

**UNIVERSIDAD DE GRANADA**

---

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE CIVIL  
ÁREA DE INGENIERÍA DEL TERRENO



**CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES  
ESTÁTICAS Y DINÁMICAS: CASOS DE ESTUDIO AL W DE  
LA CIUDAD DE GRANADA**

**TESIS DOCTORAL**

**IGNACIO VALVERDE PALACIOS**  
Granada, 2010

Editor: Editorial de la Universidad de Granada  
Autor: Ignacio Valverde Palacios  
D.L.: GR 3486-2010  
ISBN: 978-84-693-5206-9



CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS:  
CASOS DE ESTUDIO AL W DE LA CIUDAD DE GRANADA

Tesis Doctoral que presenta Ignacio Valverde Palacios, Licenciado en Geología, para obtener el título de Doctor de la Universidad de Granada

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL  
ÁREA DE INGENIERÍA DEL TERRENO  
UNIVERSIDAD DE GRANADA

DIRECTORES DE TESIS:

D. JOSÉ CHACÓN MONTERO

D. IGNACIO VALVERDE ESPINOSA

D. CLEMENTE IRIGARAY FERNÁNDEZ



TESIS DOCTORAL

**CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y  
DINÁMICAS: CASOS DE ESTUDIO AL W DE LA CIUDAD DE GRANADA**

POR: IGNACIO VALVERDE PALACIOS  
LICENCIADO EN GEOLOGÍA

DIRECTORES DE TESIS:

D. JOSÉ CHACÓN MONTERO

D. IGNACIO VALVERDE ESPINOSA

D. CLEMENTE IRIGARAY FERNÁNDEZ

**TRIBUNAL CALIFICADOR**

**PRESIDENTE:** Dr. D.

**VOCALES:** Dr. D.  
Dr. D.  
Dr. D.

**SECRETARIO:** Dr. D.

**ACUERDAN OTORGARLE LA CALIFICACIÓN DE**

**GRANADA, 2010**



## **AGRADECIMIENTOS**

La tesis doctoral que se presenta a continuación, no habría sido posible sin la inestimable ayuda de un gran número de personas que a lo largo de los últimos tres años y medio han contribuido de una u otra manera a hacerla posible.

En primer lugar quiero agradecer a mis tres directores de tesis, el Dr. José Chacón, el Dr. Clemente Irigaray y el Dr. Ignacio Valverde, por haber depositado su confianza en mí para realizar este trabajo.

A José Chacón le debo mi formación en los años de carrera e impulso en la actividad investigadora, sin la que no hubiera sido capaz de afrontar esta tesis, y por supuesto le estoy muy agradecido por la amistad y la comprensión que me ha brindado a lo largo de estos años. A Clemente Irigaray le quiero agradecer todo el apoyo que he recibido durante este largo proceso, en especial el que haya compartido conmigo su gran experiencia en la utilización de SIG. A Ignacio Valverde, amigo y mentor, debo agradecerle el haberme contagiado su espíritu docente e investigador además de la mejor educación que un padre puede dar.

A D. Francisco Vidal, D. Gerardo Alguacil y D. Amadeo Benavent por su inestimable colaboración y consejo.

A la Delegación del Catastro y Diputación de Granada por haberme facilitado los datos necesarios acerca de las edificaciones de Granada y su Área Metropolitana.

Quiero manifestar mi agradecimiento a los Departamentos de Construcciones Arquitectónicas e Ingeniería Civil de la UGR por su compromiso y colaboración prestada.

El trabajo realizado en la presente tesis no hubiera sido posible sin la colaboración de empresas privadas del sector geotécnico como Vorsevi y Gvitec, y la Delegación granadina del Ente Público de Infraestructuras y Servicios Educativos, que nos han facilitado un amplio número de estudios geotécnicos para realizar la Base de Datos.

A mis compañeros Raquel y José María por su apoyo y ayuda en el largo camino recorrido.

A los alumnos de la EUAT y ETSA de la UGR, Rafa, Paula, Alberto, Lázaro y Jesús, por su ayuda y paciencia en las tareas de la creación de la Base de Datos.

A mi madre y mi hermana María por el apoyo que me han brindado en los malos momentos.

Por último, y no menos importante, quiero darle las gracias a Vanesa, que ha estado a mi lado siempre, y mi hijo Nacho, que, aunque aún no se entera demasiado, ha sabido comprender el tiempo que le he quitado.



## RESUMEN

Esta Tesis se refiere a los comportamientos de cimentaciones en condiciones estáticas y dinámicas en las localidades del centro y bordes de la Vega granadina particularizando para casos al W de Granada. El objetivo fundamental se centra en analizar los parámetros geotécnicos de los terrenos del sector y su comportamiento tanto en condiciones estáticas como dinámicas, para establecer las diferencias en el cálculo y diseño de cimentaciones para las nuevas edificaciones, así como evaluar la respuesta dinámica de las cimentaciones diseñadas con criterios exclusivamente estáticos.

Para ello se ha reunido una base de datos muy extensa procedente de estudios e informes geotécnicos que aportan columnas estratigráficas obtenidas en sondeos con profundidades entre 5 y 30 m., valores de ensayos de penetración estándar (SPT) o dinámicos, así como parámetros físicos y mecánicos de los diferentes niveles estratigráficos, además de datos correspondientes a análisis químicos de suelos y agua para establecer el grado de agresividad frente al hormigón. Tras definir modelos geotécnicos de las zonas y subzonas que consideran las diferentes litologías, texturas y condiciones de depósito de las unidades de suelos, se han preparado una serie de hojas de cálculo para el tratamiento de los datos de ensayos de campo y de laboratorio y su aplicación al estudio del comportamiento de las cimentaciones en condiciones estáticas y dinámicas.

También se han llevado a cabo zonificaciones mediante interpolaciones en SIG para obtener mapas de nivel piezométrico, tensión admisible, coeficiente de balasto,  $N_{spt}$ , cohesión, ángulo de rozamiento interno, densidad, espesor de relleno antrópico, espesor de suelos vegetal y/o edáfico (tanto a techo como a muro del tramo de relleno), espesor de terreno natural de competencia no apta para cimentar de forma directa, velocidad de ondas de cizalla, módulo de cizalla máximo, coeficiente de suelo, aceleración de cálculo, susceptibilidad a licuefacción y asentamientos previsibles por densificación (ambas debidas a sismo calculando para el evento de mayor magnitud esperable en el área de estudio,  $M=7-7,5$ ), y coeficiente de amplificación del terreno (para obras de importancia normal y especial).

Para aplicar las conclusiones generales obtenidas del estudio de los datos geotécnicos y de los conceptos actuales sobre la resistencia a la cizalla y la capacidad portante de los suelos en condiciones estáticas y dinámicas, se han seleccionado cuatro localidades en las que el subsuelo presenta mayor precariedad en cuanto a las condiciones geotécnicas y consecuentemente con mayor riesgo sísmico (Fuente Vaqueros, Atarfe, Albolote, Granada-La Chana), y otra, Churriana de la Vega, caracterizada por un subsuelo aluvial grosero con características geotécnicas muy aceptables. Las cuatro localidades han constituido las referencias para el análisis de las condiciones de cimentación más adecuadas bajo acciones sísmicas, considerando los diferentes modelos estructurales identificados entre sus edificaciones construidas desde épocas muy antiguas hasta recientes. Los modelos estructurales identificados se han analizado en CYPE para obtener las cargas axiales (cargas permanentes, sobrecargas de uso y sismo), así como sus correspondientes momentos flectores. Finalmente se han calculado las dimensiones de la cimentación a partir de la tipología de referencia, según el análisis de la base de datos geotécnica, y para una tensión admisible asignada al terreno a la cota de cimentación.



