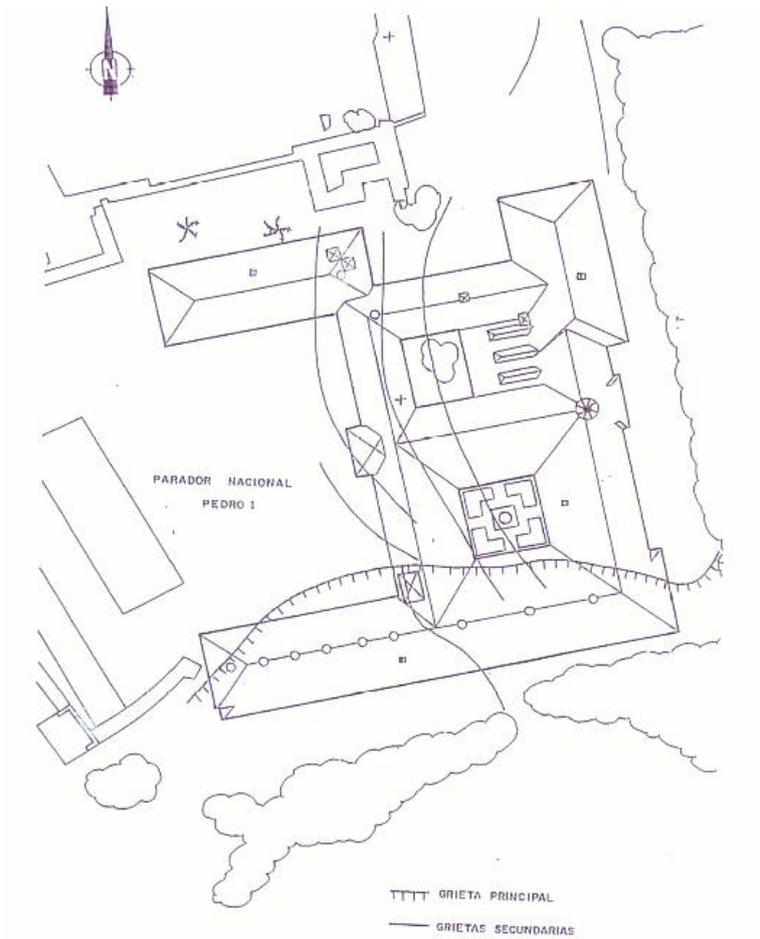
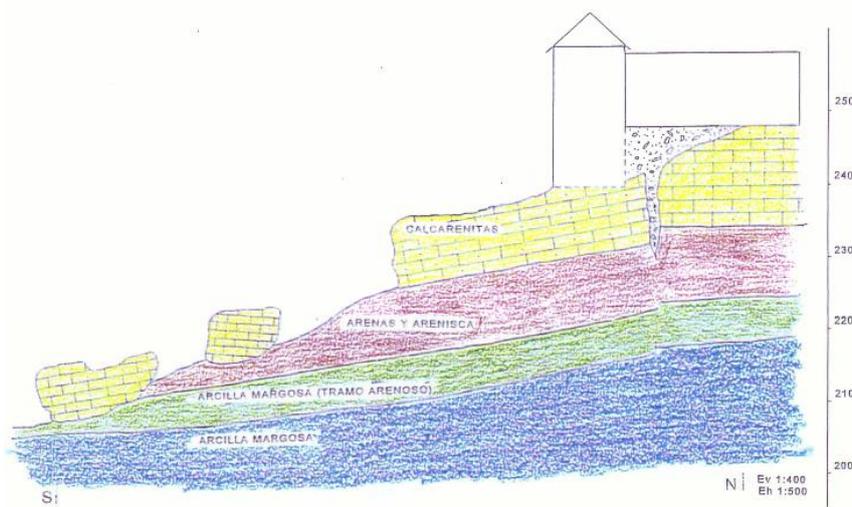


Ilustración 77. Situación de la grieta producida por el terremoto. Ilustraciones cedidas por el CEDEX.



PERFIL GEOLOGICO ESQUEMATICO N-S

Ilustración 78. Esquema de desplome de los bloques de calcarenita. Ilustraciones cedidas por el CEDEX.

PRIMERA INTERVENCIÓN

Se realizara durante el proceso de obra nueva, en 1976, cuando durante la fase de movimiento de tierras se detectan las grietas provocadas por el terremoto de 1504.

El tratamiento consiste en la inyección de las fisuras con lechada de cemento para su sellado. Para ello se ejecutarán perforaciones de profundidad 8 a 16 m, en las que se introducirá la lechada, rellenando así las zonas de mayor porosidad detectadas. Esta operación se extiende a la totalidad del área ocupada por el Parador.

Una vez finalizada su construcción, se detectan nuevos movimientos asociados a la grieta principal, y que afectan al ala sur del Parador, siendo necesario realizar continuas operaciones de reparación de fisuras en los revestimientos.

PRIMER INFORME DE PATOLOGÍAS

En 1980, el MOPU redacta un informe en el que se afirma que debido a los fenómenos de deslizamiento regresivo, grandes masas de albero se desploman y son transportadas por los materiales deslizantes, por lo que el Parador sufre importantes asientos y desplazamientos horizontales. Esta información se extrae de lo publicado por Jiménez Salas en su obra Geotecnia y Cimientos II.

SEGUNDA INTERVENCIÓN

Realizada en 1981 ante la evidencia de nuevos movimientos. Se toma entonces la decisión de intervenir en la cimentación del edificio, recalzándola, para detenerlos definitivamente.

El sistema elegido es el denominado “pali-radice”, y pretende la contención del movimiento mediante la creación de contrafuertes continuos realizados a base de micropilotes ejecutados desde la plataforma inferior del ala sur, y con algunos elementos atravesando la cimentación original de la construcción reciente del Parador.

Se introducen en cada taladro mortero y redondos de acero. La profundidad del tratamiento llega a empotrarse en las arcillas azules, aunque se trata de forma tangencial la zona de la falla principal provocada por el terremoto. Si bien el contrafuerte en su base traspasa dicha falla, no hay intencionalidad de cosido de la misma.

TERCERA INTERVENCIÓN

En 1987 los movimientos continúan, en este caso, con predominio de los de carácter horizontal. Se plantea la necesidad de completar la actuación anterior mediante un sistema que evite dichos desplazamientos, que no fueron considerados a la hora de diseñar el tratamiento anterior.

Se adopta un sistema a base de anclajes dispuestos con una inclinación de 120º y una longitud doble de la distancia desde el punto de acometida hasta la grieta. Esta solución se ejecuta desde la misma zona que la de los micropilotes llevados a cabo en la intervención anterior.

Complementariamente y de forma conjunta con los anclajes, se realizan drenajes subhorizontales para intentar eliminar la acumulación de agua que podría haber detrás de los contrafuertes de micropilotes.

Los drenes subhorizontales se realizaron desde la ladera, utilizando tubos ranurados de PVC, de ϕ 100 mm, de tal manera que se alcanzara la parte posterior del recalce, en el contacto entre la marga y el material arenoso, propiciando así la evacuación de agua en esa zona.

No obstante, los movimientos continuaron, especialmente coincidiendo con los periodos lluviosos. Se trata de movimientos considerables (milímetros mensuales), que implican la aparición de lesiones en el edificio, y la alarma de los usuarios.

En 1996, la situación se hace inadmisibile y se cierra el ala sur.

SEGUNDO ESTUDIO DE PATOLOGÍAS

En 1996 se encarga al laboratorio de geotecnia del CEDEX un estudio en profundidad de la problemática del Parador, al objeto de determinar qué es lo que está ocurriendo en niveles profundos, aspecto que no se había estudiado hasta la fecha, y analizar la situación relativa a la estabilidad del bloque de arenisca sobre el que se asienta el edificio.

Carmona se encuentra dentro del área de la Depresión del Guadalquivir, donde las formaciones litológicas son de origen Mioceno Superior. Se trata de una serie de materiales dispuestos subhorizontalmente que ofrecen en general una gran continuidad.

En la zona del Parador, se produce una falta de continuidad lateral, que se considera vinculada a consideraciones geomorfológicas asociadas a mecanismos de retroceso del promontorio sobre el que se levanta la ciudad de Carmona. Todo el frente de la plataforma, delimitado por calcarenitas miocenas, está afectado por deslizamientos de las margas subyacentes, depositando bloques enteros de calcarenitas que quedan colgados en la ladera.

TRABAJOS DE CAMPO

- Se realizaron 10 sondeos a rotación a 50 m de profundidad con extracción de testigo continuo y muestras inalteradas, como complemento de los sondeos realizados en campañas anteriores.
- Dichos sondeos se ejecutaron a rotación, con corona de diamante y triple tubo, utilizando como fluido de perforación un gel constituido por un agregado de polímero GS-500 y agua. Esta metodología de sondeo se eligió en función de la naturaleza de los materiales investigados, en especial, en el caso de areniscas, arenas no cementadas, y zonas reblandecidas de material arcilloso, cuya recuperación de testigo por métodos convencionales podría haber sido sensiblemente inferior a la necesaria para poder obtener información sobre la naturaleza y litología de estos tramos.
- Campaña penetrométrica en los puntos sondeados.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron los suficientes para poder obtener la identificación y determinar el estado natural y la evaluación del comportamiento mecánico-resistente de los materiales de estudio.

Adicionalmente, por cada sondeo se obtuvo un perfil en el que se reflejaron gráficamente los valores medidos al utilizar de forma sistemática el penetrómetro de bolsillo en el momento de abrir los tubos de PVC.

CONCLUSIONES SOBRE EL SUELO

- Bajas resistencias de las arcillas azules relacionadas con las intercalaciones arenosas.
- Parcial licuefacción del albero durante el terremoto de 1504, motivo de la rotura del bloque de arenisca.

- Influencia de la erosión y la filtración de agua en la inclinación (giro) del bloque, por afección en las capas de arenas y reblandecimiento de las arcillas.
- Potencial grave peligro en el caso de nuevos episodios sísmicos, afectando sobre todo a los niveles arenosos en estado de saturación.
- La seguridad ante el deslizamiento se ve afectada (minimizada) por la intercalación de arenas y arcillas blandas, que favorecen movimientos y nuevas fallas. También es importante el efecto que produce el carácter expansivo de las arcillas azules más profundas.

DIAGNÓSTICO

El movimiento del bloque de calcarenita se vinculó, por un lado, con el progresivo descalce por erosión de la ladera en los materiales subyacentes a la calcarenita, y por otro al efecto de las aguas infiltradas a través de la grieta que desgaja el bloque en los niveles inferiores más arenosos. La presencia de movimientos horizontales estaba condicionada por el basculamiento del bloque de calcarenita. Esta tipología de movimiento podría haberse visto incrementada en el caso de sollicitación dinámica, ya que la saturación de las arenas en la base de las calcarenitas, podía inducir mecanismos del tipo soliflucción, con una drástica reducción de la resistencia y rigidez en el apoyo de la calcarenita.

Por otro lado, el conjunto de intercalaciones arcilloso-margosas y arenosas, presentaba una gran sensibilidad a la posible subida del nivel freático, lo que podía haber dado lugar a la presencia de superficies de deslizamiento de espesor limitado y formas compuestas (posiblemente circulares con prolongación planar en niveles previamente reblandecidos, que habrían ocasionado zonas profundas con elevada deformación, detectadas en los sondeos.

Con estas conclusiones se establece la secuencia temporal y los aspectos que influyen en el origen de los movimientos que afectan al edificio, con lo que ya estamos en condiciones de analizar los diferentes sistemas de actuación y seleccionar el más adecuado.

CUARTA INTERVENCIÓN

En 1997 se encarga al CEDEX la redacción del proyecto de medidas adecuadas para corregir los problemas detectados. Se analiza y se elige un sistema de inyecciones armadas, introduciendo un material compuesto de lechada de cemento en los puntos adecuados, de modo que se conforma un prisma de terreno tratado, modificando así las condiciones geotécnicas iniciales, para llegar a los parámetros geotécnicos previstos en proyecto.

Se realizaron una serie de abanicos de taladros en los que se instalaron tubos manguito (válvulas antirretorno), con puntos de inyección equidistantes, cada 33 cm, que permitían la ejecución de múltiples fases de inyección en el tiempo, al estar el tubo interior permanentemente limpio.

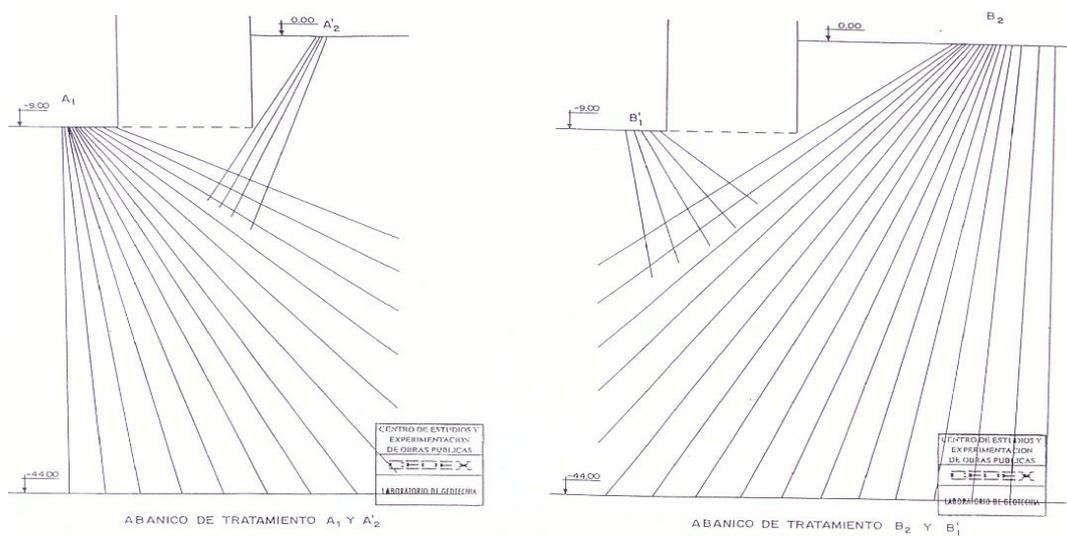


Ilustración 79. Abanicos de inyección.

En total se ejecutaron 33 abanicos, con un total de 297 taladros que sumaron una longitud de perforación de 9619.5 m, y 19239 manguitos. Se inyectaron 1160.98 toneladas de cemento, con 24 toneladas de bentonita y 20000 m³ de agua.

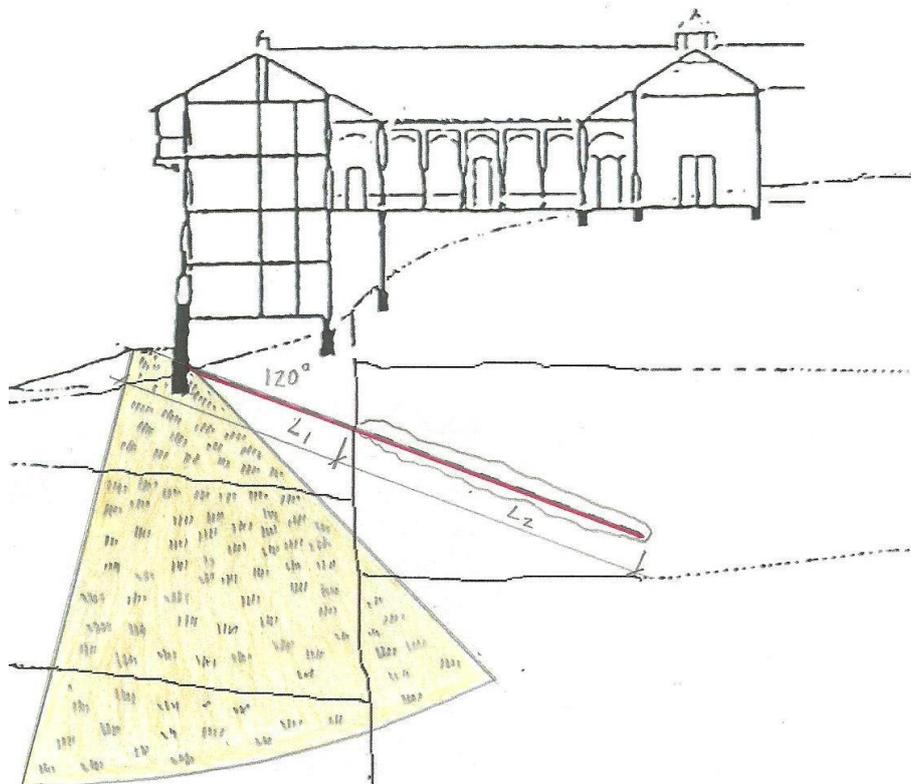


Ilustración 80. Sección de cosido de la grieta.

Los abanicos se ejecutaron tanto desde la cota de la plataforma interior (el mismo punto de las actuaciones anteriores), como desde la zona superior e interior del Parador. Además, el diseño de los abanicos se ajusta en cada zona en función de sus objetivos, alternándose su ubicación.

Los parámetros finales de la inyección fueron:

- Caudal de la primera pasada: 50 l.
- Caudal del resto de pasadas: 30 l.
- Presión bajo arenisca: 21 kg/cm².
- Velocidad de inyección: 20 l/min (inicial), y 3 l/min (en la última fase).
- Mezcla estable: mezcla de alta turbulencia.
- Relación agua cemento: 1.1/1 + 2% de bentonita.
- Refuerzo final: barra GEWI en taladros sobre la grieta principal, con relleno del taladro de lechada de relación agua/cemento 2/1.

Las barras GEWI se introdujeron en la fase final de la obra, ante la necesidad de reforzar la resistencia a tracción de los manguitos que cosían la grieta.

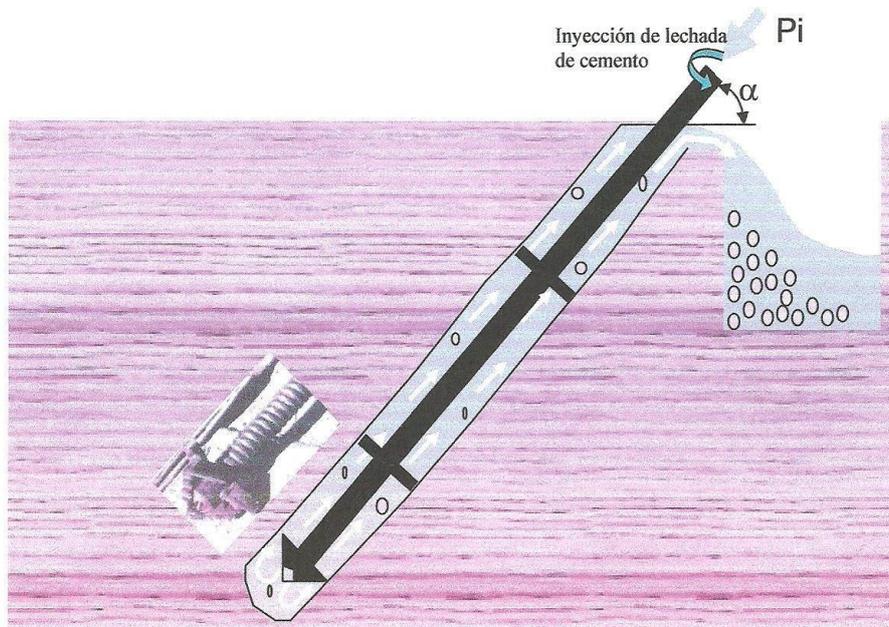


Ilustración 81. Inyecciones con barra Gewi.

Para la ejecución se utilizó maquinaria de diversa entidad, por las dificultades de acceso y por las necesidades derivadas del carácter de calidad requerido en los acabados de las zonas afectadas.

Como drenaje, ejecutado después de los trabajos de inyección, se realizaron 1570 m lineales de drenes californianos, repartidos en 43 drenes diferentes, con longitudes de 20, 30, 40 y 44 m. Los drenes se completaron con la ejecución de tres zanjas perimetrales colocadas en el supuesto pie de deslizamiento, que se solaparon dando continuidad a todo el pie de ladera. En las zanjas se realizaron una serie de prolongaciones, a modo de espigas, que se adentraron en las zonas más húmedas de la ladera.

CAMPAÑAS DE CONTROL REALIZADAS

Se realizan campañas de Nivelación de Alta Precisión, con datación de los movimientos en vertical, las convergencias entre puntos, y campañas específicas mediante la instrumentación de diversos elementos, colocando extensómetros e inclinómetros de 50 m de profundidad, ubicados en las fachadas sur y este, afectadas por el bloque de arenisca.

- Para los movimientos horizontales se establecieron 23 secciones de convergencia distribuidas en dos plantas, para paliar, en lo posible, las afecciones térmicas. Así mismo se dispusieron tres secciones instrumentadas con extensómetros de gran base.
- Para los movimientos verticales se utilizaron dos sistemas: un sistema de nivelación mediante electroniveles, para cuya instalación de sensores se montaron unas vigas de aluminio de 1 m de longitud, apoyadas libremente en unos soportes de la pared, vinculándose cada dos vigas por un apoyo común.

Se instalaron 90 electroniveles en dos alineaciones, una de 30 m en la dirección norte-sur en el pasillo central de la planta 300, partiendo en su extremo norte de un punto conocido (al ser un punto de nivelación de precisión), y otra a 60 m en dirección este-oeste, que se conectaba con la otra alineación aproximadamente en su punto medio.

Por otro lado, se realizó un sistema de nivelación convencional, para lo cual se instaló un punto fijo en el patio de armas anclado a la cota -41 m. En total se colocaron 34 regletas de nivelación de INVAR, todas ellas en la planta 300.

El grado de precisión de la nivelación fue de 0.2 mm, y además se instrumentaron 10 fisuras mediante la colocación a ambos lados de la grieta de tres puntos fijos, dos de ellos alineados paralelamente a la fisura u situados en un mismo labio de la misma, estando el tercer punto en el labio opuesto. Se obtuvieron así gráficos de la apertura (y) y el deslizamiento (x) de la fisura en el tiempo, reflejando también el desplazamiento total.