## **ABSTRACT**

The Thesis presented concerns to the behaviour of foundations in both static and dynamic conditions located in the places of the centre and the edge of the Vega of Granada, particularizing for some cases to the west of Granada. The main objective focuses on analyzing the geotechnical parameters of the soil in the sector and its behaviour in both static and dynamic conditions, in regard to establish the differences in the calculation and design of foundations for new buildings and to evaluate the dynamic response of the designed foundations with exclusively static criteria.

A considerable database has been set up from geotechnical studies and reports, which provided the stratigraphic soundings obtained at depths between 5 and 30 m, the values of standard penetration tests (SPT) or dynamic, as well as the physical and mechanical parameters of different stratigraphic levels, in addition to the chemical analysis data from soil and water to establish the aggressiveness degree against concrete. After defining the zones and subzones geotechnical models which consider the different lithologies, textures and deposit conditions of the soil units, a series of spreadsheets have been developed for the data processing of field and laboratory tests and its application on the study of the behaviour of foundations under static and dynamic conditions.

Through interpolation in GIS have also been carried out the zonings to obtain piezometric level maps, allowable stress, ballast coefficient  $N_{spt}$ , cohesion, angle of internal friction, density, anthropic fill thickness, edaphic soil thickness of the filling stage), thickness of the natural terrain not directly suitable to lay the foundation, shear wave velocity, maximum shear modulus, soil coefficient, calculating acceleration, susceptibility to liquefaction and expected settlement by densification (both due to earthquake, calculating the event of greater magnitude predictable in the study area,  $M=7$  to 7.5) and field amplification coefficient (for normal and special works).

Four localities have been selected, in which the subsoil presents more precariousness regarding to the geotechnical conditions and therefore at greater seismic risk: Fuente Vaqueros, Atarfe, Albolote, Granada-La Chana, and a fifth one, Churriana de la Vega, characterized by a coarse alluvial subsoil with very acceptable geotechnical characteristics, in order to apply the general conclusions obtained from the study of the geotechnical data and the current concepts about shear strength and bearing capacity of soils in static and dynamic conditions. The four localities have provided the references for the analysis of the most suitable conditions for foundation according to the seismic actions, considering the different identified structural models among its buildings built since ancient times to the present. The identified structural models have been analyzed by CYPE getting the axial loads (permanent loads, use surcharge and seismic loads), and its corresponding bending moments. Finally, the dimensions of the foundation based on the type of reference have been calculated, according to the analysis of geotechnical data base and for an allowable stress assigned to the soil at the bound of foundations.



*“Abierta a un paisaje en el que sierra y llano se entrecruzan formando un extraño arabesco, la ciudad de Granada queda tan unida al paisaje sobre el que se recuesta, que se diría ser un accidente más de él” (Gallego Burín, 1993).*



## **ÍNDICE**

<b>I. OBJETIVOS</b> .....	1
<b>II. INTRODUCCIÓN</b> .....	7
II.1. Formación de la Comarca de la Vega de Granada .....	12
II.2. Definición del Área Metropolitana de Granada .....	14
II.3. De los Espacios Agrarios a la Aglomeración Urbana. El crecimiento urbano 1956-2007 .....	18
II.4. Evolución de las edificaciones de Granada y su Área Metropolitana .....	31
<b>III. ANTECEDENTES</b> .....	38
III.1. Geología e Ingeniería Geológica de la Vega de Granada .....	40
III.1.1. Encuadre Geológico .....	40
III.1.2. Grandes Unidades Geológicas de la Depresión de Granada .....	43
III.1.3. Litoestratigrafía de la Vega y su entorno .....	44
III.1.3.1. Arcillas y margas con yesos del Trías .....	46
III.1.3.10. Gravas, arenas y arcillas del Pleistoceno-Holoceno (Vega Baja) .....	54
III.1.3.2. Calizas y dolomías del Lías .....	46
III.1.3.3. Margas y margocalizas del Cretácico .....	48
III.1.3.4. Calcarenitias, limos y evaporitas del Tortoniense medio-Messiniense inferior .....	48
III.1.3.5. Conglomerados y arenas del Tortoniense superior – Messiniense inferior .....	49
III.1.3.6. Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas del Messinense .....	50
III.1.3.7. Conglomerados, arenas y arcillas del Plioceno - Pleistoceno .....	51
III.1.3.8. Conglomerados del Plesitoceno .....	53
III.1.3.9. Arcillas rojas, gravas y arenas. Paleosuelos del Pleistoceno-Holoceno (Vega Alta) .....	53
III.1.4. Encuadre Hidrogeológico .....	57
III.1.4.1. Introducción .....	57
III.1.4.2. El acuífero de La Vega de Granada y comportamiento hidrogeológico de los distintos materiales .....	57
III.1.4.3. Geometría del acuífero y disposición del nivel piezométrico .....	61
III.2. La sismicidad de la región granadina .....	65
III.2.1. Introducción .....	65
III.2.2. Sismicidad histórica .....	68
III.2.3. Potencialidad sísmica asociada a Fallas .....	78
III.2.4. Riesgo Sísmico .....	81
<b>IV. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS</b> .....	90
IV.1. Introducción .....	92
IV.2. Reconocimiento del terreno .....	94
IV.3. Propiedades y módulos dinámicos .....	97
IV.4. Cuantificación de las propiedades dinámicas de los suelos .....	100
IV.5. Ensayos de Laboratorio .....	100
IV.6. Ensayos de Campo .....	105
IV.7. Capacidad portante para cimentaciones superficiales .....	112
IV.7. Limitada por asientos en condiciones sísmicas .....	128
IV.7.1. Limitada por hundimiento en condiciones estáticas y pseudo-estáticas .....	113
IV.7.1.1. Cimentaciones con excentricidades o cargas inclinadas .....	123
IV.7.2. Limitada por hundimiento en condiciones sísmicas .....	124
IV.8. Carga de hundimiento en cimentaciones profundas .....	131
IV.8.1. Modelos de cálculo .....	132
IV.8.2. Asientos en el caso de un Pilote Aislado .....	143
IV.9. Efectos Sísmicos sobre el suelo .....	144
IV.9.1. Densificación y asientos .....	144
IV.9.1.1. Métodos de cálculo .....	149
IV.9.2. Licuefacción .....	155
IV.9.2.1. Introducción .....	155
IV.9.2.2. Factores que determinan el Fenómeno de Licuación .....	158
IV.9.2.3. Licuefacción en suelos con presencia de finos .....	162
IV.9.2.4. Evaluación de la susceptibilidad a licuefacción .....	164
IV.9.2.5. Evaluación de la resistencia cíclica basada en el ensayo de penetración estándar (SPT) .....	171
IV.9.2.6. Evaluación de la resistencia cíclica basado en el ensayo de penetración estática (CPT) .....	176
<b>V. METODOLOGÍA</b> .....	178
V.1. Introducción .....	180
V.2. Recopilación de datos .....	181
V.3. La Base de Datos Geotécnicos de la zona de estudio .....	183
V.3.1. Plantilla de datos y Tabla General .....	183

V.3.2. Constitución de una Base de Datos formal .....	189
V.3.3. Web SismoVega .....	200
V.4. Parámetros geotécnicos del subsuelo en condiciones estáticas y dinámicas .....	205
V.4.1. Cálculo de la densificación o asiento producido por sismo .....	207
V.4.2. Cálculo de la susceptibilidad a licuefacción.....	214
V.4.2.1. Elección del Área de cálculo .....	214
V.4.2.2. Hoja de cálculo.....	216
V.5. Tipos y zonificación de metodologías constructivas en las zonas establecidas para la aplicación de los modelos de cálculo .....	221
V.6. Criterios para definir las condiciones de cimentación en zonas sísmicas .....	227
V.7. Tratamiento de los datos en un Sistema de Información Geográfica.....	229
V.7.1. Discusión acerca de las Interpolaciones .....	230
<b>VI. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>234</b>
VI.1. Introducción.....	236
VI.2. Caracterización de los materiales Holocenos, Plio-Pleistocenos y Miocenos de Granada y Área Metropolitana. Condiciones de Cimentación .....	237
VI.2.1. Zonas y Subzonas litológico-geotécnicas. Localización y Parámetros característicos .....	237
VI.2.2. Profundidad y tipo de cimentación. Tensión Admisible. Profundidad del nivel piezométrico.....	282
VI.2.3. Efectos producidos por sismo en el terreno.....	305
VI.2.3.1. Susceptibilidad a licuefacción .....	305
VI.2.3.2. Cuantificación de asientos previsibles por densificación.....	309
VI.2.3.3. Amplificación de las ondas sísmicas .....	316
VI.3. Protocolo a seguir para establecer las condiciones de cimentación.....	319
VI.3.1. Caracterización Geotécnica de detalle de los casos de estudio .....	319
VI.3.2. Modelización estructural para el dimensionamiento de la cimentación.....	334
<b>VII. CONCLUSIONES .....</b>	<b>357</b>
<b>VIII. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>371</b>

## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Fig. 1.- Situación de epicentros de terremotos en terrenos Holocenos que rellenan la Depresión de Granada en el Sector de la Vega en el periodo 1523- Sep. 2009 (datos extraídos del catálogo del Instituto Geográfico Nacional) .....	11
Fig. 2.- Epicentros resultantes para terremotos con intensidades mayores de VI (MSK) y magnitudes mayores de 3 (Escala Local o Richter) .....	11
Fig. 3.- Gráfico que muestra la evolución del Población en Granada Capital y núcleos urbanos cercanos – Fuente (INE, 2009). Elaboración propia .....	13
Fig. 4.- Mapa general de crecimiento urbano en Granada y Área Metropolitana en el período 1956-2007 .....	21
Fig. 5.- Porcentaje de suelo construido respecto al año 2007 .....	22
Fig. 6.- Datos de Población en el Área Metropolitana de Granada desde 1900-2008 (datos obtenidos del INE).....	23
Fig. 7.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Fuente Vaqueros para el período 1956-2007 .....	23
Fig. 8.- Ortoimagen de Fuente Vaqueros correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.....	24
Fig. 9.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Atarfe para el período 1956-2007 .....	25
Fig. 10.- Ortoimagen de Atarfe correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.....	25
Fig. 11.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Albolote para el período 1956-2007 .....	26
Fig. 12.- Ortoimagen de Albolote correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.....	27
Fig. 13.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Churriana de la Vega para el período 1956-2007 .....	28
Fig. 14.- Ortoimagen de Albolote correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.....	28
Fig. 15.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Churriana de la Vega para el período 1956-2007 .....	29
Fig. 16.- Ortoimagen del sector de la Chana, Granada, correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población (Granada Capital) para el periodo 1956-2007.....	30
Fig. 17.- Principales Unidades geológicas de España Peninsular, Portugal y Baleares (Vera, - editor- 2004), mostrando la ubicación de las Cordilleras Béticas .....	40
Fig. 18.- Modelado 3D donde se aprecia el entramado de Red fluvial que baña la Vega de Granada (MDT generado a partir de las curvas de nivel del mapa topográfico 1:10.000 del IGN. Elaboración propia).....	41
Fig. 19.- Localización geológica de La Vega de Granada en el marco de las Cordilleras Béticas. Leyenda: a.- Límites entre las unidades morfoestructurales delimitadas en el Prebético y límite entre dominios paleogeográficos del Subbético, cuando no coincida con un límite tectónico. b.- Frente norte del Complejo Olistostrómico del Guadalquivir detectado en el subsuelo. c.- Macizo Ibérico. d.- Cobertera Tabular. e.- Cordillera Ibérica. f.- Complejo del Campo de Gibraltar. g.- Zonas Internas Béticas. h.- Cuencas Neógenas postorogénicas (v.- rocas volcánicas neógenas). i-p: Zonas Externas Béticas. i.- Prebético (1.- Prebético de Onteniense-Denia. 2.- Prebético de Aspe-Jijona-Alicante. 3.- Prebético de Hellín-Almansa. 4.- Prebético de Jumilla-	

Yecla. 5.- Prebético de las Sierras de Cazorla y Alcaraz. 6.- Prebético de la Sierra de Segura. 7.- Prebético de Jaén). j.- Afloramientos del Complejo Olistostrómico del Guadalquivir. k.- Complejos Caóticos Subbéticos (Subbético con estructura interna caótica). l.- Dominio Intermedio. m.- Subbético Externo. n.- Subbético Medio (asteriscos: principales afloramientos de rocas volcánicas jurásicas). o.- Subbético Interno (p.- Penibético). Abreviaturas de estructuras geológicas: FC.- Falla de Crevillente. FS.- Falla de Socovos. FT.- Falla de Tíscar. FV.- Falla del Vinalopó. (Vera, 2004 - editor-) .....	42
Fig. 20.- Mapa Geológico y columna litológica de la Vega de Granada y su entorno próximo. (a partir de Dabrio et al., 1982 y de Castillo Martín, 1986) .....	47
Fig. 21.- Leyenda Hoja 1009 (Granada) .....	47
Fig. 22.- Leyenda Hoja 1026 (Padul).....	47
Fig. 23.- Mapa Geológico de la Cuenca de Granada. 1. Complejo Nevado – Filábride, 2. Complejo Alpujárride, 3. Complejo Maláguide, 4. Subbético, 5. Margas, arenas y conglomerados (Serravaliense- Tortoniense inferior), 6-8: secuencia 1, 6. Calcarenitas (Tortoniense superior), 7. Margas y conglomerados (Tortoniense superior), 8. Conglomerados, arenas y margas (Tortoniense superior), 9 y 10: secuencia 2, 9. Margas, limos, arenas y yeso (Messiniense), 10. Calizas lacustres (Messiniense superior), 11-13: secuencia 3, 11. Conglomerados, arenas y arcillas (Plio-Pleistoceno), 12. Abanicos aluviales (Pleistoceno-Holoceno), 13. Llanura aluvial (Pleistoceno-Holoceno), 14. Sedimentos aluviales (reciente), 15. Núcleos urbanos, 16. Contactos litológicos, 17. Fallas, 18. Fallas normales, 19. Fallas inversas, 20. Sinclinal. El recuadro de puntos indica la zona estudiada con perfiles sísmicos que se tratan en el artículo. (Rodríguez-Fernández y Sanz de Galdeano, 2006) .....	47
Fig. 24.- Mapa Geológico. IGME. Zona de la Vega de Granada, Hoja 1009 (Granada) y Hoja 1026 (Padul). Leyendas de las hojas: Fig. 22. y Fig. 23, respectivamente. ....	47
Fig. 25.- Perfiles estratigráficos de La Vega de Granada y situación de éstos .....	56
Fig. 26.- Mapa de Unidades Hidrogeológicas. Leyenda: 05.32.- Depresión de Granada; 05.33.- Sierra Elvira; 05.29.- Sierra de Colomera; 05.30.- Sierra Arana; 05.31.- Padul - La Peza; 06.17.- Sierra de Padul; 06.24.- Tejada – Almirajara – Las Guajaras; 05.12.- Guadix - Marquesado.....	58
Fig. 27.- Mapa Hidrogeológico del acuífero de La Vega de Granada. (a partir de SIAS -IGME, 2002- y Castillo Martín, 1986), que muestra las distintas unidades litológicas. A continuación se indica la permeabilidad de las mismas (P). LeyendaFig. 27: 1.- Arcillas y margas con yesos del Trías. P=baja. 2.- Calizas y dolomías del Lías. P=alta. 3.- Margas y margocalizas del Cretácico. P= baja. 4.- Calcarenitas, limos y evaporitas del Tortoniense medio – Messiniense inferior. P=baja. 5.- Conglomerados y arenas del Tortoniense superior – Messiniense inferior. P=alta. 6.- Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas del Messiniense. P=baja. 7.- Conglomerados, arenas y arcillas del Plioceno – Pleistoceno. P= media – alta. 8.- Conglomerados del Pleistoceno. P= media. 9.- Arcillas rojas, gravas y arenas. Paleosuelos del Pleistoceno-Holoceno (Vega alta). P= media-alta. 10.- Gravas, arenas y arcillas del Pleistoceno-Holoceno (Vega Baja). P= alta. A.- Dolomías, calizas, mármoles y calcoesquistos, Alpujárrides. P= alta .....	60
Fig. 28.- Mapa de cota s.n.m. de muro del Cuaternario reciente de la Vega de Granada (IGME-FAO, 1972) .....	61
Fig. 29.- Mapa de profundidad de la superficie piezométrica en La Vega de Granada en condiciones de máxima capacidad .....	62
Fig. 30.- Índice Estandarizado de Sequía Pluviométrica desde 1950 – 2008 con detalle de los cinco últimos años (JUNTA DE ANDALUCÍA. CONSEJERÍA DE MEDIO AMBIENTE, 1995-2009). .	64
Fig. 31.- Sismicidad del área Ibero-Mogrebí (INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL - MINISTERIO DE FOMENTO, 2009) .....	67
Fig. 32.- Mapa de Isosistas del terremoto de 1884 (Instituto Andaluz de Geofísica , 2003) .....	74
Fig. 33.- Fallas que afectan a la Cuenca de Granada (Sanz de Galdeano et al., 2003). Las fallas consideradas como activas están marcadas con trazos continuos gruesos y las probablemente activas con trazos discontinuos gruesos .....	80