Igualmente, se obtienen gráficos de cada uno de los sectores afectados en diferentes lecturas, con mediciones semanales durante toda la actuación (enero-junio de 1997)

Observando el gráfico de la fachada sur, vemos que previo al inicio de los trabajos hubo un movimiento de descenso que coincidió con un periodo de lluvias. Más tarde, en fase de perforación siguió descendiendo (tal vez por servir como alivio del agua acumulada en la zona tratada). Cuando se inició la fase de inyección, descendió más aún debido a la aportación de humedad proporcionada por la lechada de inyección. Ahora bien, al iniciarse el doble turno de inyección, es cuando se comienza a observar la recuperación del movimiento del terreno, como respuesta a la creciente presión que va adquiriendo éste.

Una vez finalizada la inyección se continúa con la nivelación, observándose una tendencia a la estabilidad. De la medición de las distorsiones angulares producidas entre las fachadas norte y sur, se observa esta tendencia, con valores homogéneos en su resultado final.

Así pues, con el tratamiento, los movimientos horizontales cesan por completo, incluso en los periodos lluviosos, o tras ellos. En cambio, los movimientos verticales no cesan por completo, pero se presentan con una cuantificación mínima (0.1 mm mensual), y de forma uniforme en toda la edificación, tanto en las zonas recalzadas como en las no recalzadas. Ello apunta a la existencia de un movimiento de naturaleza mucho mayor, en el desplazamiento del macizo rocoso. No obstante, la situación permite el uso del edificio.

5.3.2 TÉCNICAS EMPLEADAS. EXPERIMENTACIÓN. NUEVAS TECNOLOGÍAS.

A medida que se va avanzando en el conocimiento de las distintas variedades de suelo y de su comportamiento ante las cargas en función de su naturaleza y de los agentes externos, se nos

presenta la oportunidad de mejorar las técnicas de recalce y adecuarlas a cada circunstancia, de manera que den una respuesta óptima al caso concreto.

Estas mejoras o innovaciones surgen de la mente del proyectista una vez que ha asimilado las necesidades del edificio y comprendido la respuesta que puede ofrecer el suelo en función de las solicitudes demandadas.

No obstante, al estadio teórico, que puede ser estudiado mediante modelización y cálculos por diferentes programas, ha de seguir la confirmación práctica de la viabilidad de la técnica, ya que ésta depende de otros muchos factores a priori impredecibles y en relación con el proceso de ejecución.

A continuación se exponen las distintas soluciones y avances técnicos aportados por cada una de las obras estudiadas en la presente tesis, que en algunos casos constituyen un ejemplo de experimentación en tiempo real durante el proceso de ejecución, dando lugar a soluciones novedosas adecuadas a las condiciones particulares del suelo y la obra en cuestión. Se pretende con ello ejercer una labor de difusión de estas técnicas, para su consulta y asimilación por parte de la comunidad técnica.

5.3.2.1 INYECCIONES ARMADAS CON FUSIBLES.

El edificio de La Normal situado en la Gran Vía de Granada e inaugurado en 1933 es un edificio monumental, de planta rectangular en el que una única crujía, a la que se adosa una galería, va conformando dos patios.

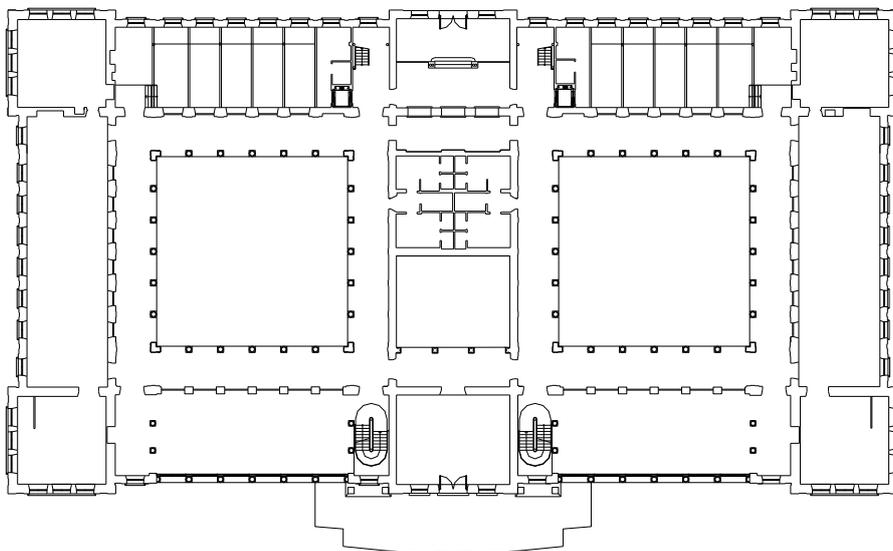


Ilustración 82. Planta del edificio de La Normal de Granada.

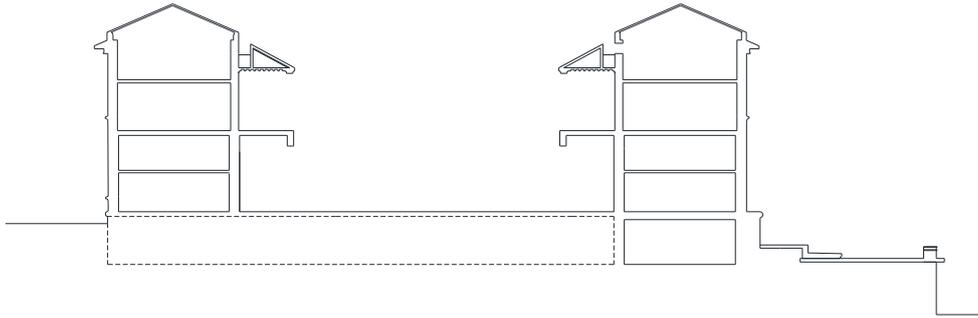


Ilustración 83. Sección del desnivel salvado entre las fachadas.



Ilustración 84. Fachada principal a la Gran Vía.

La observación de lesiones significativas de lesiones significativas propicia que en 1982 se encargue un estudio del estado de conservación. En 1990 se proyecta la construcción de un aparcamiento subterráneo a su costado, cuando el edificio ya presentaba graves patologías de hundimiento y agrietamiento. En 1991 comienzan las obras con objeto de recalzar el edificio a la vez que se ejecuta la cimentación de aparcamiento.

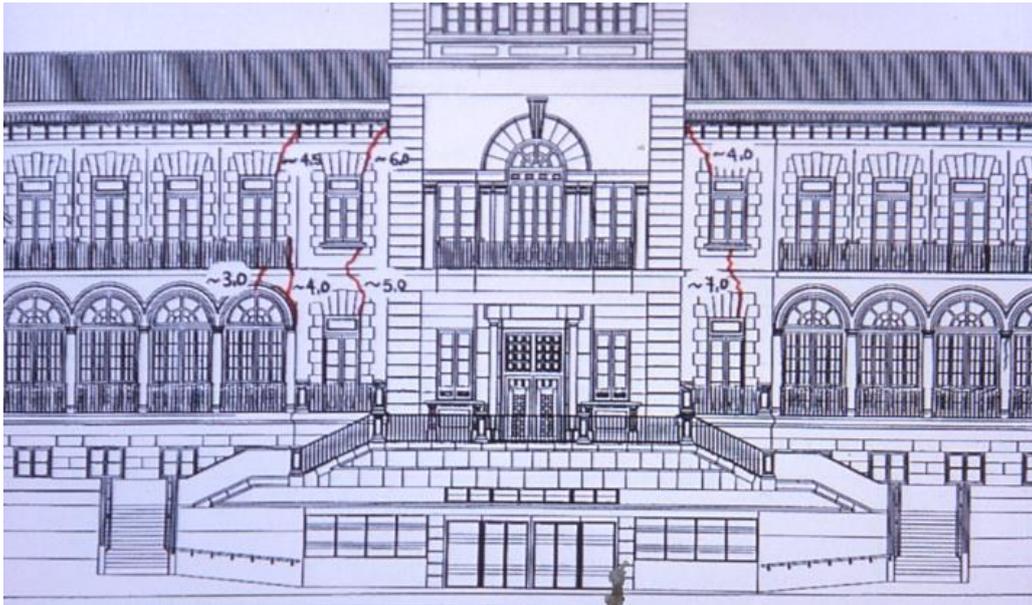


Ilustración 85. Alzado con la situación de las grietas en torno a la torre central.

Dicho recalce se efectúa mediante la técnica de Jet-grouting. Ante la escasez de resultados, en 1996 se plantea la necesidad de un segundo recalce mediante inyecciones. En el año 2000, con las obras muy avanzadas, el hundimiento de la torre central hace patente la necesidad de una actuación urgente, por lo que se solicitan los servicios profesionales del arquitecto Emilio Yanes Bustamante.

Tras una ardua fase de estudios y ensayos, este técnico idea una solución específica para las necesidades de un suelo metaestable, que finalmente se consigue etiquetar.

La Normal merece especial mención, ya que se trata de una intervención en un tipo de suelo inusual en Andalucía y en España en general, por lo que ha generado un mayor estudio y una mayor innovación en su tratamiento.

En este caso se superponen varios problemas:

- En primer lugar, el diseño del edificio está mal equilibrado, ya que dispone de unos torreones, en particular la torre central, que transmiten al terreno una carga muy superior a la del resto del de sus componentes.
- Por otro lado, se acometen unas obras de ampliación que incluyen la ejecución de otro sótano, y que modifican por completo la distribución de cargas del edificio.
- Además, se localiza en una ladera, en la que toda la escorrentía de aguas se ve paralizada por los muros de contención ejecutados. La acumulación de agua acelera el proceso de licuado de las arcillas sensitivas, produciendo colapso.

Una vez que se realiza un segundo estudio geotécnico y se constata que la capacidad portante del suelo no aumenta con la profundidad, sino que por el contrario disminuye, el problema que se plantea es cómo impedir que las cargas del edificio no se transmitan a estas capas más incompetentes, para que no continúe con su proceso de hundimiento.

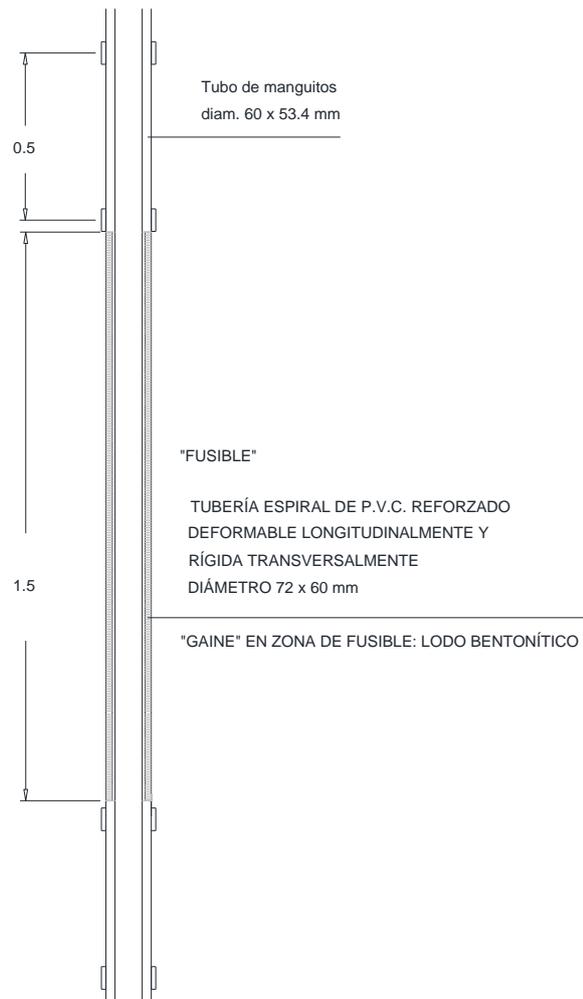


Ilustración 86. Sección del fusible que impide la transmisión de cargas.

A la necesidad de cortar la transmisión de cargas, siguió la idea de diseñar una nueva técnica en la que dicha transmisión de cargas al suelo se redujera al mínimo y se concentrara sólo en algunos puntos a distinta cota.

Surge así la técnica de la inyección de tubo manguito con fusibles, creación del arquitecto Emilio Yanes Bustamante, como una tecnología innovadora y experimental.

La ejecución de esta técnica ha sido un éxito, ya que años después de su puesta en obra el edificio sigue estable y no ha vuelto a dar señales de hundimiento.

En esencia se trata de interrumpir el tubo de acero del manguito, introduciendo un elemento que sea deformable longitudinalmente, pero rígido transversalmente. Así se impide que el manguito se "clave" más en el terreno.

Para ello se dispone en el manguito, a la cota elegida, un trozo de tubería armada helicoidal. Este tipo de tuberías están normalizadas y se encuentran disponibles en el mercado para su uso en conducciones de alta presión. Se trata de un cilindro de material plástico que en su interior alberga un alambre de acero con forma helicoidal, y que ejerce a modo de fuelle.



Ilustración 87. Manguitos en obra con el dispositivo fusible.

Este tubo se ata a por ambos extremos al tubo manguito mediante un alambre de acero que se aloja siguiendo el desarrollo de las cánulas que forma la cobertura plástica del tubo helicoidal.

Posteriormente, este dispositivo se cubre con una lámina geotextil que se cierra en sus extremos mediante cinta de precinto. Esta lámina es bastante impermeable, aunque permite la salida de agua desde dentro hacia fuera del manguito.

Entre el tubo y el geotextil se introduce un macarrón a través del cual se inyecta bentonita en el fusible. Este se hincha ejerciendo presión sobre el terreno e impidiendo la continuidad de la “gaine” entre la parte inferior del tubo y la superior, desconectando así la transmisión de cargas.

A continuación se procede a inyectar los segmentos de manguito individualmente a través de sus correspondientes válvulas.

Con ello se consigue minimizar la deformación del suelo, ya que ésta se reduce al campo de acción en torno al fusible, dejando sin exentos de deformaciones los tramos de tubo entre fusibles.

Se acompaña información gráfica del dispositivo fusible.

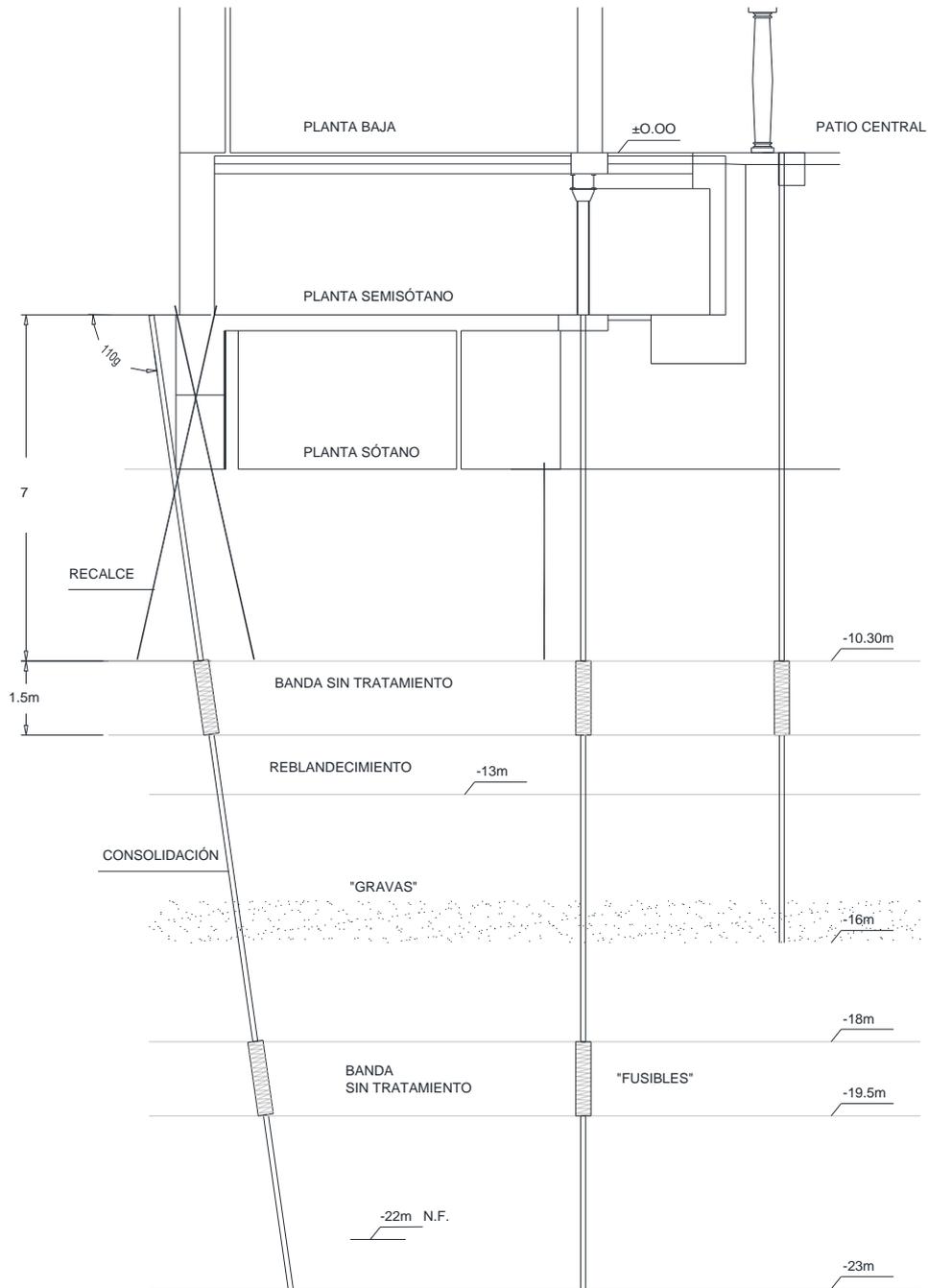


Ilustración 88. Disposición de fusibles en tubo manguito.



Ilustración 89. Cimiento de la fachada principal.

5.3.2.2 CONSOLIDACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS-COLAPSABLES. RECUPERACIÓN DE ASIENTOS.

El edificio del Geriátrico de Linares se construye en 1976 sobre proyecto del arquitecto Antonio Espinosa Marín. Se trata de un edificio de gran envergadura en planta, con siete niveles en altura, construido con forjados reticulares.

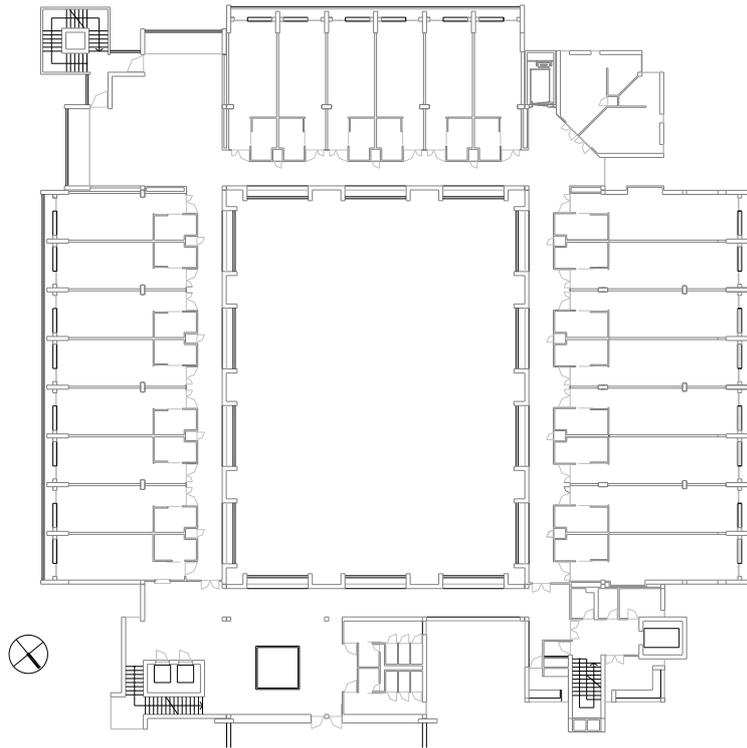


Ilustración 90. Distribución de volúmenes en planta.

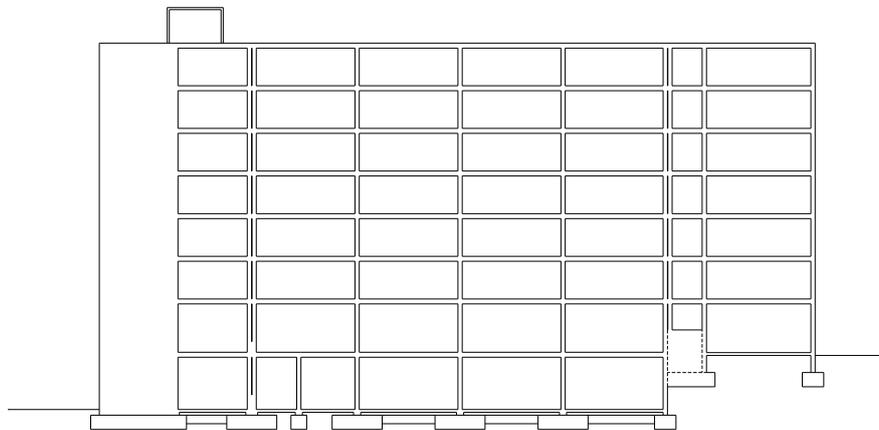


Ilustración 91. Sección del edificio.

La situación del Geriátrico en zona de pendientes, propicia la acumulación de aguas por escorrentía natural, lo cual se intenta solucionar en un primer momento mediante la construcción de una balsa que recoja estas aguas y las reutilice para el riego. No obstante, la balsa se desborda y permite el acceso de agua hacia la cimentación del edificio.