Fig. 35.- Mapa de peligrosidad sísmica de España (en valores de aceleración) [Fuente: IGN]...	85
Fig. 34.- Mapa de peligrosidad sísmica de España (en valores de intensidad, escala EMS-98) [Fuente: IGN] .....	85
Fig. 36.- Diferenciación de estructuras (edificios) en clases de vulnerabilidad. EUROPEAN MACROSEISMIC SCALE 1998 (EMS-98) – Fuente: IGN- .....	89
Fig. 37.- Curva de histéresis deformación de corte $\gamma$ - tensión de corte $\tau$ , y definición del módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ), tangente ( $G_{tan}$ ) y secante ( $G_{sec}$ ). La tensión $\tau$ se expresa en kPa y la deformación $\gamma$ es adimensional y se expresa en %. (SRBULOV, 2008) .....	98
Fig. 38.- Comportamiento dinámico de los suelos (Ishihara, 1982) .....	99
Fig. 39.- Curva de reducción de módulo de corte y variación de la razón de amortiguación con el nivel de deformación de corte para un suelo Cuaternario – PI: índice de Plasticidad en %- (Srbulov, 2008).....	101
Fig. 40.- Dispositivo tipo de un ensayo de columna de resonancia: (a) Vista superior del sistema de carga (b) Vista lateral del sistema de carga (Kramer, 1996).....	102
Fig. 41.- Cámara triaxial cíclica (Díaz Rodríguez, 2006) .....	103
Fig. 42.- Esquema de aplicación de cargas en el ensayo triaxial cíclico convencional (Díaz Rodríguez, 2006) .....	103
Fig. 43.- Idealización para la evaluación de $E_{eq}$ y $\xi$ (Patiño Nieto, 2009) .....	104
Fig. 44.- Aparato de corte directo simple. Tipo NGI, con membranas reforzadas de alambre (Kramer, 1996) .....	105
Fig. 45.- Variación de la tensión tangencia en función de la deformación tangencial (Patiño Nieto, 2009). .....	105
Fig. 46.- Variación de la deformación tangencial en función del número de ciclos (Patiño Nieto, 2009).....	105
Fig. 47.- Esquema ilustrativo de la prueba de campo relacionada con la propagación de ondas de superficie (Kramer, 1996) .....	106
Fig. 48.- Esquema del ensayo de refracción sísmica (Kramer, 1996) .....	108
Fig. 49.- Esquema de interpretación del ensayo de refracción sísmica (Kramer, 1996).....	109
Fig. 50.- Esquema ilustrativo del montaje para la realización de la prueba de resonancia vertical (izquierda). Curva de respuesta de frecuencia del conjunto vibrador – placa – suelo (derecha) (Díaz Rodríguez, 2006) .....	109
Fig. 51.- Ensayos “up-hole” y “down-hole” (Kramer, 1996) .....	111
Fig. 52.- Ejemplo de variación de la velocidad de propagación de las ondas de compresión y cortante en función de la profundidad (González de Vallejo et al., 2002).....	111
Fig. 53.- Ensayo “cross-hole”, con dos (a) y tres sondeos (b).....	112
Fig. 54.- Superficies de rotura de cimentaciones superficiales según Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) y Hansen (1957).....	114
Fig. 55.- Profundidad de empotramiento "D" a considerar en la determinación de la presión de hundimiento (CTE. SE-C. Anexo F.) .....	118
Fig. 56.- Coeficiente de corrección $d_c$ (CTE. SE-C. Anexo F.) .....	118
Fig. 57.- Definición de área equivalente de una zapata (CTE. DB-SE-C, 2006) .....	124
Fig. 58.- Modelo simplificado de Coulomb para zapatas (Richards et al.,1993).....	126
Fig. 59.- Mecanismo de rotura de Coulomb con fuerzas de rozamiento verticales (Richards et al.,1993) .....	126
Fig. 60.- Razones de los Factores de Capacidad de Carga sísmicos y estáticos (Richards et al., 1993).....	129
Fig. 61.- Tangente del ángulo activo ( $\rho_{AE}$ ) de Coulomb para zapatas (RICHARDS, ELMS, & BUDHU, 1993).....	130
Fig. 62.- Aceleración crítica ( $K_h^*$ ) para inicio de asiento en terrenos incoherentes – $c=0$ - (RICHARDS, ELMS, & BUDHU, 1993) .....	131
Fig. 63.- Esquema de la distribución de la carga de un pilote aislado (CTE. DB-SE-C, 2006) ....	133

Fig. 64.- Zonas de influencia de la punta (según NTE).....	134
Fig. 65.- Daños causados por densificación. Izquierda: Pequeño asiento inducido durante el terremoto de Loma Prieta, California el 17 de Octubre de 1989 – M=7,09- (Seed, 1989). Derecha: Asiento diferencial en un bloque de viviendas inducido por el terremoto de Izmit, Turquía el 17 de Agosto de 1999 –M=7,4- (Sezen, H) .....	146
Fig. 66.- Efecto de la intensidad de la aceleración vertical sobre la densificación de la arena en pruebas de mesa vibratoria (D'Appolonia y D'Appolonia, 1967) .....	147
Fig. 67.- Efecto de la intensidad de aceleración vertical y esfuerzo de confinamiento sobre la densificación de arena seca de Ottawa en pruebas de mesa vibratoria (Whitman y Ortigosa, 1968) .....	147
Fig. 68.- Comportamiento mecánico de arenas (Troncoso, 1992) .....	148
Fig. 69.- Influencia del número de ciclos de deformación en la densificación de la arena (Silver y Seed, 1971b) .....	149
Fig. 70.- Densificación de una arena seca en una mesa sísmica a gran escala sometida a movimientos aleatorios horizontales independientes (Pyke et al., 1974) .....	149
Fig. 71.- Determinación de la tensión tangencial efectiva del suelo (Tokimatsu & Seed, 1987) .....	152
Fig. 72.- Ábacos para determinar la deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) en función de la tensión tangencial cíclica y la densidad relativa ( $D_r$ ) o el $N_{SPT}$ corregido $-(N_1)_{60}$ - (Se asume que $N_1$ se refiere a $N_{SPT}$ corregido $-(N_1)_{60}$ -) (TOKIMATSU & SEED, 1987).....	152
Fig. 73.- Cálculo de la deformación volumétrica en función de la relación de tensión cíclica y la resistencia a penetración estándar (TOKIMATSU & SEED, 1987).....	154
Fig. 74.- Vuelco de bloques de viviendas por la licuación del substrato, inducida por el sismo de Niigata (Japón) el 16 de Junio de 1964 – M=7,4- (Penzien 1964) .....	158
Fig. 75.- Izquierda: grieta causada por licuefacción inducida por el sismo de Cauçete (Argentina) el 23 de Noviembre de 1977 – M=7,4- (Bertero y Vitelmo). Derecha: daños causados por licuefacción y flujo lateral en una red viaria de Kobe (Japón) durante el terremoto del 17 de Enero de 1995 – M=6,69- (Clark, 1995).....	158
Fig. 76.- Vuelco de un bloque de viviendas por la licuación del suelo inducida por el terremoto de Izmit, Turquía el 17 de Agosto de 1999 –M=7,4- (Elwood, 1999) .....	159
Fig. 77.- Granulometría de algunos suelos que han licuado (Shannon y Wilson, 1971 en Díaz Rodríguez, 2006) .....	161
Fig. 78.- Concepto de compacidad relativa (DÍAZ RODRÍGUEZ, 2006) .....	162
Fig. 79.- Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuefacción de una arena (Seed et al., 1975) .....	163
Fig. 80.- Esfuerzos de corte producidos por un terremoto a una profundidad dada .....	168
Fig. 81.- Variación del factor de reducción en función de la profundidad (Youd & Idriss, 2001) .....	170
Fig. 82.- Relación de tensión cíclica o relación de resistencia cíclica en función de los valores corregidos del ensayo de penetración estándar $(N_1)_{60}$ . [Seed e Idriss, 1997] .....	174
Fig. 83.- Curva recomendada para calcular la CRR a partir de la resistencia por punta corregida del CPT con datos empíricos de casos históricos donde se ha producido licuefacción (Robertson & Wride, 1998).....	177
Fig. 84.- Sector de los mapas geológicos, hoja 1009 y 1026, en el que se localizan Granada y el resto del Área Metropolitana (a partir de Hoja 1009 y 1026 publicadas por el IGME). .....	182
Fig. 85.- Distribución de Informes Geotécnicos y Puntos de Información en localidades del Área Metropolitana de Granada .....	184
Fig. 86.- Ejemplo de los datos de un sondeo recogidos en Excell con una tabla correspondiente a litología, ensayos in situ y de laboratorio (la parte inferior corresponde a la derecha de la tabla).....	185

Fig. 87.- Ejemplo de los datos de una calicata recogidos en Excell con una tabla correspondiente a litología y de laboratorio (la parte inferior corresponde a la derecha de la tabla).....	185
Fig. 88.- Ejemplo de tabla de penetración dinámica y gráfica de golpeo asociada .....	186
Fig. 91.- Ejemplo de estructura de una tabla .....	190
Fig. 92.- Relaciones establecidas entre las distintas tablas creadas en Access .....	199
Fig. 93.- Ejemplo de consulta realizada en Access .....	199
Fig. 94.- Ejemplo de tabla resumen de formulario realizado en una población, Albolote, para un proyecto plurifamiliar. ....	200
Fig. 95.- Formulario de entrada de la Web SismoVega realizada a partir de la Base de Datos confeccionada en esta Tesis.....	202
Fig. 96.- Tabla de resultados correspondiente a una búsqueda en la Web SismoVega .....	203
Fig. 95.- Hoja de resultados de una consulta por población de la Web SismoVega.....	204
Fig. 98.- Ejemplo de Ficha particularizada de la Web SismoVega .....	205
Fig. 99.- Detalle del mapa de módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ) en el sector la localidad de Atarfe .....	210
Fig. 98.- Hoja de cálculo realizada para estimar el asiento probable por densificación.....	212
Fig. 104.- Profundidad del nivel freático (de 0-6 m y mayor de 6 m).....	216
Fig. 110.- Hoja de Cálculo diseñada en esta Tesis. Susceptibilidad a Licuefacción.....	219
Fig. 112.- Detalle del mapa de Susceptibilidad a licuefacción obtenido a partir de los parámetros geotécnicos de la Base de Datos .....	221
Fig. 113.- Versión actualizada del Mapa de Susceptibilidad a la Licuefacción Sísmica de la Comarca de Granada (Chacón et al., 1988) .....	221
Fig. 114.- Sector central de Albolote reclasificado en función de número de alturas (datos obtenidos del Catastro. Elaboración propia) .....	223
Fig. 115.- Ejemplo de digitalización de fotografía aérea de 1956 (vuelo americano) en el sector de Albolote .....	223
Fig. 105.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Albolote.....	224
Fig. 117.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Atarfe. ....	225
Fig. 118.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Fuente Vaqueros.....	225
Fig. 119.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Granada-Sector La Chana.....	226
Fig. 109.- Informes Geotécnicos o Puntos de Información (id) georeferenciados en SIG.....	231
Fig. 110.- Comparación entre interpolación tipo “Disjunctive Kriging” (arriba) y tipo “IDW” (abajo) en el sector de Granada-La Chana .....	233
Fig. 111.- Mapa de las distintas Zonas, Subzonas y Áreas Litológico-Geotécnicas.....	241
Fig. 112.- Clases Generales y Específicas de exposición del hormigón. (EHE-08).....	243
Fig. 113.- Densidad natural más característica del material portante .....	275
Fig. 114.- Cohesión más característica del material portante.....	276
Fig. 115.- Ángulo de rozamiento interno más característico del material portante .....	277
Fig. 116.- Coeficiente de Balasto (sobre placa de pie <sup>2</sup> ) más característico del material portante .....	278
Fig. 117.- Coeficiente de terreno medio calculado según la NCSE-02.....	279
Fig. 118.- Aceleración de cálculo obtenida a partir del coeficiente adimensional de riesgo, la aceleración básica y el coeficiente de terreno (formulación de NCSE-02).....	280
Fig. 119.- Coeficiente de amplificación para un coeficiente adimensional de riesgo $\rho=1$ .....	281
Fig. 120.- Coeficiente de amplificación para un coeficiente adimensional de riesgo $\rho=1,3$ .....	282
Fig. 121.-Espesor de relleno antrópico .....	298