La obra se sitúa al sureste de Linares, sobre margas grises y arcillas margosas amarillentas en bancos masivos de gran potencia y disposición tectónica horizontal, alterada en algunos casos por el deslizamiento de las margas en las superficies de ladera. Se trata de suelos poco

permeables, con problemas de drenaje, lo que da lugar a fenómenos de inestabilidad de laderas.

A partir de 1999 comienzan a observarse algunos desplomes, primero en un cuerpo de esquina, que luego se irán extendiendo a otras zonas.

Las catas realizadas para conocer el estado de la cimentación revelan que ésta se compone de zapatas aisladas arriostradas en dos direcciones, aisladas del terreno mediante láminas de poliestireno expandido, lo que evidencia la toma de medidas del arquitecto redactor ante un suelo compuesto por arcillas expansivas.

En caso de hinchamiento del suelo, y en circunstancias normales, este aislante debiera haber absorbido el levantamiento. No obstante, las características especiales de la obra generan una situación de colapso del terreno.

Se peritó la cimentación, comprobándose que la distribución de tensiones de contacto entre el terreno y la cimentación era correcta y equilibrada, sin excentricidades apreciables que pudieran propiciar el vuelco. La respuesta al problema estaba pues en el suelo de apoyo.

Los sondeos realizados dan como resultado un suelo formado por margas azules miocenas, que a una profundidad de 20 m, coincidiendo con el pie del talud, presenta intercalaciones de arcillas plásticas blandas.

Por otra parte las calicatas eléctricas arrojan conductividades muy dispares para un suelo en teoría homogéneo, por lo que se deduce la existencia de zonas especialmente húmedas que han reblandecido las margas azules.

La posibilidad de un deslizamiento de la ladera queda descartada por el hecho de que las lecturas inclinométricas no manifiestan movimientos a favor de la ladera.

El problema entonces queda acotado en función a los siguientes factores:

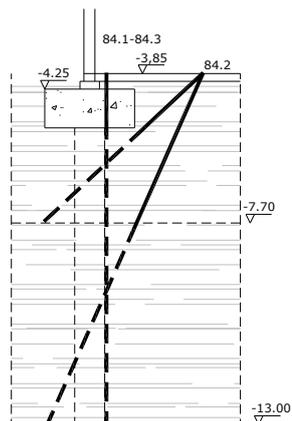
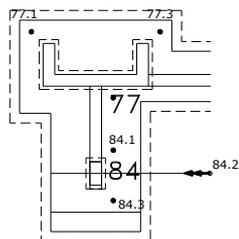
- Aporte de agua por escorrentía natural de las pendientes, que accede directamente a la cimentación en las zonas no protegidas.
- Capa superior de rellenos y arcillas fracturadas que permite el acceso del agua a niveles profundos del suelo.
- Alternancia de clima muy seco con fuertes lluvias.
- Transmisión al terreno de cargas importantes que impiden el hinchamiento y recuperación del suelo.

Esto es, en periodo seco, las arcillas se desecan y retraen provocando el asiento de la cimentación como es habitual. Pero durante el periodo húmedo, las arcillas comienzan un proceso de hinchamiento que queda frustrado por el considerable peso del edificio, y que en presencia de niveles altos de humedad, se transforma en colapso, incrementando aún más el asiento por retracción y provocando el vuelco del edificio en las zonas perimetrales expuestas a mayor humedad.

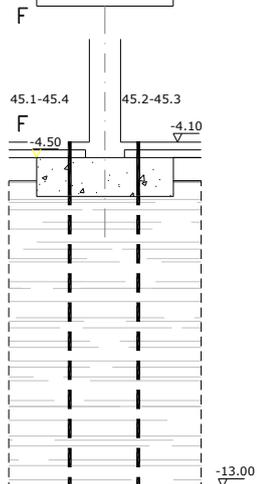
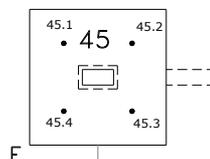
Tras la comprensión del fenómeno, el arquitecto encargado del recalce, Emilio Yanes Bustamante, estima que es necesario redistribuir cargas en razón de los niveles de suelo reblandecido que se intercalan entre suelo duro.

La técnica elegida es la de inyección bajo zapatas, a presión controlada, de mezclas estables de cemento bentonita, mediante tubos manguito, lo que permitirá recuperar la estabilidad durante el proceso de inyección, y una vez finalizado el mismo, garantizar que las arcillas tratadas no sufran nuevas deformaciones.

PANTALLA Nº 84
 PILARES Nº 85, 86-87, 72-81.



PILARES Nº:
 45, 54, 63



PILARES Nº:
 46, 55, 64

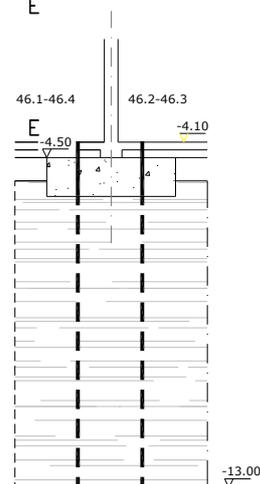
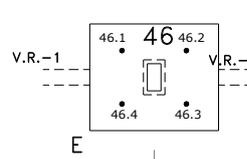


Ilustración 92. Distribución de las inyecciones bajo zapatas.

Se ejecutan así abanicos de inyecciones que establezcan e impermeabilicen el suelo en el área de apoyo de la cimentación, atravesando las zapatas pero cuidando que éstas no se solidaricen con la inyección para evitar fenómenos de punzonamiento en las mismas.

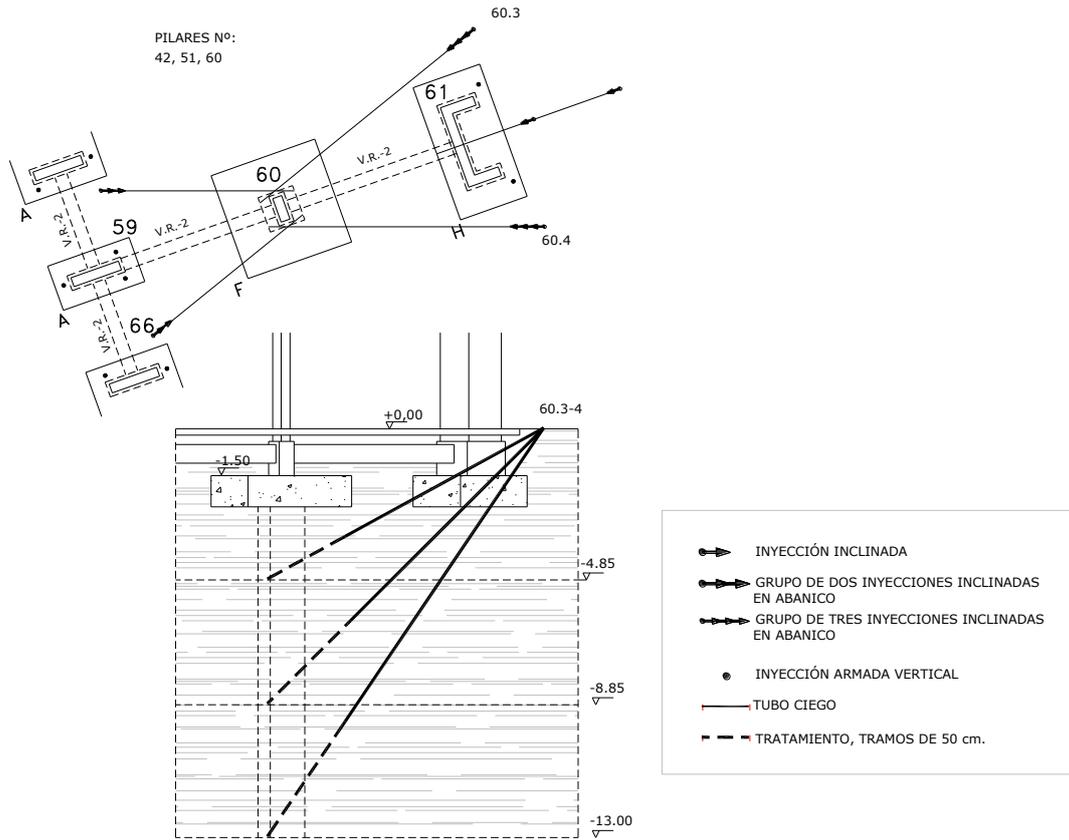


Ilustración 93. Alcance de los abanicos de inyección.

Ello se consigue realizando en la zona de contacto una “gaine” de baja resistencia que desvincule la zapata del tubo manguito, ya que lo que se persigue es la mejora del suelo bajo cimentación, y en ningún caso que la inyección transmita cargas a la zapata.

Dado que se obtiene rechazo a partir de una profundidad de 6.00 a 8.00 m, donde el terreno es duro y muy denso, el tratamiento se lleva hasta una profundidad de 10.00 m, lo que se considera un empotramiento suficiente en las arcillas competentes.

Al mismo tiempo que se realizan las inyecciones para estabilización y mejora de las capas blandas, se prosigue con las lecturas inclinométricas, y se utiliza la presión de las inyecciones para proceder a la nivelación del edificio y la rectificación de asientos, de manera que el edificio recupere su funcionalidad de uso y puedan repararse las patologías más visibles y alarmantes.

Posteriormente, se detectan desplomes en los cuerpos del edificio que no habían sido recalzados, especialmente en el punto del edificio opuesto al máximo desplome anterior.

Los estudios geofísicos revelan que existen paquetes de suelo muy deformables y de espesor variable que presentan módulos de rigidez muy bajos (coeficiente de rigidez entre 0.00 y 0.30 en las zonas no recalzadas, frente a valores superiores a 10.00 bajo los cuerpos recalzados).

Lo mismo ocurre con los módulos de deformación longitudinal del terreno en las zonas no recalzadas, con valores entre 0.00 y 0.50. Estos valores excepcionalmente bajos nos informan de la alta deformabilidad vertical del terreno.

Se realizarán con tubo manguito hasta -13.00 m de profundidad, ya que a partir de 6.60/8.00 m se produce rechazo.

Una vez realizada la intervención, se realiza un segundo estudio geotécnico a fin de auscultar los resultados obtenidos por la mejora del suelo mediante inyecciones.

En los ensayos realizados, se obtiene un módulo presiométrico que varía de 25.000 a 120.000 Kpa a partir de una profundidad de 7.00 m, por lo que se deduce que a esa profundidad se encuentran las margas duras competentes.

Por encima de los 7.00 m, se encuentran unas arcillas más alteradas, aunque de consistencia igualmente firme-dura, que presentan un módulo presiométrico heterogéneo que oscila entre 8.000 y 25.000 Kpa.

5.3.2.3 CIMENTACIÓN EN FANGOS CON LOSA HIPER-RÍGIDA SOBRE PILOTES DE HINCA TRABAJANDO A TRACCIÓN Y A COMPRESIÓN.

Para albergar el nuevo mercado de abastos de Huelva, se diseña un edificio en el sector onubense de la Pescadería que debía albergar una zona comercial y una zona de aparcamientos. El proyecto inicial, obra del arquitecto Joaquín Aramburu Maqua, prevé la ubicación de los aparcamientos en cuatro plantas bajo rasante, lo que permitiría un desarrollo horizontal de la zona comercial.

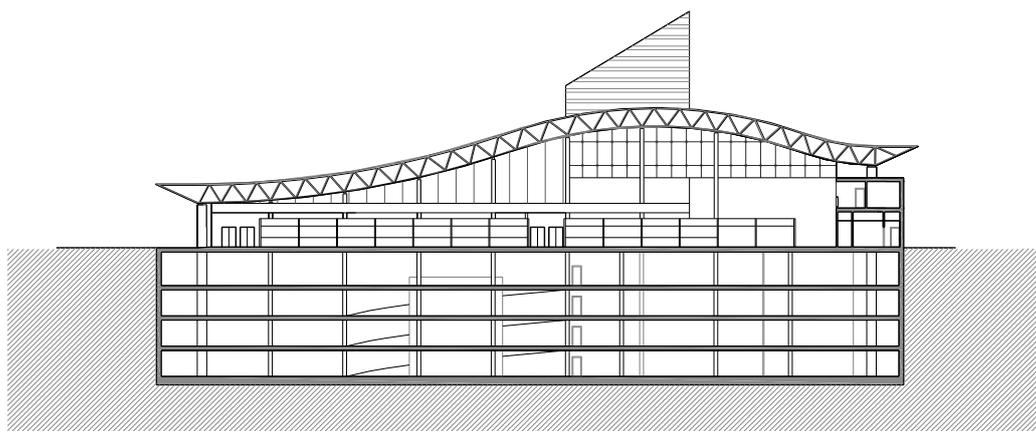


Ilustración 94. Proyecto primitivo del Mercado de la Pescadería.

Ese diseño se basa en las previsiones de la hoja de Huelva-Los Caños nº999 correspondiente al Plan Magna del IGME, zona Sur de Huelva, en la que bajo las arcillas de Gibraleón, se indica la existencia de arenas de grano fino con limos hacia su base. El área se sitúa entre los ríos Tinto y Odiel, los cuales debido a su pendiente, transportan gran cantidad de materia en suspensión, que al contacto con las sales marinas floccula y precipita formando depósitos de fango.

Cuando se realiza el primer estudio geotécnico, los sondeos penetrométricos dan rechazo a los 29 m, mientras que en los SPT no se aprecia rechazo. Esta incongruencia se achaca en principio al hecho de que a profundidades considerables, el varillaje del sondeo genera resistencia por rozamiento en cada golpe pudiendo producirse un falso rechazo. Lo mismo se deduce atendiendo al ensayo de compresión simple, cuyos resultados no son tan favorables como para que se produzca rechazo.

Ante la incompetencia del terreno se propone un tratamiento de mejora del suelo con inyecciones armadas, que se realiza hacia finales de 2004.

Para alterar lo menos posible el terreno, la inyección se ejecutó empleando lodos tixotrópicos, introduciendo posteriormente los tubos manguito e inyectando una “gaine” de cemento bentonita, cuidando de mantener el nivel de lechada en superficie durante el proceso de extracción de la tubería de revestimiento.

Cuando la presión de inyección era muy baja se añadió al cemento, el agua y la bentonita (1.1:3%), una porción de arena con superfluidificante y acelerante de fraguado.

A pesar de todas las precauciones tomadas durante la ejecución, la admisión de lechada fue muy elevada, lo que hace patente una compacidad del terreno muy baja, por lo que se decide realizar nuevas pruebas ante la sospecha de que el terreno pudiera presentar unas características aún más desfavorables que las previstas.

Los sondeos detectan fangos de diversas tonalidades en toda la profundidad estudiada y de los estudios geofísicos realizados tras las pruebas de inyección (Cross-Hole con ondas S) se deduce que la velocidad de propagación de ondas de cortante se multiplica por 2.3.

Por otra parte, es necesario realizar un número de pasadas de inyección muy superior a la esperada para alcanzar la presión de cierre, respecto a la experiencia adquirida en otros casos de actuaciones en fangos de Huelva.

Por ello, se considera que no se han alcanzado con el tratamiento los niveles de consolidación del terreno necesarios para acometer el proyecto.

Tras múltiples estudios, y la consideración y valoración de diferentes técnicas, se llega a la conclusión de que el proyecto con cuatro plantas de sótano es inviable, ya que el presupuesto y el tiempo de ejecución se disparan incontrolablemente.

El proyecto se modifica introduciendo una única planta de sótanos, alojando el resto de las plazas de parking sobre rasante. Así pues se establecen dos módulos, uno para mercado, en una planta baja y con grandes luces, cubierto con una estructura espacial de malla tetraédrica, y otro que alberga, en altura, la zona de aparcamiento con cubierta de estructura metálica de perfiles laminados sobre pilares de hormigón.

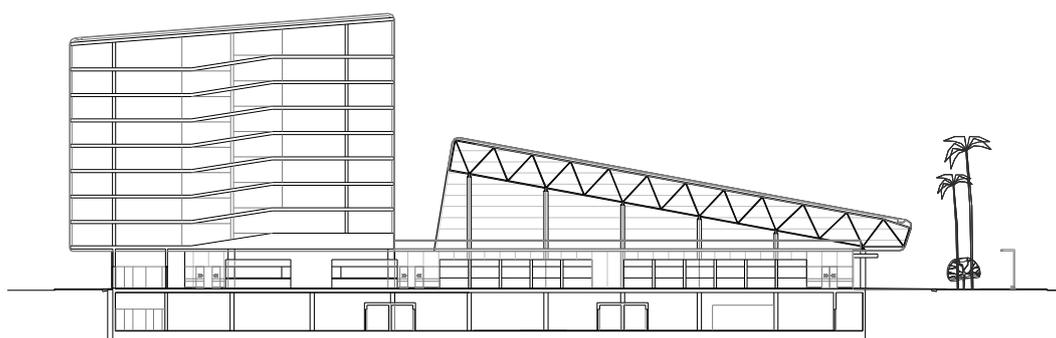


Ilustración 95. Segundo proyecto del Mercado de la Pescadería.

Mientras se realizaba el proceso de vaciado para ejecutar la cimentación del sótano, se produjo el derrumbe del sistema de contención debido a la licuefacción del suelo, que provocó el fallo de la tablestaca y de los arriostramientos constituidos por perfiles conformados de gran canto.



Ilustración 96. Derrumbe del sistema de entibación.

Esta licuefacción propicia que se produzcan movimientos de masas del terreno de una envergadura tal, que los pilotes de hincia prácticamente flotan en el fango, produciendo inclinaciones en los encepados de pilotes de hasta 200 y excentricidades en planta de hasta 2.5 m.



Ilustración 97. Movimiento de masas del terreno.



Ilustración 98. Inclinación producida en los pilotes de hinca.

Ante la duda de si existía continuidad en los pilotes, se comprobó el 100% de los mismos, con resultado favorable.

Así pues, se disponía de una malla de pilotes de hinca, de los cuales, unos trabajaban a compresión por punta, con hinca a rechazo, apoyados sobre las margas competentes, y otros a tracción por rozamiento, aunque la hinca también fue a rechazo.

El problema era pues, compensar las fuertes excentricidades generadas en los encepados por los movimientos del suelo, y rigidizar y estabilizar el conjunto.

Para esta misión se diseñó una pesada losa de hormigón con arriostramientos rígidos, reforzada en los encepados con mayor excentricidad, mediante un micropilotaje selectivo de apoyo.

La solución definitiva se define pues como un sistema de pilotes prefabricados de hormigón armado apoyados en las margas, agrupados en encepados, que a su vez quedan embebidos en una losa de cimentación hiper-rígida de canto variable, entre 1.10 y 2.70 m, que rigidiza el conjunto.

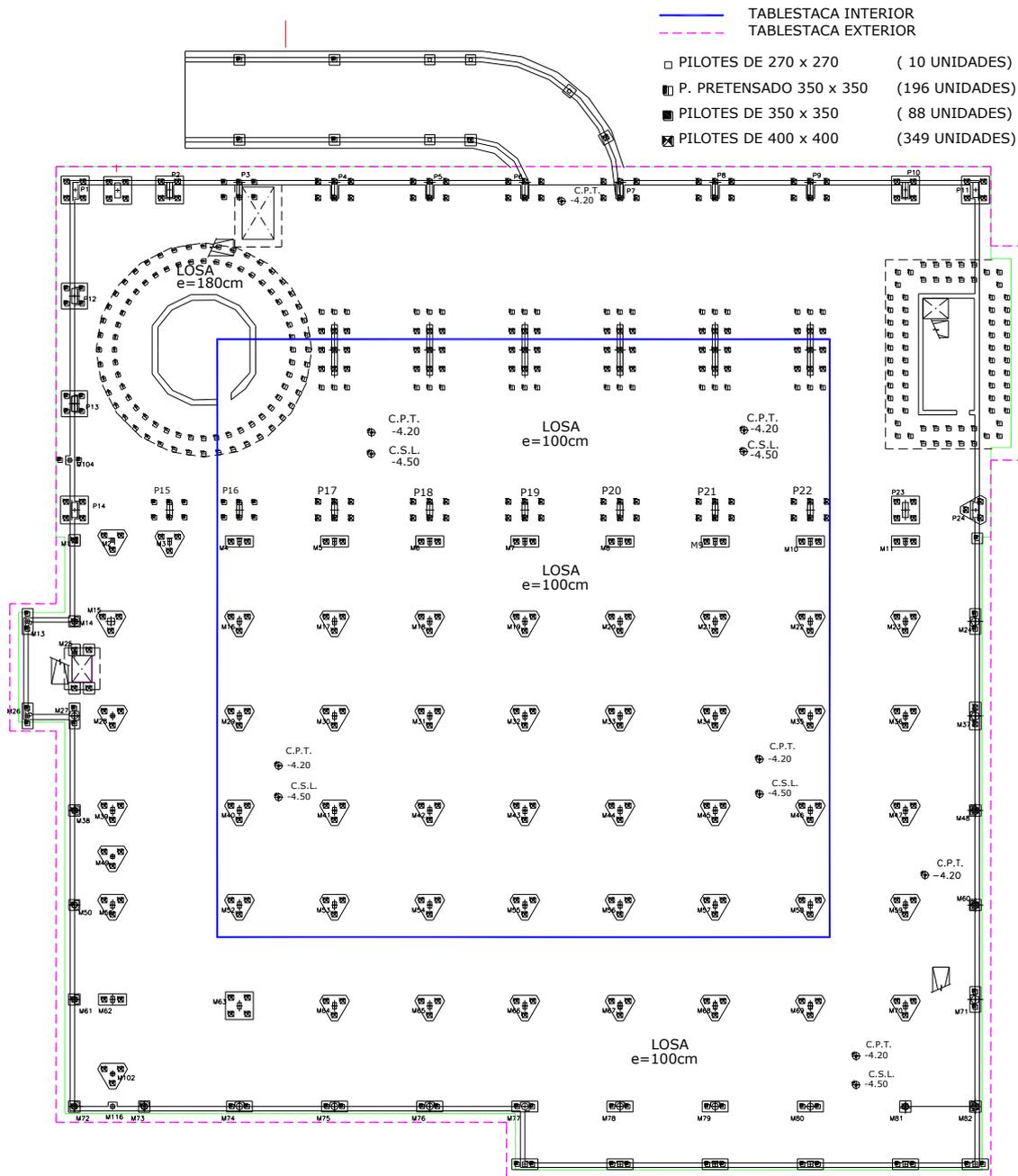


Ilustración 99. Situación de pilotes y encepados. Cantos de losa de cimentación.



Ilustración 100. Complejidad de ejecución de la obra. Entibación y losa.

5.3.2.4 COSIDO DE FALLA EN UN TALUD COMPUESTO POR INTERCALACIONES DE ARENAS Y ARCILLAS BLANDAS, ASENTADO SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS.

El edificio del Parador se construye en 1976 ocupando el Patio de Armas del Alcázar del Rey Don Pedro.

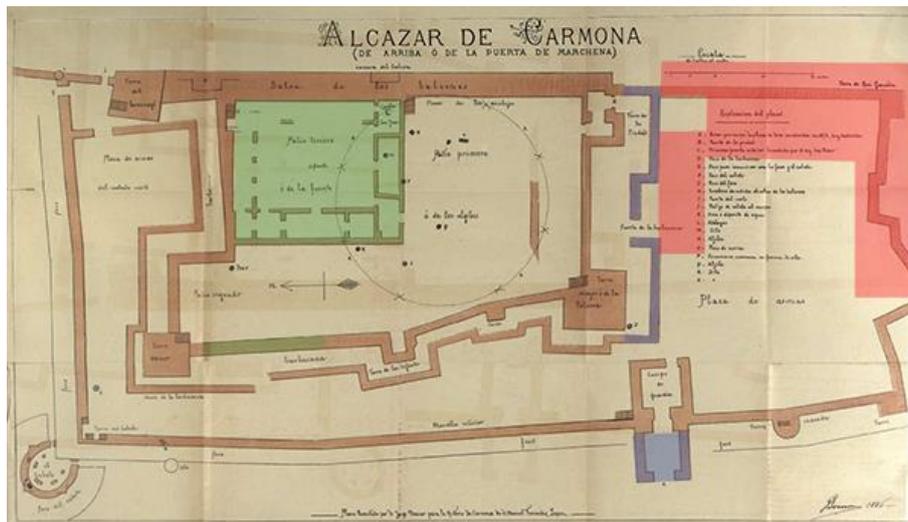


Ilustración 101. Conjunto Histórico del Alcázar del Rey Don Pedro.

El entorno geológico de la zona es de origen Mioceno como corresponde a la Depresión del Guadalquivir, situándose en edificio en una cornisa que limita el macizo rocoso de Los Alcores.



Ilustración 102. Emplazamiento del edificio al borde de la cornisa.

En general son materiales dispuestos subhorizontalmente de manera continua., pero esta continuidad se rompe en el área del Parador debido a procesos tectónicos que generan un movimiento de retroceso del promontorio sobre el que se alza Carmona.

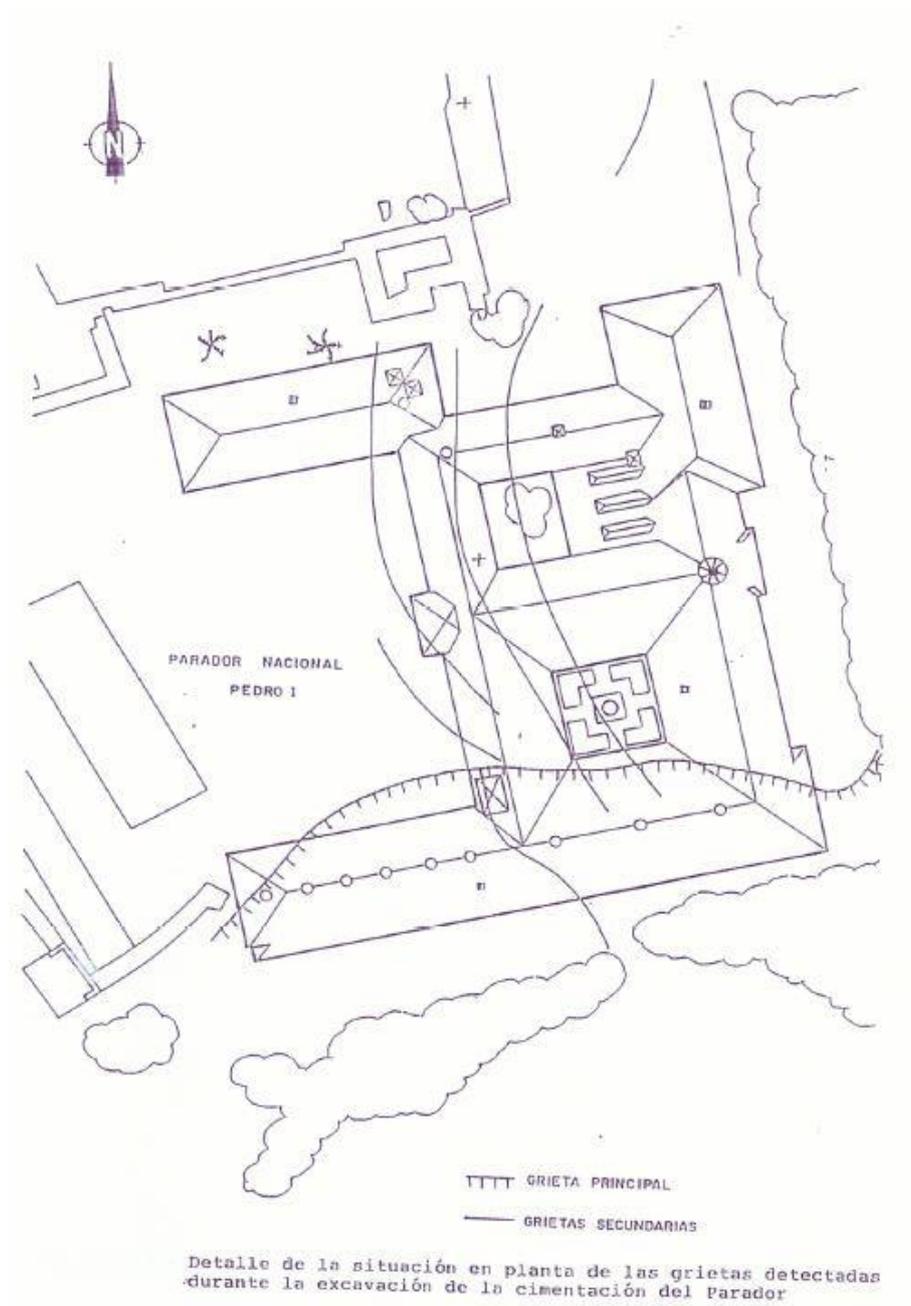


Ilustración 103. Situación de la grieta principal.

Además, los terremotos que tienen lugar en 1504 y posteriormente en 1755 afectan a la base de arenisca que sustenta el conjunto monumental provocando una importante línea de rotura.

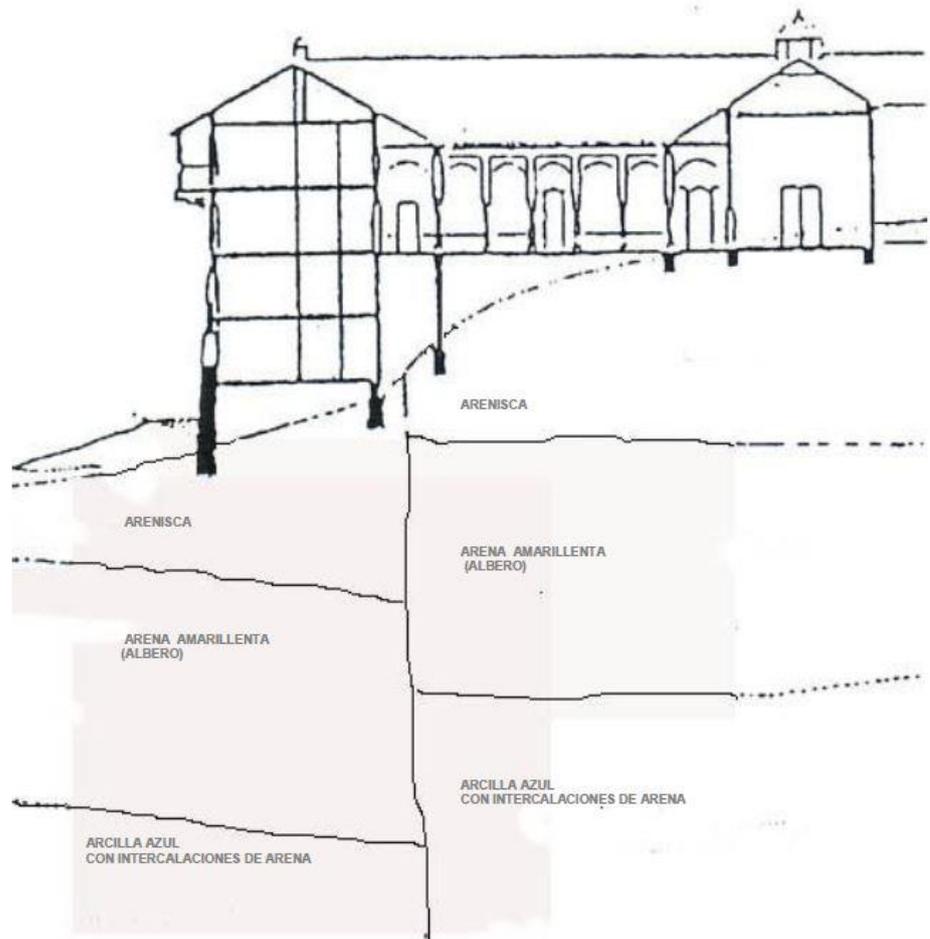


Ilustración 104. Estratigrafía de la cornisa. Dibujos cedidos por el CEDEX.

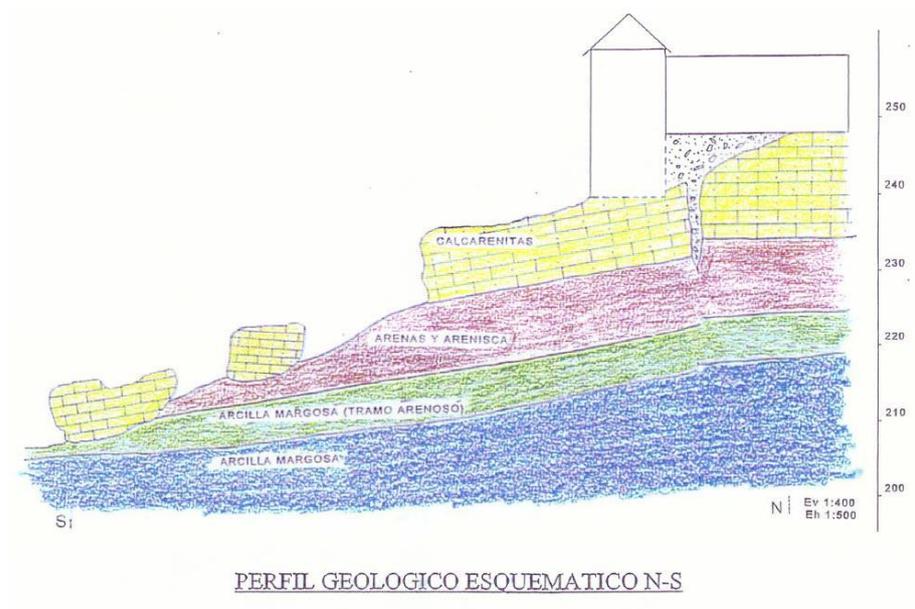


Ilustración 105. Esquema de deslizamiento de la ladera.

Esta línea se detecta ya en el proceso de ejecución de la obra nueva (1976), junto con otras de segundo orden y menor importancia, por lo que se procede a inyectar las fisuras con lechada de cemento. Para ello se ejecutan perforaciones de 8-16 m de profundidad en las que se introduce la lechada, extendiéndose el tratamiento a todo el área del parador.

No obstante, finalizadas las obras (1981), aparecen fisuras en los revestimientos debido a movimientos que se asocian a la grieta principal. En vista de ello se decide recalzar la cimentación, creando contrafuertes constituidos por micropilotes ejecutados desde la plataforma inferior del ala sur, de manera que atraviesen la cimentación por zanja corrida ejecutada poco tiempo antes.

Cada taladro se refuerza con redondos de acero embebidos en el mortero y se empotra en las arcillas azules, formando en su conjunto un contrafuerte que funciona como muro de gravedad, pero que no llega a coser la falla, ya que tan solo la toca de forma tangencial.

Esta carencia de cosido provoca que sigan manifestándose movimientos horizontales, por lo que se aborda una nueva actuación (1987) en la que se pretende coser la falla y anular estos movimientos.

Para ello se ejecuta, desde la misma zona donde se ejecutaron los micropilotes, un sistema de anclajes con una inclinación de 120° y una longitud igual al doble de la distancia entre la grieta y el punto de acometida del anclaje.

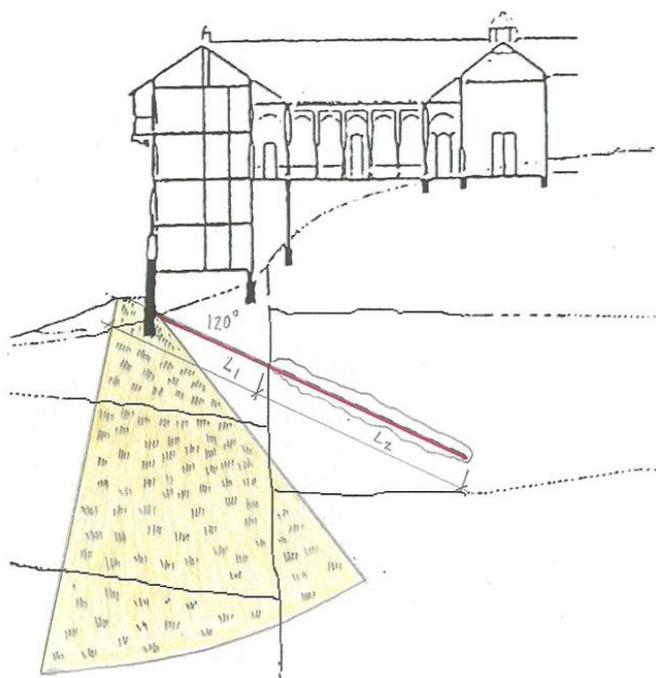


Ilustración 106. Situación de los anclajes. Dibujos cedidos por el CEDEX.

La operación no impide que sigan existiendo movimientos, lo que genera alarma entre los usuarios, propiciando el cierre del ala sur.

Con todo este bagaje de experiencias previas, en 1996 el CEDEX se hace cargo de llevar a cabo un estudio en profundidad del problema, a fin de dar solución a los movimientos.

La investigación se centra en detectar lo que ocurre a niveles profundos y determinar una actuación que de estabilidad al bloque de arenisca.

Se detecta una falta de continuidad lateral en los estratos y el deslizamiento de las margas que subyacen bajo el macizo de calcarenita, lo que provoca el desplazamiento de todo el frente de la plataforma.

Este fenómeno se debe en parte al descalce de la ladera por erosión, y al desgajamiento que se produce en el bloque debido a la infiltración de aguas pluviales por la grieta principal, y que afecta a niveles inferiores más arenosos.

Al producirse los terremotos, las cargas dinámicas pueden haber activado un mecanismo de soliflucción que afectase a las arcillas de base y a las arenas saturadas que constituyen el apoyo del bloque de calcarenita, propiciando que éste bascule y deje bloques colgados en la ladera.

Además, se observan intercalaciones arcilloso-margosas, que al saturarse por aporte de agua, crearían superficies de deslizamiento, agravando aún más el problema de descalce.

La intervención llevada a cabo por el CEDEX (1997) consiste en crear un prisma de terreno tratado con inyecciones de lechada de cemento-bentonita con tubos manguito, que modifique los parámetros geotécnicos del terreno, de manera que se consoliden las intercalaciones arcillosas y arenosas.

Las inyecciones se ejecutan en abanicos con puntos de inyección cada 33 cm. Dichos abanicos se alternan, ejecutándose unos desde la plataforma inferior en la cual se realizaron las actuaciones anteriores, y otros desde la zona superior en el interior del parador.

El número de pasadas se ajusta en cada caso a la zona tratada, para obtener los parámetros finales deseados.

Para asegurar el cosido de la grieta, se introducen barras GEWI que refuerzan los tubos manguito. Esta operación se realiza en la fase final de la obra.

La zona reforzada, constituye un muro que impide la salida de las aguas de la ladera. Por ello se diseña una red de drenes californianos (subhorizontales), que impide la acumulación de aguas tras esta barrera y que pueda generar empujes no deseados.

Para la evacuación de las aguas se ejecutan zanjas perimetrales a lo largo del pie de la ladera que a su vez están dotadas de unas prolongaciones que se adentran en la ladera, drenando las zonas más húmedas.

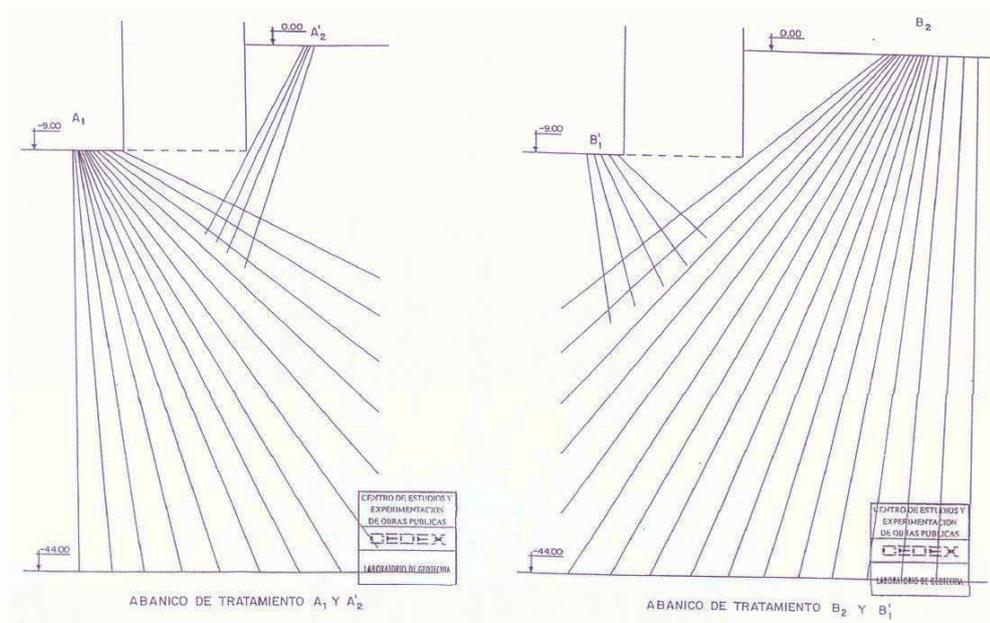


Ilustración 107. Disposición de los abanicos de inyección.

Actualmente, la zona del Alcázar sigue siendo objeto de inversiones para su consolidación.

Noticias recientes sobre la zona:

- 27 de Enero de 2014:

http://www.diacarmona.es/noticia/el-ministerio-de-cultura-invertira-440-000-euros-hasta-2016-para-la-consolidacion-del-alcazar-del-rey-don-pedro#.U2YuzPI_u7o

El Ministerio de Educación, Cultura y Deporte invertirá durante los próximos tres años un total de 440.000 euros para la rehabilitación y consolidación del Alcázar del Rey don Pedro de Carmona.

Estos datos han sido confirmados en una reciente reunión mantenida entre el alcalde de Carmona, Juan Ávila, y el delegado municipal de Cultura, Turismo y Patrimonio, Ramón Gavira, con la dirección general del Instituto del Patrimonio Cultural de España.

Durante este encuentro, los representantes del Ministerio han confirmado que en los presupuestos generales del Estado de 2014 ya existe una partida específica de 100.000 euros para la recuperación de este monumento y que en las proyecciones presupuestarias para los años 2015 y 2016 también se ha incluido esta obra con 340.000 euros más.

Juan Ávila ha mostrado su satisfacción por la confirmación de esta inversión puesto que supone que “desde el gobierno mantienen su compromiso con Carmona para que la rehabilitación del Alcázar continúe y podamos ponerlo en valor dentro de la oferta cultural y patrimonial de nuestra ciudad”.

Estas inversiones se suman a los 300.000 euros que el Estado ya destinó para la realización de unas obras desarrolladas durante 2012, centradas en la consolidación de sus muros y torres con el objetivo de evitar posibles derrumbes de las estructuras.

El Alcázar del rey don Pedro o de Arriba está situado al oeste del recinto amurallado y en el punto más alto de Carmona. Pedro I lo hizo restaurar en el s. XIII y lo convirtió en uno de sus palacios favoritos, mientras que los Reyes Católicos levantaron su cubete defensivo y embellecieron las dependencias reales. Sin embargo, el terremoto de 1755 le afectó gravemente y desde entonces su deterioro ha sido progresiva.

- 9 de Julio de 2012:

<http://www.20minutos.es/noticia/1533737/0/>

The image is a screenshot of a news article from the website 20minutos.es. The article is titled "Las obras de rehabilitación del Alcázar de Rey Don Pedro de Carmona se inician este lunes". The text of the article states that the rehabilitation of the Alcázar del Rey Don Pedro I (Alcázar de Arriba) in the municipality of Carmona, Seville, will begin on Monday, July 9th. The project is valued at 333,364 euros and involves consolidation and restoration of the walls and towers to prevent collapses and to condition the site for public access. The article is dated July 9, 2012, and is attributed to EUROPA PRESS. The screenshot also shows the website's navigation menu, social media sharing options, and a "Poca actividad social" (Low social activity) notification.