Fig. 122.- Espesor de suelo vegetal y/o edáfico .....	299
Fig. 123.- Espesor de suelo vegetal y/o edáfico a muro del tramo de relleno antrópico .....	300
Fig. 124.- Espesor de terreno natural no apto para cimentar sobre él .....	301
Fig. 125.- Profundidad de Nivel Piezométrico .....	302
Fig. 126.- Profundidad mínima de cimentación .....	303
Fig. 127.- Tensión admisible limitada por hundimiento y por asientos .....	304
Fig. 128.- Tipo de cimentación más recomendable .....	305
Fig. 129.- Profundidad del nivel piezométrico (de 0-6 m y mayor de 6 m) .....	306
Fig. 130.- Mapa de susceptibilidad a licuefacción .....	309
Fig. 131.- Valores de $N_{spt}$ medio del material portante .....	314
Fig. 132.- Velocidades medias de las ondas sísmicas de cizalla ( $V_s$ ) del material portante .....	315
Fig. 133.- Módulo de cizalla máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) del material portante .....	316
Fig. 134.- Amplificación sísmica esperable en Granada y su Área Metropolitana .....	319
Fig. 135.- Tensión admisible ( $Kg/cm^2$ ) en el sector de Atarfe-Albolote .....	321
Fig. 136.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Atarfe-Albolote .....	322
Fig. 137.- Tipo de cimentación en el sector de Atarfe-Albolote .....	322
Fig. 138.- Susceptibilidad a licuefacción en el sector de Atarfe-Albolote .....	324
Fig. 139.- Tipo de cimentación teniendo en cuenta los efectos sísmicos sobre el suelo en el sector de Atarfe-Albolote .....	325
Fig. 140.- Tensión admisible ( $Kg/cm^2$ ) en el sector de Fuente Vaqueros .....	326
Fig. 141.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Fuente Vaqueros .....	327
Fig. 142.- Tipo de cimentación en el sector de Fuente Vaqueros .....	327
Fig. 143.- Susceptibilidad a licuefacción en el sector de Fuente Vaqueros .....	328
Fig. 144.- Tipo de cimentación teniendo en cuenta los efectos sísmicos sobre el suelo en el sector de Fuente Vaqueros .....	329
Fig. 145.- Tensión admisible ( $Kg/cm^2$ ) en el sector de Granada-La Chana .....	330
Fig. 146.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Granada-La Chana .....	331
Fig. 147.- Tipo de cimentación en el sector de Granada-La Chana .....	331
Fig. 148.- Tensión admisible ( $Kg/cm^2$ ) en el sector de Churrina de la Vega .....	333
Fig. 149.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Churrina de la Vega .....	334
Fig. 150.- Tipo de cimentación en el sector de Churrina de la Vega .....	334
Fig. 151.- Modelo M1 con una altura sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	339
Fig. 152.- Modelo M1 con dos altura sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	339
Fig. 153.- Modelo M1 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas corridas y vigas riostras .....	340
Fig. 154.- Modelo M1 con una altura sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras .....	340
Fig. 155.- Modelo M1 con dos alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras .....	341
Fig. 156.- Modelo M1 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas aisladas, corridas bajo muros y vigas riostras .....	341
Fig. 157.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	342
Fig. 158.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	342
Fig. 159.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas corridas y vigas riostras .....	343
Fig. 160.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante y un sótano, zapatas corridas y vigas riostras .....	343
Fig. 161.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras .....	344
Fig. 162.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas aisladas y vigas riostras .....	344
Fig. 163.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras .....	345
Fig. 164.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante y un sótano, zapatas aisladas, corridas bajo muros y vigas riostras .....	345

Fig. 165.- Modelo M4 con tres alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	346
Fig. 166.- Modelo M4 con tres alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	346
Fig. 167.- Modelo M4 con tres alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras .....	347
Fig. 168.- Modelo M4 con tres alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras .....	347
Fig. 169.- Modelo M4 con ocho alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras .....	348
Fig. 170.- Hoja de resultados de cálculos de cargas en cimentación en el caso de vivienda unifamiliar pareada (3h) en Albolote .....	349
Fig. 171.- Hoja de resultados de cálculos de cargas en cimentación en el caso de vivienda unifamiliar pareada (2h+1) en Albolote .....	350
Fig. 172.- Hoja de resultados de cálculos de cargas en cimentación en el caso de vivienda plurifamiliar (4h) en Churriana de la Vega .....	351



## **ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 1.- Resumen del Nº de Municipios que integran el Área Metropolitana de Granada y la Comarca de la Vega .....	15
Tabla 2.- Datos de superficie, número de habitantes y densidad de población de los Municipios que conforman el ámbito del AM de Granada.....	17
Tabla 3.- Resumen de ocupación de suelo ( $m^2$ ) en los núcleos de población pertenecientes al Área Metropolitana de Granada y del conjunto ( $m^2$ y Ha) desde 1956 hasta 2007.....	20
Tabla 4.-Materiales con mayor representación que afloran en el entorno de la Vega de Granada ordenados cronológicamente. ....	45
Tabla 5.- Parámetros geotécnicos correspondientes a calcarenitas, limos y evaporitas del Tortoniense medio-Messiniense inferior.....	49
Tabla 6.- Parámetros geotécnicos correspondientes a conglomerados y arenas del Tortoniense superior – Messiniense inferior .....	50
Tabla 7.- Parámetros geotécnicos correspondientes a Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas del Messiniense .....	51
Tabla 8.- Parámetros geotécnicos correspondientes a la Formación Alhambra y coluviales de ésta del Plioceno-Pleistoceno .....	52
Tabla 9.- Parámetros geotécnicos correspondientes a la. Formación Zubia.....	53
Tabla 10.- Parámetros geotécnicos correspondientes a Paleosuelos .....	54
Tabla 11.- Parámetros Geotécnicos correspondientes al Aluvial de La Vega de Granada .....	55
Tabla 12.- Catálogos antiguos de terremotos (Muñoz y Udias, 1982) .....	68
Tabla 13.- Presiones admisibles a efectos orientativos. (Tabla D.25 del CTE. SE-C. Anexo D.) ..	94
Tabla 14.- Tipo de Construcción. (Tabla 3.1 del CTE. SE-C.) .....	96
Tabla 15.- Grupos de terreno (Tabla 3.2 del CTE. SE-C) .....	96
Tabla 16.- Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas (Tabla 3.3 del CTE. SE-C) .....	97
Tabla 17.- Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración (Tabla 3.4 del CTE. SE-C).....	97
Tabla 18.- Razón de Poisson $\nu$ asociado a diferentes tipo de material (RODRÍGUEZ SEGURADO, 2005).....	99
Tabla 19.- Valores de $C_s$ (Barkan, 1962) .....	110
Tabla 20. Factores de Capacidad de Carga estáticos.....	116
Tabla 21.- Comparación del Factor sísmico de Capacidad de Carga $N_{cd}$ con el Factor estático de Capacidad de Carga $N_c$ dado por varios autores .....	127
Tabla 22.- Comparación del Factor sísmico de Capacidad de Carga $N_{qd}$ con el Factor estático de Capacidad de Carga $N_q$ dado por varios autores.....	127
Tabla 23.- Comparación del Factor sísmico de Capacidad de Carga $N_{vd}$ con el Factor estático de Capacidad de Carga $N_v$ dado por varios autores .....	128
Tabla 24.- Valores límite basados en la distorsión angular (CTE, DB-SE-C, 2006) .....	131
Tabla 25.- Longitud de influencia de la punta en cada zona (según NTE) .....	134
Tabla 26.- Factor de corrección del índice “N” del SPT por la sobrecarga efectiva de las tierras. $N_{(corregido)} = f \cdot N$ (Ministerio de Fomento. , 2006) .....	136
Tabla 27.- Influencia de la magnitud del terremoto sobre la deformación volumétrica para arenas secas (Tokimatsu & Seed, 1987).....	153
Tabla 28.- Comparación de ventajas y desventajas de varios ensayos in situ para evaluar el potencial de licuefacción (Youd e Idriss, 1997).....	171
Tabla 29.- Factores de corrección para los valores de N medidos en el SPT (Youd & Idriss, 2001) .....	173
Tabla 30.- Número de Informes por localidades incluidas en la Base de Datos.....	183