EUROPA PRESS. 09.07.2012

La rehabilitación del Alcázar del Rey Don Pedro I o Alcázar de Arriba, en el municipio sevillano de Carmona, se iniciarán este lunes 9 de julio, una actuación valorada en 333.364 euros con la que se acometerán obras de consolidación y restauración de los muros y torres con el objetivo de evitar posibles derrumbes de las estructuras, además de acondicionarlo para su apertura al público.

La rehabilitación del Alcázar del Rey Don Pedro I o Alcázar de Arriba, en el municipio sevillano de Carmona, se iniciarán este lunes 9 de julio, una actuación valorada en 333.364 euros con la que se acometerán obras de consolidación y restauración de los muros y torres con el objetivo de evitar posibles derrumbes de las estructuras, además de acondicionarlo para su apertura al público. Según ha indicado a Europa Press el arquitecto responsable de la actuación, Pablo Diáñez, la Comisión Provincial de Patrimonio de la Junta de Andalucía ya ha informado de forma "favorable", mientras que se acaba de obtener la autorización de arqueología preventiva. Los últimos permisos fueron concedidos el pasado lunes, por lo que se empezó a tramitar la preparación de los trabajos con vistas a la semana que empieza. En este marco, ha apostado porque las obras se realicen del modo "más concentrado" posible en el tiempo en áreas como el patio norte o el muro oeste, unas acciones donde se implicará a uno de los principales grupos de investigación universitarios especializados en esta labor, que trabajará especialmente en la zona más delicada del muro oeste. Asimismo, se ha planteado que el acondicionamiento para su apertura al público no se limite a este área que sufrirá las obras de urgencia, sino que sea ampliado, unas obras que podrían realizarse "a la misma vez". Estas actuaciones han sido adjudicadas por 333.364 euros a Geotecnia y Cimientos S.A. y se desarrollarían durante unos cuatro meses. El Ayuntamiento se hizo con la titularidad del Alcázar en 2008 y, desde entonces, ha apostado por abrirlo, a través de la antigua puerta de jardines norte en la muralla, y organizar en el interior una visita básica para intentar incorporarlo al patrimonio visitable de Carmona. El Ayuntamiento recuperó en 2008 la propiedad del alcázar, cedido en 1967 al Estado para la construcción del Parador Nacional de Turismo. En su momento, la administración central sólo ocupó el patio de armas, por lo que el resto del alcázar quedó en abandono y sufriendo un continuo deterioro con el paso del tiempo.

5.4 ENTREVISTAS A LOS TÉCNICOS. FORO DE DEBATE A LOS EXPERTOS.

Dado que la presente tesis trata de abordar una actualización y una revisión crítica de las intervenciones de recalce en la última década, he considerado de gran interés preguntar a los profesionales que están día a día trabajado en este campo y enfrentándose a la problemática de sintonizar con los distintos agentes intervinientes, ya sean proyectistas, empresas, consultores, patronatos, etc.

Las personas entrevistadas pertenecen a distintos grupos profesionales. Hay arquitectos, geólogos, ingenieros de caminos, peritos, profesores... de manera que quede plasmada la visión desde cada uno de los sectores.

A continuación se adjunta la entrevista, tal y como se le propone a los profesionales, y después las distintas respuestas a modo de foro de debate.

ENTREVISTA

1) INTRODUCCIÓN

Estimados compañeros: como ya sabréis, dado que en un momento u otro me he puesto en contacto con vosotros para recabar información, me encuentro en fase de redacción de mi tesis doctoral, y dado que la misma se propone ser una actualización y/o revisión crítica de las intervenciones de recalce en edificios patrimoniales, quisiera si me lo permitís, completarla con las impresiones, opiniones, aportaciones y notas de las personas que me han ayudado y que considero de la mayor solvencia en el tema.

A tal efecto he confeccionado una entrevista que envío a los siguientes profesionales:

- D. Emilio Yanes Bustamante, arquitecto y profesor de la ETSAT de Sevilla.
- D. Angel Alberto Martínez Girón, geólogo de la Dirección General de Industria, Energía y Minas, y de los laboratorios VORSEVI.
- D. Antonio Santos Moreno y D. José Manuel Martínez Santamaría, jefes de área de geotecnia del CEDEX.
- D. Fernando Da Casa Martín, arquitecto y catedrático de la Universidad de Alcalá de Henares.
- D. Joaquín Pérez Romero, Dr. Ingeniero CCP, Consultor de la empresa CEMOSA y profesor de la ETS de ICCP de la Universidad Alfonso X.
- D. José Manuel Romero Sousa, Ingeniero Técnico y consultor.

2) OPORTUNIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

Son numerosas las actuaciones de Rehabilitación en las que han sido precisas posteriores intervenciones de reparación, con el consiguiente gasto público que inevitablemente se deriva.

Por ello se estima necesaria la revisión de la metodología de actuación en Edificios Patrimoniales, tanto del análisis del estado de conservación que presentan como del diseño y ejecución de las técnicas de recalce más eficaces y viables técnicamente.

Dicha revisión pasa por el análisis de si las pruebas a realizar fueron las más adecuadas a cada caso, según los tipos de suelo, a fin de prever el comportamiento real de los mismos.

En Andalucía existen terrenos complejos como las arcillas sensitivas o rápidas, los suelos colapsables, o los suelos blandos compresibles, que presentan una serie de características que pueden poner en crisis cualquier actuación de consolidación y refuerzo estructural, o recalce de cimentación, y que es preciso definir y localizar en la geografía de la región.

No existen bases de datos de actuaciones en edificios patrimoniales que permitan detectar estos casos especiales y que adviertan de la problemática de zonas concretas. De existir, se facilitaría sobremanera la labor de los proyectistas y disminuiría considerablemente la siniestralidad.

Por tanto y para conseguir una mayor eficacia y economía, es preciso revisar los sistemas de recalce de cimientos empleados tradicionalmente en Andalucía en edificios patrimoniales, y establecer unas directrices que sirvan de base a los proyectistas en el diseño y ejecución de dichos sistemas.

3) CUESTIONES.

A continuación os propongo algunas cuestiones sobre las que me gustaría conocer vuestra opinión o vuestras impresiones, así como algunos temas sobre los que creo que sería interesante que aportarais vuestra sabiduría adquirida en la práctica profesional.

Por supuesto podéis responder todas, alguna o ninguna de ellas. Apelo a vuestra generosidad ya que lo considero muy interesante para el trabajo que estoy realizando y enriquecedor para la comunidad técnica.

Si hay algo que queráis anotar y que se salga de los límites de este cuestionario, os agradeceré encarecidamente que lo aportéis, ya que aportará valor al trabajo.

Por lo que se refiere a SUELOS:

- 1) Normalmente, al acometer una obra de recalce, consultas en el entorno si se han producido con anterioridad fenómenos de colapso, corrimiento, asentamiento...?
- 2) Crees que se desoye la tradición oral acerca de los suelos sobre los que no debería construirse a favor de una prepotencia técnica?
- 3) Conoces por experiencia o transmisión oral, suelos críticos en el territorio andaluz que no se hallen recogidos en cartografía geotécnica? Dónde se ubican?

Por lo que se refiere a RECALCES:

- 1) Cómo acometes una obra de recalce? A qué das prioridad?
- 2) Por tu experiencia, cuál es el talón de Aquiles del proceso de actuación que hace que se produzcan fallos en las intervenciones de recalce?
- 3) Hacia dónde crees que convendría orientar la investigación en este campo?
- 4) Crees que a menudo se invierte en tratamientos excesivamente costosos en relación al problema que se pretende solucionar, debido a una generalización de los tratamientos ofertados por las empresas de tratamiento de suelos?
- 5) En algún momento has sentido la imposibilidad de dar respuesta técnica a un problema de recalce con los medios a su alcance?
- 6) Crees que las ingenierías realizan una exploración suficiente antes de diagnosticar un problema y proponer un tratamiento?

Por lo que se refiere a INTERVENCIONES EN PATRIMONIO:

- 1) En ocasiones se realizan intervenciones en edificios históricos que modifican las cargas tanto en su cuantía como en su distribución. Crees razonable realizar estos cambios cuando ello devenga en una operación de recalce que eleva el presupuesto de manera incontrolada?
- 2) En la mayoría de los casos de rehabilitación se opta por sustituir la cimentación del edificio por otra de diferente tipología. Crees que debería respetarse la tipología de cimentación de un edificio histórico al igual que se respeta la distribución o el diseño original?
- 3) En la mayoría de los casos de rehabilitación se opta por sustituir la cimentación del edificio por otra de diferente tipología. Crees que debería respetarse la tipología de cimentación de un edificio histórico al igual que se respeta la distribución o el diseño original?
- 4) Podríamos hablar en este caso de restauración de la cimentación, cuando el fallo no se deba a cambios de la estructura del suelo que precisen de tratamientos de mejora del mismo?
- 5) Cuando se reprograma un edificio patrimonial para un uso diferente, crees que los profesionales de la arquitectura dan, en general, prioridad al diseño antes que a la buena salud y funcionamiento de la construcción?
- 6) Debería Patrimonio proteger la cimentación (tipología) e impedir ampliaciones bajo rasante que puedan alterar las condiciones del suelo sobre el que se asientan los edificios patrimoniales?

Por lo que se refiere a BASES DE DATOS:

- 1) Te ayudaría que existiese un Registro o Base de datos de obras en edificios patrimoniales en los que se han detectado situaciones especiales a la hora de ejecutar un recalce?
- 2) Estarías dispuesto a compartir su experiencia con edificios patrimoniales para crear una base de datos que recoja los resultados e idoneidad de cada operación de recalce?
- 3) OTRAS APORTACIONES, NOTAS, ETC...

A. FORO

Por lo que se refiere a SUELOS:

- 1) Normalmente, al acometer una obra de recalce, consultas en el entorno si se han producido con anterioridad fenómenos de colapso, corrimiento, asiento, etc . ?

Fernando Da Casa Martín: Las referencias de incidentes en el entorno, son una gran fuente de información adicional. En este aspecto es fundamental conocer el procedimiento de origen, el modo en el que se detectó, y que tipo de criterios se utilizaron para el diagnóstico del problema (no vaya a ser que dicho diagnóstico fuera pobre, o erróneo en el peor de los casos). También es importante conocer si ha existido un sistema de seguimiento del proceso una vez finalizado (control de movimientos,...)

Esta información debe ser incorporada al proceso de análisis como un ítem de estudio más, sin caer en la tentación de seguir (o copiar) estrictamente el diagnóstico y solución ejecutada, en el caso que se haya ejecutado. Se deben tener en cuenta las similitudes y diferencias con el proceso en estudio.

Antonio Santos Moreno: Es importante inspeccionar el entorno de una construcción afectada por patología, por si pudieran reconocerse síntomas de problemas del terreno comunes a edificios vecinos (deslizamientos, asentamientos adyacentes a construcciones enterradas, levantamientos...). De todos modos, algo fundamental cuando una construcción se mueve, y que no suele hacerse con suficiente previsión y detalle, es colocar bases y referencias adecuadas, y aprovechar el tiempo de estudio y elaboración del proyecto de recalce para aclarar cómo afectan estos movimientos a diferentes cuerpos y zonas de la construcción.

Jose M. Mtnez Santamaría: Sí, suelo consultar si ha habido problemas de otras cimentaciones relacionadas con el terreno, aunque no siempre se dispone de información documental al respecto.

Ángel A. Mtnez Girón: Siempre que se actúa, juega un papel determinante la experiencia acumulada, y en ella está incluida “la base de datos” de todas tus actuaciones. Si trabajas en una zona geográfica, siempre tendrás conocimiento del entorno, y esa es una labor a recopilar en los estudios previos.

José M. Romero Sousa: Normalmente sí que consulto. A compañeros y personal de la administración de la zona.

Joaquín Pérez Romero: Evidentemente sí. La experiencia previa en un sitio concreto es un ensayo a escala real que aporta una información indispensable para el desarrollo de cualquier proyecto, incluido uno de recalce.

Emilio Yanes Bustamante: Hay profesionales de todo tipo, los que se informan y los que no. Los que se fían de los que les dice el estudio geotécnico, y los que desconfían e investigan más allá. Si nos atenemos a la información facilitada por la aseguradora ASEMAS, la mayor parte de las patologías derivan de la falta de aptitud del técnico y no del problema de suelo en sí. Los profesionales ignoran las precauciones a tomar y ello devenga el fallo posterior.

En mi caso, puedo decir que hemos llegado a conseguir hacer prospecciones muy por encima de lo normal, y en estadios previos al inicio del estudio del problema. Realizamos varios estudios que nos permitan contrastar resultados y detectar posibles errores en las prospecciones.

2) Crees que se desoye la tradición oral acerca de los suelos sobre los que no debería construirse a favor de una prepotencia técnica?

Fernando Da Casa Martín: Sí. La capacidad técnica nos permite cimentar en casi cualquier circunstancia, si bien a un alto coste. El problema surge cuando no se dispone del conocimiento o habilidad para aplicar la técnica de cimentación adecuada al problema real, bien por desconocimiento, por una cuestión “economicista”, o por un mal asesoramiento con tendencias comerciales. Más en el caso cuando “no se quieren oír las voces de los lugareños”, o en ocasiones ni se hace caso a la toponimia del lugar (también referente de situaciones geotécnicas previas).

Los movimientos de tierras, con la disposición de rellenos de origen antrópico, pero no escombreras sino con material “similar” al existente, hacen que los resultados de los

Estudios geotécnicos más superficiales, o incluso con una lectura superficial, provoquen interpretaciones que conlleven a cimentaciones, o intervenciones erróneas. En ocasiones la consulta a la tradición oral, e incluso planimetría antigua, pueden ayudar a entender determinados comportamientos del terreno y de los edificios en ellos asentados.

Antonio Santos Moreno: Generalmente, estas pesquisas y consejos se aplicarían más a una construcción de nueva planta que una edificación ya construida y afectada por patología. Se plantea aquí mas bien, la necesidad de desarrollar una labor “detectivesca” que ha de conducir a “cuadrar” tanto los datos que se vayan obteniendo sobre terreno y estructura, como las informaciones recibidas sobre antecedentes y evolución de la construcción, que frecuentemente están sesgadas y orientadas a ocultar responsabilidades.

Jose M. Mtnez Santamaría: No creo que sea una afirmación que se pueda realizar de forma tajante, aunque en determinados casos si se puede producir.

Ángel A. Mtnez Girón: Existen condiciones desfavorables en muchos emplazamientos, y dependiendo del tipo de proyecto este podrá ser viable o no. En un deslizamiento activo no merece la pena construir una vivienda aislada por el coste de estabilización. Siempre hay que tener en cuenta la relación del coste de medidas adicionales que “asegurarían” un mínimo nivel de riesgo sobre el coste total del proyecto. Si se analiza este dato, algunos proyectos se descartan solos.

En la “época dorada” se presentaron algunos proyectos muy agresivos con el terreno subyacente, todo era susceptible de actuación. Ha habido grandes fracasos, mientras que otros por fortuna no pasaron del nivel de anteproyecto.

José M. Romero Sousa: Estimo que sí, es más, a mí, me ha sucedido en obras que he intentado advertir a proyectistas que venía de fuera y no me han querido escuchar. Después se han producido situaciones poco agradables y con costes no deseados.

Joaquín Pérez Romero: No creo que la tradición oral sea una fuente de información básica para el desarrollo de mi actividad profesional. Si escuchas algo interesante es lógico que le prestes atención, pero como fuente de información directa no es habitual que haga uso de ella.

3) Conoces por experiencia o transmisión oral, suelos críticos en el territorio andaluz que no se hallen recogidos en cartografía geotécnica? Dónde se ubican?

Fernando Da Casa Martín: No trabajo habitualmente por Andalucía, y desconozco de memoria los incluidos en la cartografía geotécnica. Pero he de referir que hay circunstancias puntuales locales, que son de imposible inclusión en las cartografías de carácter general.

Antonio Santos Moreno: Las cartografías geotécnicas, aunque validas, suelen ser de escalas demasiado escasas para identificar correctamente las afecciones de un solar construido determinado. En Andalucía suelen ser abundantes los casos de suelos con inestabilidad de volumen (que expanden y retraen según la estación), así como las laderas afectadas por reptaciones que responden también a cambios estacionales y suelos inestables.

Jose M. Mtnez Santamaría: No tengo información al respecto, al no tratarse de mi zona de trabajo habitual, lo que sí puedo decir es que en todos los casos con los que he tenido relación: arcillas expansivas, deslizamientos en margas, etc., sí que están recogidos en la experiencia local de cada una de las zonas.

Ángel A. Mtnez Girón: Todas las problemáticas geotécnicas están suficientemente definidas en el ámbito andaluz. Su incidencia puede comprobarse en las estadísticas de las aseguradoras.

José M. Romero Sousa: Si, en Huelva capital, en Trigueros, en Aljaraque, en Bonares y en Niebla. Arcillas expansivas de distinto grado en los pueblos y suelos con comportamiento "tixotrópico" en Huelva capital.

Joaquín Pérez Romero: La cartografía geotécnica disponible en la actualidad tiene una escala demasiado pequeña que dificulta su aplicación directa a casos concretos de recalce. En este sentido, la cartografía geotécnica puede favorecer la aproximación regional pero siempre se hace indispensable una investigación particularizada del emplazamiento en estudio. Una vez más incido en que la tradición oral no aporta gran cosa.

Emilio Yanes Bustamante: La cartografía geotécnica es de calidad y suficientemente explícita; el problema es que no se consulta. Por otra parte, esta cartografía a escala territorial no llega a definir todo el suelo urbano. Cuando se construye un solar se hace un estudio geotécnico dentro de ese éste, pero puede haber problemas a escala mayor que no se contemplen en ese solar. Los estudios a escala urbana son competencia de la Administración, y es esta la que debe encargarse de realizar unos estudios de riesgo que detecten toda la problemática, antes de declarar un suelo como urbano. Esto es, un suelo que se declara urbano debe ser un suelo competente y apto para la edificación, y la Administración debe garantizar esta aptitud encargando las prospecciones y estudios necesarios a escala urbana.

Por lo que se refiere a RECALCES:

4) Cómo acometes una obra de recalce? A qué das prioridad?

Fernando Da Casa Martín: Es fundamental un correcto y completo diagnóstico, que determine todos los posibles problemas que interfieren en el edificio afectado. Se debe conocer con profundidad el comportamiento estructural y constructivo del mismo, así como las actuaciones realizadas en él. Se deben analizar todas las posibles técnicas de aplicación, con pros y contras en el caso concreto de estudio. Se deben determinar los criterios de selección prioritarios (la mayor de las veces el económico, pero en ocasiones puede ser más relevante el no afectar determinados elementos, o el no poder actuar de forma directa en el interior del edificio). Con todo ello se seleccionaría la técnica más adecuada, analizando las consecuencias de tal intervención, para minimizar al máximo dichas implicaciones. La planificación de la puesta en obra, y el control en el propio proceso de ejecución es fundamental para conocer el comportamiento respuesta del edificio, y la posible toma de decisiones. Por último el seguimiento posterior es un factor fundamental, si bien en esta cuestión se tiene una gran dependencia de la colaboración del Propietario/promotor, ya que afecta a la economía de la obra.

Antonio Santos Moreno: En el caso de tener que recalzar, sería prioritario definir la distribución de profundidades al terreno estable, a través del solar edificado.

Jose M. Mtnez Santamaría: A buscar la causa que origina el problema, a efectos de estar seguros de que la solución que se propone da solución a la problemática planteada. Dicho de otra manera si no se acierta con la etiología del problema, seguramente la solución propuesta no sirva.

Ángel A. Mtnez Girón: Entiendo que al riesgo inminente o latente que implica aspectos estructurales, paralizando una evolución negativa de movimientos del subsuelo.

José M. Romero Sousa: Depende de muchos factores. Al conocimiento lo más exhaustivo posible del suelo dónde nos movemos.

Joaquín Pérez Romero: La clave consiste en comprender los procesos que afectan a la estructura, al terreno de cimentación y a la interacción entre los dos anteriores. De este modo es imprescindible una aproximación conjunta por parte de todos los especialistas implicados en ello y la prioridad debe ser, precisamente, la comunicación entre los mismos, con el objeto de solapar conocimientos y evitar la presencia de lagunas entre lo aportado por unos y por otros.

Emilio Yanes Bustamante: Es fundamental ver la globalidad del problema y estudiar la interacción de todos los factores. Suelo, cimentación, estructura, rigidez, diseño... Hay edificios con una buena cimentación, donde el suelo no es especialmente problemático, y sin embargo presentan patologías. Se debe generalmente a que está mal concebido, mal diseñado; no hay equilibrio, porque unas zonas sean mucho más pesadas, o más rígidas, etc. En general no hay una fórmula. Cada caso es único y hay que valorar todos los factores que inciden.

5) Por tu experiencia, cuál es el talón de Aquiles del proceso de actuación que hace que se produzcan fallos en las intervenciones de recalce?

Fernando Da Casa Martín: Fundamentalmente, cuando se producen actuaciones de recalce fallidas, suele haber una premisa común, y es la falta de profundidad en la fase inicial del proceso. Este fallo conlleva a la toma de decisiones sin base técnica, bien por error en el diagnóstico (no se “ataca” el problema real), bien por un deficiente diagnóstico (el problema que se “ataca” es el primero detectado, no siendo el principal), bien por un error en la selección de la técnica a aplicar (que no solventa el problema), bien por un deficiente dimensionado o mala ejecución (por falta de control durante la ejecución que permita su detección).

En muchos casos estas cuestiones han venido derivadas por un bajo conocimiento de las técnicas de aplicación, así como de geotecnia, por parte de los técnicos facultativos, por una cuestión de “prurito personal”, o en todo caso por no querer destinar fondos a la figura del asesor técnico, lo que conlleva a quedar “en manos de la empresa ejecutante”, que en ocasiones (gracias al cielo no las más) dispone de criterios empresariales más que de calidad del resultado final de solventar el problema.