Tabla 31.- Escala de colores en función de la naturaleza y textura predominantes del terreno .....	186
Tabla 32.- Abreviaturas y descripción de los parámetros o datos geotécnicos previstos en la plantilla de datos .....	187
Tabla 33.- Datos presentes en la tabla general que han servido para su introducción en un sistema de información geográfica .....	188
Tabla 34.- Diferentes tipos de tablas generadas en la Base de Datos de Access .....	191
Tabla 35.- Correlación de $N_{spt}$ con la resistencia por punta del ensayo de penetración estática (Rodríguez Ortiz et al., 1982) .....	207
Tabla 36.- Algunas de las correlaciones existentes entre $N_{spt}$ y $V_s$ .....	209
Tabla 37.- Puntos donde se ha calculado el asiento inducido por sismo .....	214
Tabla 38.- Ejemplo de Ficha creada in situ para establecer las tipologías estructurales y constructivas.....	224
Tabla 39.- Modelos constructivos en función del número de plantas .....	226
Tabla 40.- Modelos en función de la tipología constructiva .....	227
Tabla 41.- Ejemplo de listado del software CYPE correspondiente al Pilar nº2 de una estructura de 3 alturas en una vivienda pareada .....	228
Tabla 42.- Zonificación por Unidades Litológico-Geotécnicas y áreas asociadas en el Mapa de la Fig. 111.....	238
Tabla 43.- Litologías correspondientes a las áreas diferenciadas en cada Zona o Subzona.....	239
Tabla 44.- Parámetros geotécnicos más característicos de las distintas Zonas diferenciadas.	242
Tabla 45.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Aluvial Fino (1.1).....	246
Tabla 46.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Aluvial Fino/Granular (1.2) .....	248
Tabla 47.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Aluvial Grosero (1.3).....	251
Tabla 48.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Formación Alhambra (3.1) .....	255
Tabla 49.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Coluvial de la Formación Alhambra (3.2) .....	257
Tabla 50.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Paleosuelos Finos (4.1) .....	260
Tabla 51.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Paleosuelos Groseros (4.2) .....	262
Tabla 52.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Paleosuelos Fino/Granular (4.3) .....	264
Tabla 53.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Zona Limos “Cenes Jun” (5.0).....	266
Tabla 54.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Zona Arcillas, Limos rojos y Conglomerados (6.0).....	268
Tabla 55.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Depósitos de Pie de Monte finos (7.1).....	271
Tabla 56.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Depósitos de Pie de Monte Groseros (7.2).....	273
Tabla 57.- Asiento probable inducido por sismo en Albolote, Atarfe, Churriana de la Vega y Fuente Vaqueros y Granada-La Chana.....	311
Tabla 58.- Ejemplo de ficha para completar las morfologías de las construcciones .....	336
Tabla 59.- Tensión admisible y tipo de cimentación para modelizar las estructuras.....	336
Tabla 60.- Modelos constructivos, luces medias, dimensiones en planta y tipo de forjados...	337

Tabla 61.- Resumen de modelos estructurales calculados en las en las localidades de Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Granada-La Chana y Churriana de la Vega.....	338
Tabla 62.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Atarfe y Albolote .....	352
Tabla 63.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Fuente Vaqueros.....	354
Tabla 64.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Granada-La Chana.....	355
Tabla 65.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Granada-La Chana.....	356



## I. OBJETIVOS

---



El avance reciente en el conocimiento sobre las condiciones geotécnicas de los terrenos granadinos y la disponibilidad de una copiosa cantidad de informes con datos geotécnicos de Granada y Área Metropolitana, así como de los antecedentes de terremotos históricos e instrumentales (epicentro, intensidad, magnitud y efectos sobre el suelo) a través de la revisión de la sismica histórica y de los registros acumulados en el Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos de la Universidad de Granada y en el Instituto Geográfico Nacional, y la amplia información respecto al desarrollo urbanístico desde 1956 a 2007, tanto lo referido a la expansión en las diferentes zonas como a las morfologías estructurales utilizadas a lo largo del periodo indicado, permitieron plantearse como **objetivo general** de esta Tesis Doctoral: realizar un análisis del terreno y de las cimentaciones diseñadas, a través de modelos, considerando no solamente las condiciones estáticas sino también las acciones dinámicas derivadas de la actividad sísmica.

Por otro lado, las investigaciones previas respecto a la susceptibilidad a la licuefacción de los terrenos de la Vega de Granada (Chacón et al., 1988), habían permitido delimitar zonas en las que la presencia de suelos granulares finos con baja compacidad y niveles freáticos someros, determinaban una alta probabilidad de licuefacción sísmica bajo terremotos con magnitud superior a 5.25, situación que no se ha producido en la zona con posterioridad al terremoto de Andalucía de 1884. Tales conclusiones conducían al diseño de cimentaciones profundas en las zonas más susceptibles en las que se confirmasen los criterios geotécnicos que determinan la licuefacción del terreno, y, por lo tanto, la necesidad de analizar las diferentes tipologías de cimentaciones habituales en el área de estudio teniendo en cuenta la abundante (aunque no uniforme) información geotécnica disponible en la actualidad.

Esta información permite:

- Establecer modelos geotécnicos a partir de 337 Informes y/o puntos de información, y de las columnas estratigráficas correspondientes a profundidades variables entre 4 y 30 m., en las que se diferencian con diferentes niveles de detalle, las características texturales, propiedades físicas, químicas y mecánicas, correspondientes a las condiciones estáticas y también las relacionados con acciones sísmicas.
- Así mismo, una revisión y análisis de las características y principales trabajos realizados, permite completar esta información con datos referentes a localización del nivel freático, profundidad, tipo de cimentación y tensión admisible, espesor de relleno antrópico, espesor de suelo vegetal y/o edáfico, espesor de materiales naturales de capacidad portante no apta para cimentar y además estimar la susceptibilidad a fenómenos particularizados ligados a efectos sísmicos como licuefacción y asentamientos probables por

densificación, y finalmente poder realizar una valoración cualitativa del la amplificación del movimiento sísmico en relación a su aplicación a la cimentación.

Por todo ello, y tras una búsqueda exhaustiva de la documentación y metodología disponible se han planteado los siguientes **objetivos específicos** necesarios para su desarrollo:

- Constituir una **Base de Datos Geotécnica** para la gestión de la información disponible (litológica, geotécnica, hidrogeológica y sísmica) mediante un software que facilite la búsqueda rápida de cualquier tipo de propiedad o parámetro y permita el volcado de datos en una Web diseñada al efecto.
- Formalizar una tabla general, a partir de la base de datos, con toda la información posible, válida para la incorporación y gestión de los datos a un sistema de información geográfica (SIG), lo que permitirá utilizar sus herramientas de interpolación y generación de mapas de los distintos parámetros geotécnicos o propiedades en el análisis de las cimentaciones de edificios en condiciones estáticas y dinámicas, en las diversas escalas del estudio, incluyendo cuatro casos de estudio al W de la ciudad de Granada. La información contenida en la tabla general incluye:
  - Zonas, Subzonas y Áreas Litológico-Geotécnicas
  - Espesor de relleno antrópico
  - Espesor de suelo vegetal y/o edáfico
  - Espesor de suelo vegetal y/o edáfico a muro del tramo de relleno antrópico
  - Espesor de terreno natural no apto para cimentar sobre él
  - Profundidad de Nivel Piezométrico
  - Profundidad mínima de cimentación
  - Clases Generales y Específicas de exposición del hormigón. (EHE-08)
  - Densidad natural más característica del material portante
  - Cohesión más característica del material portante
  - Ángulo de rozamiento interno más característico del material portante
  - Coeficiente de Balasto (sobre placa de pie<sup>2</sup>) más característico del material portante
  - Valores de  $N_{spt}$  medio del material portante
  - Tensión admisible limitada por hundimiento y por asientos
  - Tipo de cimentación más recomendable
  - Coeficiente de terreno medio calculado según la NCSE-02
  - Aceleración de cálculo

- Coeficientes de amplificación
  - Amplificación sísmica esperable en Granada y su Área Metropolitana
  - Mapa de susceptibilidad a licuefacción
  - Velocidades medias de las ondas sísmicas de cizalla ( $V_s$ ) del material portante
  - Módulo de cizalla máximo ( $G_{máx}$ ) del material portante
- 
- Caracterización de las distintas Zonas, Subzonas y Áreas diferenciadas en los mapas anteriores, a partir de la regionalización en el SIG de datos referentes a unidades litológicas, profundidad del nivel piezométrico, parámetros físicos, mecánicos y químicos, profundidad y tipo de cimentación y parámetros sísmicos.
  