Antonio Santos Moreno: Habitualmente los estudios geotécnicos de recalce, que en mi opinión son los más delicados pues han de definir adecuadamente la interacción terreno-estructura, suelen carecer de campañas adecuadas de estudio del terreno y de una definición suficiente de la estructura y de la etiología de sus daños.

Jose M. Mtnez Santamaría: En la misma línea de lo que cito en la pregunta anterior, en general cuando no se acierta con la causa o causas del problema, es cuando se producen los fallos.

Ángel A. Mtnez Girón: En muchos casos una actuación no cuenta con toda la información deseable suficientemente respaldada. No se cuenta con el proyecto original, no se conocen detalles de lo realmente ejecutado, y muchas veces los afectados no aportan una información objetiva, sino parcial.

José M. Romero Sousa: Muchas veces, la falta de un estudio minucioso pre-intervención. En demasiadas ocasiones, en pocos metros, se pueden encontrar variaciones importantes en las características de los suelos. Otro motivo importante es el diseño, más o menos acertado, más o menos ajustado, de la conexión del recalce con los elementos de cimentación y estructurales existentes.

Joaquín Pérez Romero: El punto más débil suele estar relacionado con la diversidad existente entre todos los actores intervinientes, ya que no siempre se tienen presentes los intereses de cada uno de ellos.

Emilio Yanes Bustamante: Hay varios. En ocasiones se trata e intereses económicos. Se aplica una técnica inadecuada porque esa es la técnica que vende la empresa. Otras veces se presta excesiva credibilidad al estudio geotécnico, que en algunos casos es erróneo. Y en general hay una gran falta de capacitación técnica. No se forma suficientemente a los profesionales ni en Mecánica del Suelo, ni en Estructuras.

6) Hacia dónde crees que convendría orientar la investigación en este campo?

Fernando Da Casa Martín: Creo que el conocimiento de los procedimientos de ejecución y comportamiento de cada una de las técnicas de aplicación es fundamental, así como los procesos de control del proceso, que permita que los técnicos facultativos tengan un conocimiento del proceso y poder determinar la necesidad o no de adoptar medidas adicionales o cambios en los parámetros de aplicación de la técnica. Para todo ello también es fundamental conocer el cómo fallan. Esto es, conocer los casos erróneos. Analizarlos y determinar las causas del fallo. Se aprende mucho más del “error” que del “acierto”. Pero esta cuestión es compleja en las propias fuentes de la información. La puesta en común de procedimientos y análisis, así como de los datos obtenidos es de gran relevancia.

Antonio Santos Moreno: Es importante el seguimiento de la construcción antes y después de su refuerzo, pues el suelo “está vivo” y su comportamiento a medio plazo puede ser marcadamente diferente al de corto plazo. Se ha contrastado, especialmente, lo inadecuado de considerar el trabajo de un pilote en base a una prueba de carga de corta duración y limitada tensión de trabajo (superando un 20-30% la carga de servicio). Basta el trascurso de unos 12 ó 15 años para comprobar que una buena parte del fuste, lejos de resistir, sufre sobrecargas de fricción negativa, y esto incluso en situaciones en que el terreno en torno al pilote no se ha sobrecargado, sino que se ha vaciado.

Jose M. Mtnez Santamaría: A definir con precisión todas las posibles incógnitas que se tengan con relación a la causa o causas que producen la patología de los daños.

Ángel A. Mtnez Girón: La recopilación de información es ardua, y si no se dispone, hay que efectuar comprobaciones mayores, y esto implica mayor coste de investigación previa. Es lo ideal, cuanto más se investigue previamente mayor definición y acotación puede darse a una solución de recalce. A veces implica un mayor periodo de observación y de instrumentación para tomar una decisión adecuada.

José M. Romero Sousa: Sobre todo, al conocimiento, lo más concreto posible, de los comportamientos de suelos en función de distintas combinaciones que se puedan dar de solicitaciones y estados físico-químicos.

Joaquín Pérez Romero: Encontrar sinergias entre el sector político, los organismos públicos de investigación (que incluyen a las universidades públicas), los organismos privados de investigación y el sector empresarial.

Emilio Yanes Bustamante: Es necesario revisar el Plan de Estudios y dar a los profesionales una mayor capacitación técnica. Actualmente estamos redactando una Guía para la elaboración del Proyecto fin de Grado de los Ingenieros de la Edificación, y nos encontramos con el problema de que apenas hay contenidos en la carrera. Habría que cambiar todo el Plan de Estudios.

Deberíamos tener una Escuela Politécnica y enfocarnos hacia la especialización. Hay que conseguir que un Ingeniero de Edificación lo sea realmente, que sepa de Mecánica del Suelo y de Estructuras.

7) Crees que a menudo se invierte en tratamientos excesivamente costosos en relación al problema que se pretende solucionar, debido a una generalización de los tratamientos ofertados por las empresas de tratamiento de suelos?

Fernando Da Casa Martín: En ocasiones, derivado de un mal análisis, de un concepto erróneo de la "seguridad", o de un desconocimiento que provoca mayor inseguridad aún, se seleccionan técnicas, o se dimensionan los tratamientos de un modo excesivo. Si la decisión del dimensionado, queda a manos de la empresa, esto por criterios obvios, hará proposiciones que quedarán del lado costoso de la solución.

Para evitar ello, el control del procedimiento (diagnóstico, selección, diseño, y control de ejecución) debe estar en manos del propio técnico con conocimiento o asesoramiento suficiente.

Antonio Santos Moreno: Los tratamientos de suelo deben reservarse para casos en los que realmente permitan resolver, no sólo la transmisión de cargas verticales al firme, sino además, estabilizar movimientos horizontales sin daño al entorno o a la propia construcción afectada. Si esto se hace así, y la mejora del terreno se realiza adecuadamente, el coste final no es "barato" pero sí "económico". Es decir, el problema se resuelve para..."los restos". Lo verdaderamente caro es adoptar una solución que, al cabo de unos pocos años, ha de corregirse.

Por otra parte, en muchas ocasiones, el tratamiento de mejora del terreno es compatible con la permanente habitabilidad del inmueble.

Jose M. Mtnez Santamaría: De nuevo es una afirmación que no se puede hacer de forma general, aunque sí es cierto que las empresas de tratamientos intentan imponer sus soluciones, evitando soluciones que siendo válidas o bien no resultan "rentables" desde un punto de vista de determinadas empresas o bien que simplemente son soluciones que ellos no realizan.

Ángel A. Mtnez Girón: No lo creo, lo que ocurre es que algunas soluciones de reparación están “judicializadas”, y ello implica muchas veces simplificación del problema y soluciones definitivas.

José M. Romero Sousa: Por supuesto. Normalmente deriva de un desconocimiento del comportamiento de los materiales que componen el suelo, por lo que se generaliza y se emplean sistemas y tratamientos que, en muchas ocasiones, está por encima de las necesidades reales. Por eso es tan importante, bajo mi punto de vista, lo mencionado en el apartado anterior.

Joaquín Pérez Romero: De ninguna manera. El mercado ofrece una gran variedad de productos relacionados con el tratamiento del terreno. Las limitaciones las establecen los técnicos encargados de proponer las soluciones, porque solo aplican aquello que conocen. Este problema reside en dos factores, siendo el primero de ellos que los profesionales competentes no dedican tiempo suficiente a mejorar su formación. El segundo de ellos es el intrusismo profesional, relacionado fundamentalmente con el ejercicio por parte de licenciados que carecen de la más mínima formación técnica en aspectos relacionados con la construcción.

Emilio Yanes Bustamante: Está claro que las empresas van a intentar siempre aplicar lo que comercializan, aunque en algunos casos no sea lo óptimo.

8) En algún momento has sentido la imposibilidad de dar respuesta técnica a un problema de recalce con los medios a tu alcance?

Fernando Da Casa Martín: En la mayoría de las situaciones, los medios se han visto limitados por una cuestión económica, lo que ha llevado a ser más exhaustivo aún en el proceso de estudio.

En alguna ocasión la limitación de los medios, ha provocado, no la imposibilidad de dar respuesta técnica, sino al tener que “sacrificar” algunos de los condicionamientos previos (salvar vegetación, permanencia de usos y/o usuarios, acabados u elementos determinados,...)

En alguna ocasión (en edificios de escasa entidad) la respuesta técnica implicaba un alto coste económico que no hacía viable la ejecución, siendo una alternativa más factible la eliminación y reposición posterior del elemento.

Antonio Santos Moreno: No. Lo que sí he experimentado ha sido la decepción de comprobar, que una solución concienzudamente analizada y valorada, se abandonaba por una solución “improvisada”, en la que aspectos fundamentales del problema se ignoraban.

Jose M. Mtnez Santamaría: No, aunque si en algún caso, cuando la soluciones a acometer quedaban fuera de la lógica, por suponer un coste económico muy alto con relación al objeto del recalce, no siendo posible proponer alternativas más económicas.

Ángel A. Mtnez Girón: Se pueden ofrecer diversos tratamientos en función de las disponibilidades económicas de la propiedad, explicitando los grados de incertidumbre y garantías de éxito. A veces es mejor no actuar por el momento y tener un mayor periodo de observación.

José M. Romero Sousa: Más que con los medios a mi alcance, con la financiación para poder conseguir esos medios.

Joaquín Pérez Romero: Creo que la pregunta está mal planteada. Los medios los provee la parte interesada en acometer la actuación de recalce y se le pueden plantear, entre otros, dos problemas: que no disponga de recursos suficientes para subcontratar los servicios necesarios o que haga una mala elección a la hora de seleccionar al proveedor. En mi experiencia no acepto encargos que pretendan alcanzar soluciones que no son compatibles con los recursos asignados para ello.

Emilio Yanes Bustamante: Por lo general, los medios son siempre los mínimos, por problemas económicos.

9) Crees que las ingenierías realizan una exploración suficiente antes de diagnosticar un problema y proponer un tratamiento?

Fernando Da Casa Martín: Sería un error generalizar.

Hay algunas ocasiones, que las “exploraciones” previas se limitan a detectar un problema, el cual es abordado sin profundizar más (causa “excusa” para intervenir).

Hay otras ocasiones, que las técnicas elegidas son “las de siempre”, por desconocer o no confiar en otras alternativas.

Hay otras ocasiones, que la decisión es puramente económica de la técnica a utilizar de recalce, sin analizar las consecuencias, validez, u obras complementarias a realizar (que por supuesto casi siempre están fuera de la oferta realizada).

Estas cuestiones dependen de la “profesionalidad” de cada cual, si bien también es cierto, que en ocasiones, la situación de crisis, ha obligado a actuar con escasa remuneración económica (lo que implica la aplicación de menos recursos y tiempo para el estudio), o incluso la intervención de técnicos que “por comer” aceptan cualquier tipo de encargo, aún sin disponer del conocimiento suficiente.

Es por ello por lo que no podemos generalizar que estas cuestiones, afecten a todos los técnicos, sean ingenierías o no, ni en todas las ocasiones.

Antonio Santos Moreno: Mi experiencia profesional se desarrolló, durante más de 10 años, en el campo del diagnóstico y proyecto de soluciones para patologías de edificación y obra civil. Junto al equipo profesional, que tuve el privilegio de dirigir técnicamente en la desafortunadamente extinta GEOEXPERTS S.A., hube de reorientarme al estudio y realización de soluciones “llave en mano” pues, poco a poco, resultó monetariamente más costoso trasladar los equipos, que redactar los informes de acuerdo con los precios que se fijó el mercado a finales de los 70.

Jose M. Mtnez Santamaría: Depende, pues normalmente está muy relacionado con el coste económico que supone una correcta investigación para detectar la causa o causas origen del problema. Muchas veces se dispone de presupuestos limitados que impiden la investigación necesaria.

Ángel A. Mtnez Girón: Los presupuestos son siempre limitados por desgracia, y en algún punto hay que quedarse. En algunos casos no siempre se dispone de toda la información deseable, es la situación de mercado la que induce las carencias.

José M. Romero Sousa: Habitualmente NO. Existe una gran PICARESCA por desconocimiento de los técnicos directores.

Joaquín Pérez Romero: Eso depende de la solvencia técnica y de la ética de cada ingeniería. En muchas ocasiones las 'exploraciones insuficientes' están ligadas a la contratación de un servicio por debajo de su verdadero precio de mercado.

Emilio Yanes Bustamante: Los propietarios siempre quieren hacer el mínimo gasto. Las ingenierías hacen las prospecciones que el cliente quiere o puede pagar.

Por lo que se refiere a INTERVENCIONES EN PATRIMONIO:

10) En ocasiones se realizan intervenciones en edificios históricos que modifican las cargas tanto en su cuantía como en su distribución. Crees razonable realizar estos cambios cuando ello devenga en una operación de recalce que eleva el presupuesto de manera incontrolada?

Fernando Da Casa Martín: Esta es una cuestión controvertida. Hay que tener en cuenta que para que el Patrimonio persista, este debe tener un uso (sin entrar en cual), ya que si no se usa, el propio abandono implica una ineficacia en la inversión realizada. En estos procesos de adecuación, en ocasiones, es preciso un cambio de su comportamiento estructural. Si esto conlleva la necesidad de recalzar, bien porque la cota de trabajo baja por debajo de la cimentación actual, o bien por qué se supera (o no confía) en la capacidad del suelo actual, entonces es preciso intervenir con un recalce. Hasta aquí no hay problema. El problema surge cuando la actuación a realizar no sigue el procedimiento adecuado (en este caso el diagnóstico es también fundamental para conocer la afección del edificio y los problemas a solventar por la solución a adoptar), y cuando de ello se deriva un excesivo coste (matar moscas a cañonazos) por una mala selección de la solución.

En lo que no estoy de acuerdo es en “la elevación incontrolada del presupuesto”. Cualquier ejecución bien estudiada y analizada y controlada puede permitir que se conozca con un alto grado de precisión los costes de dicha ejecución de forma previa a la misma, de modo que se pueda conocer y tomar las decisiones oportunas sobre la realización de la inversión.

Es cierto que aprovechando estas circunstancias “una vez metidos en obra”, en algunas ocasiones, se produzca un intento de “incremento incontrolado de la obra” en base a un desconocimiento previo, o a la variación de las circunstancias de carácter geotécnico. Esta situación es favorecida en el caso de un “erróneo” diagnóstico. Nuestra obligación como técnicos es evitar su producción.

Antonio Santos Moreno: En principio, el especialista debe tratar de satisfacer las peticiones de los Patronatos que deciden el destino a dar al edificio histórico en cuestión. En La Normal de Granada se ejecutaron sótanos bajo el edificio inicialmente existente, llegando a vaciar el terreno bajo claustro.

Jose M. Mtnez Santamaría: En mi opinión, cuando se toman este tipo de decisiones debe tenerse en cuenta todo, incluidos los recalces necesarios, valorando si es no o lógica su realización. Dicho esto, considero que las técnicas actuales de recalce han permitido, según los casos, poner en valor edificios con usos alternativos para los que no estaban contemplados, que en muchos casos han asegurado conservación en el tiempo.

Ángel A. Mtnez Girón: Son temas de proyecto, y se debe de estudiar si con otras alternativas se puede disminuir el costo. Ahí entra en juego una cierta supervisión técnico-económica por parte de una propiedad o administración.

José M. Romero Sousa: Si es para darle otro uso, puede estar indicado a mi parecer. Si es para conservarlo como edificio histórico y sólo es mantenimiento, por supuesto que no.

Joaquín Pérez Romero: Elevar un presupuesto de manera incontrolada es un contra ejemplo perfecto del concepto de lo razonable.

Emilio Yanes Bustamante: Esta es una práctica que se ha insertado en España dentro de la dinámica de despilfarro general. El dinero no era problema.

11) En la mayoría de los casos de rehabilitación se opta por sustituir la cimentación del edificio por otra de diferente tipología. Crees que debería respetarse la tipología de cimentación de un edificio histórico al igual que se respeta la distribución o el diseño original?

Fernando Da Casa Martín: La cimentación también es un elemento constructivo de carácter histórico, que al igual que la estructura rasante debe ser respetado y considerado como tal. No por el hecho de estar enterrado (y no ser visible) es más susceptible de ser eliminado.

La sustitución de la cimentación solamente debería ser justificada, cuando esta (en un proceso degenerativo) ha desaparecido, o en el caso de que la cota de apoyo nueva esté por debajo de la actual (por lo que deja de tener su función principal).

Una vez dicho esto, lo que si considero es que se debe respetar al máximo la forma de comportamiento estructural de la edificación, no solo en su ámbito de la cimentación sino también en la estructura sobre rasante. Modificar comportamientos, tipos de enlace, y forma de transmitir los esfuerzos, puede generar nuevas solicitaciones para las que el resto de la estructura no se vea capacitada de soportar y se generen nuevos problemas en el edificio.

La alteración de diseño o distribución original, es más una afección estética, o de pérdida de identidad. En el caso de la cimentación es algo más aún, ya que la forma de responder a la interacción con el suelo, y a los movimientos generados es muy diferente en las diferentes técnicas de cimentación, esto afecta al modo de comportarse pudiendo llegar a ser incompatible. Cualquier intervención debe tener en cuenta estas cuestiones y si por la razón que fuera no pudiera repostar dicho comportamiento inicial, debería conocerse su nuevo comportamiento para adoptar las medidas necesarias y complementarias que hagan que el nuevo comportamiento sea compatible con el edificio.

Antonio Santos Moreno: Las mejoras del terreno no sólo permiten mantener la cimentación existente, mejorándola al tiempo que se mejora el estado del subsuelo, sino que en ocasiones se ha podido reforzar una construcción preexistente y en estado ya precario, sobre la que se había levantado la actual.

Jose M. Mtnez Santamaría: No estoy de acuerdo con la afirmación que se hace en la pregunta, aunque en determinados casos sí que es cierta. Lo primero que hay que hacer en este tipo de estudios, es ver la cimentación que hay y analizar si es válida o no, siendo una alternativa habitual la mejora de la misma tipología de cimentación, por ejemplo en el caso de zapatas aumentando la superficie de apoyo.

Ángel A. Mtnez Girón: Si la transmisión de cargas y el funcionamiento de la cimentación es incorrecto, lo lógico es variar la tipología de cimentación por otra que resuelva el problema.

José M. Romero Sousa: Si no tiene afecciones, por supuesto que creo que debe respetarse.

Joaquín Pérez Romero: No entiendo por qué habría de respetarse la tipología existente. En caso necesario se hace y en caso contrario no.

Emilio Yanes Bustamante: La cimentación original allí queda. Para mí la solución ideal es mejorar el suelo sin tocar el edificio. Pero si esto no es suficiente, será inevitable recurrir a otros sistemas para estabilizar el edificio.

12) Podríamos hablar en este caso de restauración de la cimentación, cuando el fallo no se deba a cambios de la estructura del suelo que precisen de tratamientos de mejora del mismo?

Fernando Da Casa Martín: Yo prefiero utilizar el término “intervención en la cimentación”, este engloba los de Rehabilitación, Restauración, Refuerzo, Reparación,... y nos alejamos de las disputas terminológicas entre cada una de las definiciones, que realmente no conlleva una traducción en lo que a técnica se refiere. No podemos caer en diferenciar situaciones de actuación según sea un problema del suelo o por un cambio de la situación sobre rasante. En todas las situaciones se trata de un problema en la interacción “cimiento-suelo”, y como tal problema deberemos estudiarlo y proponer las soluciones adecuadas.

Antonio Santos Moreno: No entiendo bien el alcance de la pregunta. Puedo decir que es fundamental definir los estados mecánicos de la fábrica y del subsuelo. Si este último no requiere ningún tipo de mejora, se puede reforzar la estructura de cimentación o incluso cambiarla. De todos modos será fundamental estudiar adecuadamente, en este último caso, el cimbrado de la estructura a realizar. La cimbra necesita siempre adecuada cimentación. La colocación de tablonés, sobre los que descansan pies derechos, es una llamada al movimiento y daño de una estructura antigua. He llegado a ver apeos inclinados de fachada cuya reacción horizontal se la ofrecía...un bordillo de acera.

Jose M. Mtnez Santamaría: Entiendo que es un problema semántico, aunque en verdad en la práctica habitual se considere como recalce.

Ángel A. Mtnez Girón: Si existe una fábrica deficiente en la composición de la cimentación la transmisión de cargas no está asegurada correctamente, y puede sustituirse o puede consolidarse independientemente de que el terreno no ofrezca problemática alguna.

José M. Romero Sousa: Entiendo que no es restauración sino más bien cambio de tipología o criterio.

Joaquín Pérez Romero: La solución a un problema parte, lógicamente, de la identificación de dicho problema. En ocasiones las patologías se deben a cambios en la estructura del suelo existente en el cimiento, en otros casos se debe al deterioro de los propios elementos de cimentación, al deterioro de la estructura, a la afección provocada por agentes externos, etc. Ante tal diversidad no creo conveniente profundizar en la creación de nuevos términos.

Emilio Yanes Bustamante: Si no hay más remedio, se hace. Pero normalmente encuentro fórmulas para que no sea necesario.

- 13) Cuando se reprograma un edificio patrimonial para un uso diferente, crees que los profesionales de la arquitectura dan, en general, prioridad al diseño antes que a la buena salud y funcionamiento de la construcción?

Fernando Da Casa Martín: Tal y como refiero en a pregunta 9, sería un error generalizar. Si es cierto que con carácter general los arquitectos le dan prioridad a los aspectos organizativos, funcionales del espacio, y estéticos, esto es al diseño puro. Esto no quiere decir que en todos los casos se “olviden” los aspectos constructivos y estructurales. En ocasiones pasa, pero se debe decir que el problema de la intervención en el Patrimonio, en sus aspectos estructurales implica la necesidad además de un conocimiento del comportamiento estructural y constructivo de las técnicas históricas (no funciona, ni evoluciona, igual un muro de mampostería del siglo XV, que un muro de fábrica de ladrillo u hormigón), además de ello se deben tener conocimientos de carácter geotécnico (este si es un punto flaco de los técnicos en el ámbito de la arquitectura). La falta de estos conocimientos hace que cuando intervienen técnicos (arquitectos, ingenieros) con esta deficiencia, la probabilidad de que se produzcan problemas aumenta a un alto nivel.

Antonio Santos Moreno: Los Arquitectos suelen dar prioridad al Arte del Diseño. Los Ingenieros, especialmente los geotécnicos, sabemos...”bailar con la más fea”. Esto no va por el terreno, sino más bien por los “economistas” (más bien “cuentaguijas”) que suelen moverse entre el ingeniero y la ley de la gravedad.

Jose M. Mtnez Santamaría: De forma general el diseño suele ser prioritario, siendo una de las causas (por la causa fundamental) por la que en muchas ocasiones se generan situaciones técnicas de muy difícil y costosa resolución técnica.

Ángel A. Mtnez Girón: Ese riesgo siempre estará ahí, priorizar el diseño antes que atender o respetar la estructura primitiva. Es un tema de proyecto.

José M. Romero Sousa: Sí

Joaquín Pérez Romero: Evidentemente dependerá del arquitecto en cuestión. Mi experiencia como Profesor de Arquitectura me permite identificar que la mente del arquitecto tiene una parte 'artística o creadora' y una parte 'técnica'. En cada arquitecto esas partes ocupan proporciones distintas y los problemas que se citan en la pregunta suelen estar relacionados, precisamente, con no ser consciente de quién se es, qué se sabe y qué se desconoce.

Emilio Yanes Bustamante: Rotundamente Sí.

- 14) Debería Patrimonio proteger la cimentación (tipología) e impedir ampliaciones bajo rasante que puedan alterar las condiciones del suelo sobre el que se asientan los edificios patrimoniales?

Fernando Da Casa Martín: Tal y como he indicado antes, la cimentación también es un elemento constructivo de carácter histórico, que al igual que la estructura sobre rasante debe ser respetado y considerado como tal. No por el hecho de estar enterrado (y no ser visible) es más susceptible de ser eliminado. Ahora bien, dicho esto, no creo que se debiera generar una protección como la propuesta con carácter general.

Este elemento al estar enterrado tiene unas condiciones de durabilidad diferentes de los elementos sobre rasante, así mismo se debe reconocer que los materiales utilizados en su configuración, las más de las veces, son de peor calidad que los superiores (quizá por estar ocultos, se atendían menos), lo que hace que en las más de las ocasiones estos elementos se vean en un grado de alteración de muy difícil atención para cumplir una protección exhaustiva. Si esta se produjese podría darse el caso que para obtener la consolidación o regeneración de dichos elementos en su configuración histórica, la inversión fuera tal que hiciera inviable su puesta en funcionamiento, lo que podría llevar a que no se interviniera en un gran número de edificio, produciendo el efecto contrario al buscado que es la conservación y puesta en valor del Patrimonio construido.

Así mismo, como se ha indicado también anteriormente, en ocasiones para poder dotar de una nueva funcionalidad al edificio, en ocasiones es necesario rebajar la cota de apoyo de la cimentación. Con una protección excesiva podría darse el caso de imposibilitar tal aspecto, haciendo inviable la inversión en estos edificios.

Esto no quita para que se planteen acciones derivadas a la puesta en valor y conocimiento de las diferentes técnicas constructivas de las cimentaciones originales. Creo que si los técnicos en general conociéramos más su naturaleza y funcionalidad y comportamiento, las respetaríamos mucho más, incluso que con normativas de protección patrimonial.

Antonio Santos Moreno: Mencioné antes el caso de La Normal. Lo que no puede hacerse es prever ampliaciones bajo rasante de un edificio histórico, al precio de un vaciado en solar no edificado.

Jose M. Mtnez Santamaría: No creo que deba adoptarse un planteamiento rígido con relación a este tema, sino que cada caso debe ser estudiado con detalle, analizando con precisión y detalle los problemas que puedan llegar a presentarse.

Ángel A. Mtnez Girón: Debería de imponer en todo caso criterios de preservación en el caso de proyectos desarrollados en el propio edificio o de circundantes que puedan afectar a la propia cimentación. Y en ese caso pueden ser necesarios actuaciones complementarias de refuerzo o protección. Un ejemplo lo tenemos en el tramo del metro de Barcelona que pasa junto a la Sagrada Familia, donde se han impuesto unas condiciones muy exigentes para proteger la cimentación de dicho edificio.

José M. Romero Sousa: Por eso creo necesario un conocimiento estricto del suelo.

Joaquín Pérez Romero: No creo que Patrimonio tenga la suficiente cultura, en sus equipos humanos, para tomar decisiones de este tipo.

Emilio Yanes Bustamante: Son decisiones a tomar en cada caso en función de las necesidades, de las garantías y del dinero disponible. No es una decisión a priori. Hay que tener mucho cuidado con la intervención de la Administración, máxime cuando la que tenemos aquí siempre interviene de una manera tan coercitiva. Por otra parte, los técnicos de la Administración no están en posesión de la capacidad necesaria para valorar esto.

Por lo que se refiere a BASES DE DATOS:

15) Te ayudaría que existiese un Registro o Base de datos de obras en edificios patrimoniales en los que se han detectado situaciones especiales a la hora de ejecutar un recalce?

Fernando Da Casa Martín: Creo que la existencia de una base de datos, donde se incluyeran situaciones habidas con problemáticas detectadas, sus “porqués”, las condiciones de su producción, y los parámetros de su evolución, así como las técnicas aplicadas, su control y evolución posterior, podría ser muy positiva para conocimiento general.

Ahora bien le veo dos riesgos que deberían ser solventados con carácter previo a su planteamiento:

- 1- Si se plantean como casos “concretos”, enunciando su ubicación, técnicos intervinientes,... se corre el riesgo de no disponer de información fuente para la generación de tal base, por una cuestión de “pudor profesional”, bien para no quedar en mal lugar (caso de los técnicos fallidos), como de “ser criticados” al exponer su obra de forma pública. En este sentido se podría tender a una base de datos con información “anónima”, de modo que se podría considerar más una cuestión de carácter teórico que podría aportar incluso situaciones de carácter hipotético en aras de ser mucho más “formativa”.
- 2- Un lector poco “formado” podría caer en la “tentación” de utilizar la base de datos como un sistema de “selección” de técnica a utilizar por “similitud” de los problemas de su caso con el del caso de la base de datos. Se debe tener muy claro que en la intervención geotécnica cada caso es único, ya que no hay dos edificios sobre el mismo tipo de estratigrafía, con una situación de carga idéntica, con una idéntica afección del entorno, y con una evolución durante su vida útil idéntica. Cada uno de estos factores aporta características específicas a cada edificio que producen su “unicidad”. Las intervenciones y experiencias, propias, del entorno, o de aportadas en las bases de datos deben ser utilizadas como “bagaje profesional”, y ser utilizadas en el conocimiento del funcionamiento de los sistemas, y ser concretadas y particularizadas para cada intervención. Se conocen múltiples casos de recalces erróneos por haber “copiado” la solución del edificio de al lado, con circunstancias diferenciales que condicionaban un obligado cambio para garantizar la eficacia de la solución adoptada.

Antonio Santos Moreno: Si, siempre que las bases de datos tuvieran información fidedigna y suficiente, y reflejaran seguimientos de movimientos anteriores y posteriores a actuaciones más antiguas, siendo accesibles tanto las bases de medición, como los puntos en que se basó la monitorización.

Jose M. Mtnez Santamaría: Sí, en mi opinión sería muy útil, pues permitiría disponer de información que puede ser tenida en cuenta en otros estudios con patologías semejantes. En este sentido sería muy interesante disponer de información del seguimiento de las actuaciones realizadas, viendo si se han comportado o no a lo que estaba previsto.

Ángel A. Mtnez Girón: Por supuesto, la información es siempre valiosa y permite delimitar un problema con mayor rigor.

José M. Romero Sousa: Está claro que sí

Joaquín Pérez Romero: No lo tengo claro. Consultar esa Base de Datos supondría un coste en términos de tiempo dedicado a ello. A cambio se obtendría bastante información pero dudo mucho que fuese realmente fiable.

Emilio Yanes Bustamante: Sería de gran utilidad, por no decir necesario, disponer de una base de datos en la que quedara registrado todo el historial de un edificio. Las distintas actuaciones llevadas a cabo, las pruebas realizadas y los técnicos encargados.

16) Estarías dispuesto a compartir su experiencia con edificios patrimoniales para crear una base de datos que recoja los resultados e idoneidad de cada operación de recalce?

Fernando Da Casa Martín: Estaríamos encantados en participar en una experiencia como la propuesta.

La Universidad de Alcalá tiene una gran preocupación sobre la intervención en el Patrimonio (no en vano ella misma es Patrimonio de la Humanidad), por ello se considera de gran interés la investigación en este campo. Actualmente este ámbito de investigación se lleva desde el Grupo de Investigación, reconocido por la Universidad de Alcalá, denominado “Intervención en el Patrimonio y Arquitectura Sostenible” (al que pertenezco y dirijo la línea de Intervención en el Patrimonio), y una de cuyas líneas de actuación versa sobre el análisis y estudio de los casos en los que se ha producido un error de determinado tipo que ha conllevado al “fracaso” de las actuaciones realizadas.

Uno de los objetivos principales de esta investigación, está en la difusión de los resultados que se van obteniendo, de tal modo que permitan un mayor acercamiento profesional a las diferentes técnicas, y para ello se ha presentado en diversos foros, desde 2007, la propuesta de ofrecerse como centro de recopilación de información abierta de forma anónima a todos aquellos profesionales que quieran aportar su granito de arena en esta dirección. En este caso se garantiza que la documentación remitida será tratada con confidencialidad, sin aportar ningún dato de identificación de dirección, propiedad, promotor, Dirección Técnica, proyectista, ..., ni cualquiera otra que pudiera identificar y afectar a la profesionalidad de los participantes. Incluso se ha considerado de interés la remisión de la información con tales datos omitidos. Para animar a la participación, a los profesionales que participaban se les aportaba el estudio de sus casos concretos con las conclusiones al respecto (a modo de informe de su caso), y se les brindaba la ocasión de ser partícipes de la información resultante de los casos analizados (esta con carácter anónimo total). Todo ello en tanto se generaba la información suficiente para poder generar un canal de mayor volumen (base de datos).

Debo indicarte que el grado de participación no ha sido el esperado, siendo la mayor de los casos, por interés de conocer sus problemas, e incluso condicionando la no incorporación a ninguna base de datos, artículos, o comunicaciones, con carácter abierto.

Por ello la propuesta que haces la veo de gran posibilidad al tener un ámbito de mayor capacidad de recopilación de datos y análisis. Pudiendo generarse una experiencia de colaboración en algún proyecto de investigación dirigido a estas acciones y en con objetivo final el prototipo de la base de datos.

Antonio Santos Moreno: He sido siempre demasiado desordenado para disponer de archivos. El “disco duro” lo llevo puesto. Sin embargo, podéis contar con la ayuda que os pueda prestar.

Jose M. Mtnez Santamaría: Si estaría dispuesto, ya que entiendo que es un aspecto enriquecedor.

Ángel A. Mtnez Girón: No tendría ningún problema, pero la divulgación de esa información es potestad de las propiedades o diversas administraciones públicas.

José M. Romero Sousa: SI

Joaquín Pérez Romero: Eso debe decirlo el promotor de la intervención, que es el propietario de la información adquirida. Lo que tengo claro es que un técnico no es nadie para compartir la información sin los permisos correspondientes.

Emilio Yanes Bustamante: Por supuesto.

OTRAS APORTACIONES, NOTAS, ETC...

Jose M. Mtnez Santamaría: Simplemente como planteamiento general indicar que: un problema de Patología de cimentaciones, en general, implica un mal comportamiento de la estructura en estudio, por lo que lo primero que hay que establecer, y comprender, es el origen de la Patología, así como su alcance y evolución en el tiempo. Por lo que en mi opinión su estudio suele o debe seguir las siguientes fases: Evidencias de sintomatología, auscultación y análisis del historial del caso, diagnóstico, dictamen facultativo, intervención y análisis patológico final. Todas las fases descritas son importantes, y no solo la fase de intervención, pudiendo incurrir, en ocasiones, por la necesidad de adoptar soluciones de forma rápida, intervenciones “no válidas”, que llegan a inducir nuevos daños en la estructura por tratamiento o aplicación de una solución inadecuada en el terreno.

Emilio Yanes Bustamante: Quisiera resaltar que la Universidad no hace hincapié en los aspectos geotécnicos. El mundo de la rehabilitación se contempla desde el punto de vista de la Historia del Arte. La catalogación de un edificio se hace ignorando sus valores constructivos. Sólo se tiene en cuenta su antigüedad, su estilo arquitectónico... pero sus características físicas no se valoran. No se plantea si el edificio es sostenible, y sería necesario realizar un análisis previo que garantice que el edificio es estable y competente antes de catalogarlo.

6 RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

Acometer un proyecto de cimentación o de recalce de cimiento es complicado, máxime cuando el terreno subyacente es complejo. La investigación desarrollada analiza casos en los que se demuestra la ineficacia de los recalces de cimientos de edificios patrimoniales, partiendo del objetivo de realizar una revisión crítica de las metodologías de análisis y de los sistemas constructivos empleados, a fin de determinar el origen de esta circunstancia.

La revisión y el análisis de los casos documentados, en los cuales se ha seguido todo el historial de la obra desde la aparición del problema de suelo, han constatado la verificación de las hipótesis de partida, en las que se afirmaba que la mayoría de los fallos en recalces de cimientos se originan en base a los siguientes factores:

- 1) Estudios geotécnicos someros que llevan a interpretaciones erróneas. En la mayoría de los casos de recalces, es frecuente disponer de informes con información sesgada en relación a los antecedentes y la evolución de las obras, al objeto de ocultar responsabilidades, dado que en muchos casos las obras están judicializadas, por haber sido presentadas demandas por parte de la Administración o la Propiedad.
- 2) Se desoye la tradición oral y se obvian los estudios preliminares en el entorno del edificio, confiando en los datos obtenidos en los estudios geotécnicos exclusivamente. En el caso de suelos complejos, cuyo comportamiento no está suficientemente constatado, el objetivo es saber detectarlos, estudiando sus características para así poder aplicar las tecnologías más eficaces, que prevengan posibles fallos.

Una vez consultada toda la documentación disponible a cerca de suelos inestables o metaestables, se concluye que han sido profusamente estudiados a nivel de ensayos de laboratorio, y que se han generado variados métodos para su detección y formulaciones para predecir su colapso. Sin embargo, el problema reside en que el suelo no se encuentra en condiciones de laboratorio, ni es uniforme. Cada caso es único e irrepetible, la estratigrafía del suelo, las condiciones externas y la distribución de cargas es exclusiva en cada obra, por lo que es necesario contemplar el problema de forma global, de manera que se tenga en cuenta la interacción de todos los factores (suelo, cimentación, estructura, rigidez y equilibrio del diseño).

Es importante y prioritario instrumentar la obra adecuadamente y durante tiempo suficiente para medir la evolución de los daños y atender a los riesgos latentes en la estructura, siendo preferible aumentar el tiempo de observación, antes que tomar medidas apresuradas y poco estudiadas, que pueden perjudicar al sistema estructural de edificio.

Una vez estudiados todos los factores que inciden en la obra, además de las características del suelo, estaremos en condiciones de valorar si el problema es realmente el suelo, la distribución de cargas, o las carencias de la cimentación.

Es fundamental la valoración y el conocimiento exhaustivo de todos los factores que inciden en la obra de recalce, a fin de prever el comportamiento del mismo, y el tratamiento más eficaz.

- 3) Economicismo mal entendido, así como la consideración de que las labores de reconocimiento previo del terreno han caído en la rutina, realizándose una batería de pruebas standard independientemente del tipo de suelo tratado, y de los datos precisos.

En la presente tesis se realiza una revisión de los estudios previos valorando la idoneidad de la metodología en cada caso, en función del tipo de suelo y de las solicitudes demandadas. Partimos de la base de que los estudios geotécnicos para obras de recalce son los más delicados y deben ser los más exhaustivos, ya que han de definir la interacción terreno-estructura, y porque además se realizan cuando, efectivamente, ya existe un fallo.

Se constata en la investigación realizada que el punto débil de los estudios previos suelen ser los intereses económicos. En ocasiones, las ingenierías no realizan una exploración suficiente para diagnosticar el problema, ya sea por falta de capacitación técnica, o bien porque se ha contratado el servicio por debajo del precio de mercado.

En cualquier caso, es frecuente que se aprovechen del desconocimiento de los técnicos directores, y si en un estudio somero se localiza un problema, se utiliza como excusa para proponer un tratamiento, sin realizar una exploración más profunda que podría llegar a la conclusión de que el problema verdadero es otro de mayor entidad, y para el cual, la técnica prescrita no es eficaz. Por ello, es importante no dar excesiva credibilidad a un estudio geotécnico, cuando lo que estamos observando en obra no se corresponde con los contenidos del mismo.

Será preferible realizar más prospecciones o pedir un segundo estudio, antes de decidir el modo de actuar. Si se realiza un estudio suficiente, el resultado final será más económico, ya que la solución adoptada será más certera y duradera.

Se concluye que la falta de profundidad en los Estudios Previos es una causa fundamental para que haya operaciones de recalce que resulten fallidas, ya que ello conlleva la toma de decisiones sin una apropiada base técnica.

- 4) No existen suficientes herramientas de análisis que permitan a los técnicos ahondar en la naturaleza y comportamiento de los suelos conflictivos de la Comunidad Autónoma de Andalucía, por lo que uno de los objetivos prioritarios de la investigación ha sido la situación geográfica a escala urbana y no territorial.

Una vez estudiada en profundidad la cartografía existente en los suelos de nuestra Comunidad, se constata que es de calidad y está adecuadamente documentada, aunque concebida a nivel territorial, lo que dificulta el conocimiento de los suelos urbanos en los que habitualmente se localizan las actuaciones patrimoniales. Se ha realizado el acercamiento de esta información a la escala municipal, recurriendo a la información disponible en las empresas de prospecciones que habitualmente operan en este ámbito, considerando que son particularmente abundantes los suelos con inestabilidad volumétrica y las laderas afectadas por reptaciones, y en pocos metros de distancia pueden encontrarse variaciones considerables de las características del suelo (capítulo 5.2.)

Por otra parte, y atendiendo a futuras construcciones, sería muy útil que la Administración competente realizara estudios en profundidad antes de calificar un suelo como urbano y construable. En palabras de Fernando Da Casa, “la capacidad técnica nos permite hoy día cimentar en casi cualquier parte, si bien, a un alto coste. Es pues, un deber social ineludible, valorar este coste antes de calificar un suelo, ahorrándonos así futuros fallos, o presupuestos inasumibles”.

- 5) Se constata en la investigación que no existen Bases de Datos de actuaciones de recalce en edificios patrimoniales en la Comunidad Andaluza, por lo que se ha desarrollado un catálogo de soluciones en base a los proyectos analizados (capítulo 5.3.)

Es necesaria la actualización constante del conocimiento de las técnicas aplicables, sus características, factores favorables y desfavorables, costes, etc., de manera que los profesionales puedan valorar y considerar la técnica más eficaz o conveniente en cada caso.

- 6) La difusión de las experiencias en obras de recalce de edificios cimentados en suelos críticos, es fundamental, ya que citando textualmente a Joaquín Pérez Romero: “la experiencia previa en un sitio concreto es un ensayo a escala real que nos aporta información indispensable”. Actualmente, la única base de datos que podemos consultar es la tradición oral, o la escasa cartografía antigua que se conserva.

El registro del proceso de ejecución y del comportamiento de cada una de las técnicas aplicadas, anotando los procedimientos de control llevados a cabo durante toda la ejecución, facilitará la actuación de otros profesionales en terrenos similares, y les permitirán valorar si es necesario realizar cambios en los parámetros de aplicación de la técnica, o tomar medidas adicionales durante el proceso. Es preciso dar nota de todo, tanto de los aciertos como de los errores, ya que estos últimos son los más instructivos, realizando una puesta en común entre todos los agentes implicados, sobre procedimientos, análisis y datos obtenidos.

Toda esta información debe quedar registrada para su consulta, tanto a nivel de las sucesivas intervenciones realizadas sobre un edificio (historial), como de las distintas actuaciones sobre edificios diferentes.

Los técnicos deberán, no obstante, tener presente que cada caso es único, y que no se puede utilizar la base de datos como un catálogo para elegir una técnica en base a similitudes con la obra a ejecutar, sino que deberá valorarse por igual, cada uno de los factores particulares que inciden y caracterizan la obra en cuestión.

Se concluye que es necesaria la creación de una Base de Datos de acceso público, que recoja tanto las incidencias de los procedimientos e historial de actuación en cada edificio patrimonial, como las nuevas propuestas llevadas a cabo en estos edificios, a fin de facilitar la labor de los técnicos y optimizar al máximo los recursos empleados para el sostenimiento del Patrimonio.

- 7) Se estima que debido a la falta de formación en Mecánica del Suelo y Estructuras de muchos profesionales capacitados para las obras de recalce de cimientos, se ha delegado con frecuencia la toma de decisiones a empresas consultoras, que a menudo han dado prioridad a intereses comerciales, con soluciones en ocasiones poco acertadas, excesivamente costosas ó ineficaces.

En obras de Recalce de Edificios patrimoniales es fundamental que tanto el diagnóstico del problema, como la selección del tratamiento y el control de ejecución, estén en manos de un profesional con capacitación suficiente. El hecho actual es que los profesionales poseen, en muchos casos, una escasa formación en técnicas de mejora de suelo y de geotecnia, por lo que recurren directamente a las empresas de tratamiento, en un inadecuado intento de ahorrar en el gasto de consultar a un asesor técnico externo, que proporcione una visión imparcial y no interesada. En otros casos, los asesores consultados son ICCP, con una mayor formación en Mecánica del Suelo, pero que tratan el problema desde la escala de la Obra Civil, que no es la escala adecuada para la obra arquitectónica.

Se estima necesaria la revisión de los estudios de los títulos habilitantes para obras de Restauración y Rehabilitación, que doten a los profesionales de la capacitación adecuada en materia de suelo y cimientos, de manera que puedan discernir la solución más adecuada en cada caso, sin quedar a merced del asesoramiento externo, y sin posibilidad de hacer una valoración crítica de las propuestas.

Se estima que el sistema académico debería evolucionar hacia un modelo de especialización, en el que se profundizase más en el conocimiento de la Mecánica del Suelo y su interacción con las estructuras de edificación.

LAS APORTACIONES de la presente Tesis doctoral son:

- Definición y localización de los suelos metaestables en Andalucía a escala urbana (Capítulo 5.2.1)
- Descripción de las campañas de reconocimiento idóneas en cada caso y de los posibles tratamientos recomendados (Capítulo 5.1.1)
- Mapas por provincias andaluzas de los municipios afectados por suelos metaestables y reptaciones (Anexo 3)
- Localización de casos de recalce en áreas con terrenos especialmente conflictivos o complejos en Andalucía (Capítulo 5.3.1)
- Propuesta de ficha de seguimiento de las intervenciones en edificios patrimoniales, en la que se describan campañas de reconocimiento, estudios de estabilidad, tratamientos realizados y resultados obtenidos (Capítulo 5.3.1.)
- Descripción de técnicas novedosas empleadas en los recalces estudiados, con resultados positivos. Nueva tecnología: Inyecciones con fusibles (Capítulo 5.3.2.)
- Entrevistas realizadas a los expertos para detectar puntos débiles en el proceso y ejecución de las operaciones de recalce (Capítulo 5.4)
- Fichas de recomendaciones para la detección de los distintos tipos de suelos en Andalucía (Anexo 1)
- Cuadro de tratamientos a considerar según los distintos tipos de suelos inestables (Anexo 1)

En el futuro tengo intención de continuar la investigación generando una herramienta SIG al que trasladar los resultados de la tesis y actualizarlo en sucesivos años.

Así mismo, pretendo investigar en otras bases de datos para completar la información geotécnica y de experiencias de recalces en la Comunidad autónoma de Andalucía.

7 BIBLIOGRAFÍA

- ADAM, JEAN PIERRE. (1996). *La Construcción Romana. Materiales y Técnicas*. León. Editorial de los Oficios.
- AENOR. ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN (1999). *Geotecnia. Ensayos de campo y laboratorio*. Madrid: Servicios de publicaciones de AENOR.
- BERNSTEIN, D. (1985). *Nuevas técnicas en las obras de fábrica*. Barcelona: Ed. G. Gili.
- BERTIN R. y GASC, Y. (1971). *Cimentaciones y obras de recalces*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S.A.
- BOSSACOMA AUDÍ, J. M. (2009). *Proyecto fin de carrera: Estudio de daños más comunes en la edificación en relación con las compañías de seguro*.
- BONDE, S., MAINES, C., Y MARK, R. (1989). Archaeology and engineering: the foundations of Amiens Cathedral. *Kunstrchronik* 42(7)
- BULLIVANT, R. (2010). *Técnicas de recalce: experiencias y técnicas extraídas del libro Underpinning (Técnicas de recalce)*. Ingeopres. Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente, (189), 28-33.
- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. *DB-SE-Cimientos*. Marzo 2006. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de Octubre. Madrid: Ministerio de Fomento.
- COMBA, J.A. (1983). *Geología de España. Libro Jubilar J.M. Ríos*. Tomos I y II. I.G.M.E., Madrid: IGME.
- DA CASA, F. (2012). *El movimiento en la ejecución de recalces con inyección armada. Análisis de tres casos con movimientos previos*. Informes de la Construcción. 64(528), 507-518.
- DA CASA, F. (2004). *La inyección armada, técnica específica para el recalce de cimentaciones en el Patrimonio Arquitectónico. Jornadas sobre Geología y Geotécnica del Patrimonio Histórico*. Madrid: AEGAIN.
- DA CASA MARTÍN, F. (2002). *La problemática de los recalces de cimentaciones: Un ejemplo en Santa Eugenia (Madrid)*. Revista BIA, (218), 40-44.
- DA CASA MARTIN, F., ECHEVERRÍA VALIENTE, E. y CELIS D'AMICO, F. (2005). *La Inyección armada: aplicación en la edificación actual*". En Ingeniería del Terreno INGEOTER 6, 349-370. Madrid: U.D. Proyectos. ETSI Minas – Universidad Politécnica de Madrid.
- DA CASA MARTÍN, F., ECHEVERRÍA VALIENTE, E., CELIS D'AMICO, F. y SANTOS, A. (2006). *La necesidad de metodologías de estudio en la intervención de cimentación en el Patrimonio Arquitectónico: el caso del Parador Nacional de Turismo de Carmona (Sevilla)*. En Colección Ingeniería del Terreno INGEOTER 8, 311-324. Madrid: U.D. Proyectos. ETSI Minas – Universidad Politécnica de Madrid.
- DA CASA MARTÍN, F., ECHEVERRÍA VALIENTE, E., y CELIS D'AMICO, F. (2007). *La intervención bajo rasante, la importancia de su conocimiento: la técnica de la inyección armada*. Informes de la construcción, 59(505), 21-35.
- DA CASA MARTÍN, F., ECHEVERRÍA VALIENTE, E., CELIS D'AMICO, F. (2008). La particularidad de la intervención en la cimentación de recintos fortificados. En

Colección Ingeniería del Terreno INGEOTER 11 223-243 Madrid: U.D. Proyectos. ETSI Minas – Universidad Politécnica de Madrid.

- DE JUSTO ALPAÑÉS, J. L., DELGADO TRUJILLO, A, JARAMILLO MORILLA, A, MANZANARES JAPÓN, J.L., (1989). *Interacción suelo-estructura en un grupo de edificios cimentados sobre pilotes en suelo expansivo*. Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. 94, 3-7.

- DE JUSTO ALPAÑÉS, J. L., SAURA MARTÍNEZ, J., JARAMILLO MORILLA, A., DELGADO TRUJILLO, A., GENTIL GOVANTES, P., (1986). *Predicción y comportamiento de edificios sobre arcillas expansivas ante movimientos de hinchamiento-retracción estacionales*. Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. 83-84, 11-17

- DE JUSTO ALPAÑÉS, J.L., SAURA MARTÍNEZ, J., JARAMILLO MORILLA, A., DELGADO TRUJILLO, A., (1985). *Un método de elementos finitos para el proyecto y cálculo de cimentaciones por pozos sobre suelos durante la expansión, retracción o colapso*. Comunicación en congreso. I Congreso Iberoamericano de Métodos Computacionales en Ingeniería.

- DE JUSTO ALPAÑÉS, J.L., DURAND NEYRA, P. (2002). *Expansividad y Colapso en los Suelos para la Construcción de Obras Lineales. En Los Suelos Marginales en la Construcción de Obras Lineales*, 1-32. Madrid: Intevia.

- DURÁN, J.J. (1996). *Los sistemas kársticos de la provincia de Málaga y su evolución: contribución al conocimiento paleoclimático del Cuaternario en el Mediterráneo Occidental*. Tesis Doctoral. Univ. Complutense de Madrid.

- DURÁN VALSERO, J.J., LÓPEZ MARTÍNEZ, J. (1999). *Karst en Andalucía*. ITGE. Madrid: Gráficas Chile.

- DURAN, J.J., MOLINA J.A. *Karst en los yesos del Trías de Antequera (Cordilleras Béticas)*. *Karstología Memories*, 1, 37-46.

- GARCÍA GAMALLO, A. M. (1997). *La evolución de las cimentaciones en la Historia de la Arquitectura: desde la Prehistoria hasta la Primera Revolución Industrial*. Tesis Doctoral. Madrid: ETS Arquitectura (UPM).

- GARCÍA LÓPEZ, M. (1998). *Tratado de Rehabilitación de Rehabilitación. Tomo III. Patología y Técnicas de Intervención. Elementos Estructurales. Capítulo 1. Recalces, apeos y demoliciones. 1. Patología de cimentaciones*. Madrid: Editorial Munilla Lería.

- GARCIA VALCARCE, A. (2003). *Manual de Edificación. Mecánica de los terrenos y cimientos*. Madrid: CIE DOSSAT 2000.

- HEYMAN, J. (1995). *Teoría, historia y restauración de Estructuras de Fábrica*. Madrid: Cehopu, Instituto Juan de Herrera, Cedex.

- ITGE (Instituto Geológico y Minero de España). Serie de Ingeniería Medioambiental.

- JIMENEZ SALAS, J.A., DE JUSTO ALPAÑÉS, J.L. (1975). *Geotecnia y Cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas*. Madrid: Rueda.

- JIMENEZ SALAS, J.A., DE JUSTO ALPAÑÉS, J.L. y SERRANO GONZÁLEZ, A. (1980). *Geotecnia y cimientos III*. Madrid: Rueda.

- JIMÉNEZ SALAS, J.A. (1980). *Cimentaciones en terrenos expansivos y colapsables Geotecnia y Cimientos III. Primera Parte. Cap.5*. Madrid: Rueda.

- LOGEAIS, L., HABIB, P. (1984). *Patología de las Cimentaciones*. Madrid: Gustavo Gili.

- LOZANO APOLO, G., y LOZANO MARTÍNEZ LUENGAS, A. (1995). *Cursos de Técnicas de Intervención en el Patrimonio Arquitectónico: tomo II. Reestructuración de Edificios de Muros de Fábrica*. Gijón: Consultores Técnicos de Construcción CB.
- LOZANO APOLO, G. (2002). *Cimentaciones (y 2)*. Revista BIA 219(218), 26-32. Madrid: CSIC. Base de Datos ISOC.
- LOZANO APOLO, G. (2002) *Cimentaciones*. Revista BIA 218(218), 99-114. Madrid: CSIC. Base de Datos ISOC.
- MARÍN SÁNCHEZ, R. (2000). *La Construcción Griega y Romana*. Valencia: UPV.
- MARK, R. (2002). *Tecnología Arquitectónica hasta la Revolución Científica*. Madrid: Akal.
- MCGEE, J.D. (1986). *The Early Vaults of Saint-Etienne, Beauvais*. Journal of the Society of Architectural Historians 45, 20-31. Chicago, Illinois: JSAH.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2009). Dirección General de Carreteras. *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*.
- MONJO CARRIÓ, J., y MALDONADO RAMOS, L. (2001). *Patologías y Técnicas de Intervención en Estructuras Arquitectónicas*. Madrid: Munilla-Lería.
- NOVARECE, J.C., (2003). *Soluciones con micropilotes para el recalce de estructuras singulares*. Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente, 117, 26-30.
- NTE – CEG. (1975). *Cimentaciones. Estudios Geotécnicos*.
- ORTEGA, F. (1975). *Patología de la construcción. La obra de fábrica*. Sevilla: Editan, S.A.
- OTEO MAZO, C. (1986). *Las arcillas expansivas en España: distribución y propiedades*. Curso sobre cimentaciones en terrenos metaestables, colapsables y expansivos. Vol. II. Fundación Agustín Betancourt.
- PECK, R., HANSON, W., y THORNBURN, T. (1987). *Ingeniería de cimentaciones*. México: Limusa.
- PÉREZ ROMERO, J. (2000) *Excavación de Túneles en materiales expansivos*. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Granada.
- PHILLIPS, D. (1985). *Excavations at York Minster: the Cathedral of Archbishop Thomas of Bayeux*. Londres: HMSO.
- RECHEA ALBEROLA, M., ROSAS CARUANA, R., BASSET SALOM, L., y SIFRE MARTÍNEZ, V. (2006). *Guía de Estudios Geotécnicos para Cimentación de Edificios y Urbanización de la Comunidad Valenciana*. Valencia: IVE.
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J. y OTROS. (1986). *Curso aplicado de cimentaciones*. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos COAM.
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J. (1984). *Curso de rehabilitación. La cimentación*. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos COAM.
- SANTOS, A., y DA CASA, F. (2005). *Inestabilidad en un macizo rocoso en ámbito urbano: El Parador Nacional de Turismo de Carmona (Sevilla)*. VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Valencia: Ed. U. P. de Valencia y U.P. de Catalunya.
- SCHULZE, W.E., SIMMER, K., y RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. (1979). *Cimentaciones*, Tursen S.A., Hermann Blume Ediciones.

- SERRA GESTA, J. OTEO MAZO, C. GARCÍA GAMALLO, A.M.; RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M. *Mecánica del Suelo y Cimentaciones*. Madrid: Fundación Escuela de la Edificación..
- TSIGÉ, M. (1986). *Microfábrica y Mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir y su influencia en sus propiedades geotécnicas*. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid. Monografía M-66. Cedex. 1998.
- VIEITEZ, J.A., RAMIREZ, J.L. (1984). *Patología de la construcción en España: aproximación estadística*. Informes de la Construcción, 36(364). Madrid: Instituto de Construcción E. Torroja - CSIC.

CURSOS

- DE LA FUENTE MARTÍN, P. (2010). *Reconocimientos de Campo y Laboratorio para caracterizar suelos metaestables. 1ª Jornada sobre Ingeniería del Terreno. Problemas Geotécnicos en Suelos Metaestables*. Universidad de Jaén. Colegio ICCP. Jaén.
- HERRERA CARDENETE, E., MARTÍNEZ RAMOS E IRUELA, R., y HERRERA FIESTAS, E. (2012). *Confluencia de causas en patología de las cimentaciones: tres intervenciones en edificación residencial de los años 60*. Patorreb 2012: 4º Congreso de patología y rehabilitación de edificios: 12-14 de abril de 2012, Santiago de Compostela.
- OTEO MAZO, C. (2010). *Problemas de estabilidad de taludes en arcillas expansivas y fisuradas. 1ª Jornada sobre Ingeniería del Terreno. Problemas Geotécnicos en Suelos Metaestables*. Universidad de Jaén. Colegio ICCP. Jaén.
- OTEO MAZO, C. (2010) *Propiedades y Problemas de arcillas expansivas y suelos colapsables: origen y problemas geotécnicos*. 1ª Jornada sobre Ingeniería del Terreno. Problemas geotécnicos de Suelos Metaestables. Universidad de Jaén. Colegio ICCP. Jaén.
- ORTUÑO ABAD, L. (2004). *Curso de Geotecnia para Infraestructuras*. Sevilla.
- ORTUÑO ABAD, L. (2010). *Mecánica del Suelo. Conceptos*. UPM.
- PÉREZ ROMERO, J. (2010). *Cimentaciones en Suelos Metaestables*. 1ª Jornada de Ingeniería del Terreno. Problemas Geotécnicos en Suelos Metaestables. Universidad de Jaén. Colegio ICCP. Jaén.
- ROMANA RUÍZ, M. (Conferencia 2003). *II Curso sobre Recalces, Inclusiones, Inyecciones y Jet-Grouting*. Universidad Politécnica de Valencia.

DOCUMENTOS CONSULTADOS EN INTERNET

- CONSEJERÍA DE MEDIOAMBIENTE. JUNTA DE ANDALUCÍA. *“Tipología de Suelos de la Comunidad Andaluza”*
http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/Bloques_Tematicos/Estado_Y_Calidad_De_Los_Recursos_Naturales/Suelos/Criterios_pdf/Tipología.pdf [Consulta: 11-08-2013]
- DE LA CRUZ GARCÍA, G. *“Rehabilitación de Cimentaciones (I y II)”*
http://www.ica.es/publicaciones7anales_get.php?id=653 [Consulta: 10-09-2013]
- INSERSA. <http://www.insersa.es/perforacion-cimentacion/>

- INSTITUTO ANDALUZ DE PATRIMONIO HISTÓRICO. Base de datos IAPH.
<http://www.iaph.es/patrimonio-inmueble-andalucia/>
- INSTITUTO DEL PATRIMONIO CULTURAL DE ESPAÑA
<http://ipce.mcu.es/index.html>
- MINISTERIO DE CULTURA. "Criterios de intervención en el Patrimonio Arquitectónico del siglo XX". Conferencia Internacional CAH20thC. Documento de Madrid 2011. <http://www.calameo.com/read/00007533542d6151d5dd9>
- MINISTERIO DE EDUCACION CULTURA Y DEPORTE. PATRIMONIO CULTURAL. <http://www.mcu.es/patrimonio/CE/InfGenral/InformacionGeneral.html>
<http://www.mcu.es/patrimonio/MC/PatrimonioEur/index.html>
- O controlo dos movimentos em maciços terrosos.
<http://paginas.fe.up.pt/~earpe/conteudos/REF/CONTROLO%20DOS%20MOVIMEN TOS%20-%20ASCE%20-%20AVF.pdf> [Consulta: 10-09-2013]
- PÉREZ VALCÁRCEL, J. "Mejora y Consolidación de Suelos" Máster en Rehabilitación Arquitectónica. Inspección y Recalce de las Cimentaciones. ETSA La Coruña. Departamento de Tecnología de la Construcción.
<http://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/.../valcarcel/.../4-Recalces1.pd...> [Consulta: 10-08-2013]
- PÉREZ VALCÁRCEL, J. "Conceptos generales de la Mecánica del Suelo. Máster en Rehabilitación Arquitectónica. Inspección y Recalce de las cimentaciones"
<http://www.udc.es/dep/dtcon/estructuras/ETSAC/.../1a-Mecanica%20Suelo.pdf>
- REDOLFI, E.R. "Suelos Colapsables". Universidad Nacional de Córdoba (Argentina). Facultad de Ciencias exactas, físicas y naturales. Área Geotecnia. Córdoba. Argentina, 2007. <http://www.yumpu.com/es/document/view/14752628/suelos-colapsables-facultad-de-ciencias-exactas-ingenieria-y-> [Consulta: 14-3-2013]
- "Técnicas de Refuerzo y Recimentación. Sistemas no tradicionales".
<https://www.yumpu.com/.../técnicas-de-refuerzo-y-recimentación-sistemas...>
[Consulta: 10-08-2013]
- URIEL ORTIZ, A. "Patología de las cimentaciones".
<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es> [Consulta: 23-11-2013]
- VÁZQUEZ VICENTE, E. "Taller 2. Estructuras. Estudios Geotécnicos y Cimentaciones. DB SE-C. Unidad 3. Tipología de estructuras de cimentación y de retención" Sevilla. 2011 <http://www.slideshare.net/edumartinvasbe/tipos-de-cimentacion> [Consulta: 1-02-2013]

- OFICINA REGIONAL DE CULTURA DE LA UNESCO PARA AMERICA LATINA Y EL CARIBE, LA HABANA, CUBA. Revista Cultura y desarrollo nº 9, de Junio de 2013
<http://www.unesco.org.cu> <http://www.unesco.lacult.org>
- BONILLA ARJONA, J.; MAROTO ILLERA, R; CABRERIZO SANZ, C. *“Las industrias culturales y creativas. Un sector clave de la nueva economía”* Editado por Fundación IDEAS, Madrid, 2012. <http://www.fundacionideas.es/>
- URIEL Y ASCIADOS. Recalce del Observatorio Astronómico de Lisboa mediante la consolidación del terreno con resinas expansivas.
<http://www.urielyasociados.es/>
- Cimientos en los Palacios Venecianos (2009). www.venicebackstage.org
- Der Kölner Dom. www.koelner-dom.de
- <http://tregaby.blogspot.com.es/p/la-asland-i-el-clot-del-moro>
- Constructor civil. <http://www.elconstructorcivil.com/search/label/FUNDACIONES>
- Universidad de Navarra.
<http://www.unav.edu/departamento/bcp/picturesCimInSitu01.html>
- Patología+Rehabilitación+Construcción.
<http://www.patologiasconstruccion.net/2012/11/micropilotes-iv-aplicaciones/recalce-cimentaciones-existent-micropilotes-usos/>

CARTOGRAFÍA

- Mapas del IGME. Serie Magna 1:50.000
- Memoria de las hojas 74 a 87 de la cartografía 1:200.000 del IGME
- AYALA, F.; FERRER, M.; OTEO, C. y SALINAS, J.L. *“Mapa de previsión de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000” (Serie Geología Ambiental). IGME. CEDEX. Madrid. 1987.*
- Mapa de Suelos de Andalucía
<http://www.ideandalucia.es/index.php/es/servicios/77-mapa-de-suelos-de-andalucia>
<http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/site/porta/web/>

8 ANEXOS

8.1 ANEXO 1.

- CUADRO TIPO DE SUELO > ELECCIÓN DEL TRATAMIENTO.
- FICHAS RESUMEN DE SUELOS INESTABLES.

8.2 ANEXO 2. MAPAS DEL IGME.

Hoja 2-10/74 de Puebla de Guzmán

Hoja 3-10/75 de Sevilla

Hoja 4-10/76 de Córdoba

Hoja 5-10/77 de Jaén

Hoja 6-10/78 de Baza

Hoja 2-11/80 de Ayamonte-Huelva,

Hoja 4-11/82 de Morón de la Frontera

Hoja 5-11/83 de Granada-Málaga

Hoja 6-11/84 de Almería-Garrucha

Hoja 3-12/86 de Cádiz

Hoja 4-12/87 de Algeciras

8.3 ANEXO 3. MAPAS DE LOCALIZACIÓN A ESCALA MUNICIPAL.

En este Anexo se recogen las localizaciones geográficas de suelos complejos en Andalucía fruto de la dicha investigación realizada en los archivos documentales de la ingeniería VORSEVI S.A., con de la colaboración de los geólogos D. Ángel Alberto Martínez Girón y Miguel Ángel Fernández Vélez.

8.4 ANEXO 4. PLANOS DE PROYECTO.