  - Determinar las dimensiones mínimas de los diferentes modelos de cimentación y las tensiones transmitidas al terreno, en condiciones estáticas y dinámicas, teniendo en cuenta las cargas permanentes, sobrecargas de uso, tensiones axiales dinámicas, sobrecarga de la cimentación y sobrepresiones que transmiten las vigas riostras a la cimentación.
  
  - Aplicar la definición de las zonificaciones y establecer protocolos que indiquen el mejor tipo de cimentación, su profundidad, zonas susceptibles a licuefacción y/o densificación del terreno y direcciones más apropiadas para el desarrollo urbano de las localidades, centrándose fundamentalmente en los núcleos de Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Churriana de la Vega y el sector de la Chana en Granada Capital.

La información recopilada y los resultados obtenidos en esta Tesis podrán ser progresivamente mejorados y completados conforme se vayan obteniendo un mayor número de datos. Los resultados pueden diferir de los obtenidos en investigaciones previas sobre el área objeto de estudio, ya que se ha dispuesto de una mayor cantidad de informes geotécnicos, lo que ha permitido preparar una amplia base de datos, mientras que gracias al empleo de un SIG, se ha mejorado considerablemente la precisión de localización de cada uno de los puntos y la regionalización de las variables.



## II. INTRODUCCIÓN

---



La provincia de Granada, por sus características geológicas y orográficas, está afectada por procesos naturales geodinámicos y otros que, en ocasiones, debido a su intensidad o afección a zonas de intensa ocupación, suponen daños y pérdidas elevadas. De hecho, Granada, refiriéndonos al riesgo sísmico, ocupa un lugar destacado en el contexto nacional con importantes pérdidas económicas y daños sociales a través del tiempo.

La sociedad siempre ha aceptado que las catástrofes por efectos sísmicos son inevitables; no obstante esta aseveración ha evolucionado gracias al avance de los conocimientos al respecto, lo que ha permitido elaborar Normativas Técnicas que obligan a adoptar las medidas necesarias en cuanto a la seguridad y prevención frente a dichos eventos. Este cambio social con respecto a la percepción del riesgo implica también una respuesta por parte de las administraciones.

En este sentido, uno de los aspectos fundamentales es la realización de estudios que lleven al conocimiento y provean de las herramientas necesarias para el desarrollo de las actuaciones y medidas encaminadas a reducir el impacto de estos peligros naturales. El estudio, prevención y mitigación de estos riesgos geológicos debe incorporarse a las actividades constructivas, de planificación urbana y ordenación del territorio y al diseño de obras e infraestructuras seguras en zonas de peligro con la finalidad de evitar víctimas y paliar, en lo posible, costes sociales y económicos.

El estudio, análisis y cartografía de los peligros y riesgos de origen sísmico y otros, forman parte de los trabajos que habitualmente realizan organismos como el Instituto Geológico y Minero de España, el Instituto Geográfico Nacional, el Instituto Andaluz de Geofísica y la Dirección General de Protección Civil, entre otros, los cuales proporcionan a los diferentes ámbitos de la sociedad información y documentos imprescindibles para abordar la prevención y mitigación de los riesgos naturales.

En el marco provincial, la Depresión o Cuenca de Granada ha sido ampliamente estudiada por diversos autores desde el punto de vista estructural, tectónico y sísmico, o geotécnico, entre los que se pueden destacar García Dueñas (1969), Chacón et al. (1988), Morales (1991), Martínez Solares (1995), Hernández Del Pozo (1998), Chedadi (2001), Sanz de Galdeano et al. (2001), Galindo-Zaldívar et al. (2003). A continuación se comentan algunos aspectos significativos en relación con la sismicidad de la cuenca, especialmente en la zona ocupada por la denominada Vega granadina, y la naturaleza catastrófica de algunos de los terremotos ocurridos, que en el apartado III.2. se desarrollan detalladamente.

En la Depresión de Granada, las zonas epicentrales de terremotos, con intensidad igual o mayor de VI (escala MSK) han sido las de Alhama de Granada y el

triángulo Santa Fe - Pinos Puente - Albolote. Centrándonos en Granada y su Área Metropolitana (formada por 32 municipios, según el Plan de Ordenación del Territorio de la Aglomeración Urbana de Granada –POTAUG- ), el registro histórico (Instituto Andaluz de Geofísica; IGN) reúne 1151 terremotos (Fig. 1) que afectaron la zona y con magnitudes epicentrales entre 0,3-5 e intensidad (I) entre II-VIII localizados a profundidades que oscilan de 1 a 67 Km., desde la superficie, sucedidos entre 1523 y Septiembre de 2009; se han identificado 26 terremotos con  $I \geq VI$ , entre los cuales el de mayor intensidad fue el de Albolote - Atarfe (localidades situadas en sector NW de la zona y en el borde de la Vega) en Abril de 1956 que afectó fundamentalmente, con intensidades variables entre III y VIII, a las citadas localidades, a Granada y a otros municipios que actualmente forman parte del Área Metropolitana de Granada, como Maracena, Santa Fé, Peligros, Pinos Puente, Belicena, Pulianas y Güevéjar (Fig. 1). Destacan por sus consecuencias catastróficas los terremotos de Abril y Junio de 1431, intensidad VIII-IX y epicentro al NNW de la localidad de Atarfe (sector de Sierra Elvira distante del borde NW de la Vega unos 3 Km), que interrumpió la campaña de la toma de Granada por Juan II de Castilla, lo que habría adelantado 60 años la unificación de España (Fig. 2); y el de Arenas del Rey de 25 de Diciembre de 1884 (intensidad IX) cuyas isosistas se extendieron por el N hasta las localidades de Santa Cruz del Comercio, Cacán, en el NE hasta Ventas de Huelma y Agrón, hacia el E hasta Jayena y Albuñuelas, en el S hasta Canillas de Albaida, Salares, Archez y Cómpea, y en el SW hasta La Viñuela, Benamargosa, en el W hasta Periana y el W hasta Zafarralla, quedando englobados en esta delimitación correspondiente a la isosista de  $I=VIII$  las localidades de Alhama de Granada, Játar, Fornes, Sedella, Canillas de Aceituno, Alcaucín y Ventas de Zafarralla, y lógicamente Arenas del Rey cercano al punto epicentral situado entre dicha localidad y Alhama de Granada.

Por todo ello y teniendo en cuenta que el Área Metropolitana se ha desarrollado en gran parte sobre las zonas de mayor peligrosidad sísmica de la NSCR-02, se ha producido un aumento notable del riesgo ya que se ha incrementado considerablemente la densidad de edificación y consecuentemente de población, así como las infraestructuras.

A continuación se describe el desarrollo urbano de la Comarca de la Vega de Granada y la definición del Área Metropolitana y su crecimiento desde 1956, a fin de justificar el incremento del riesgo sísmico actual por la concentración de población en localidades de la Vega que presentan elevada peligrosidad sísmica.

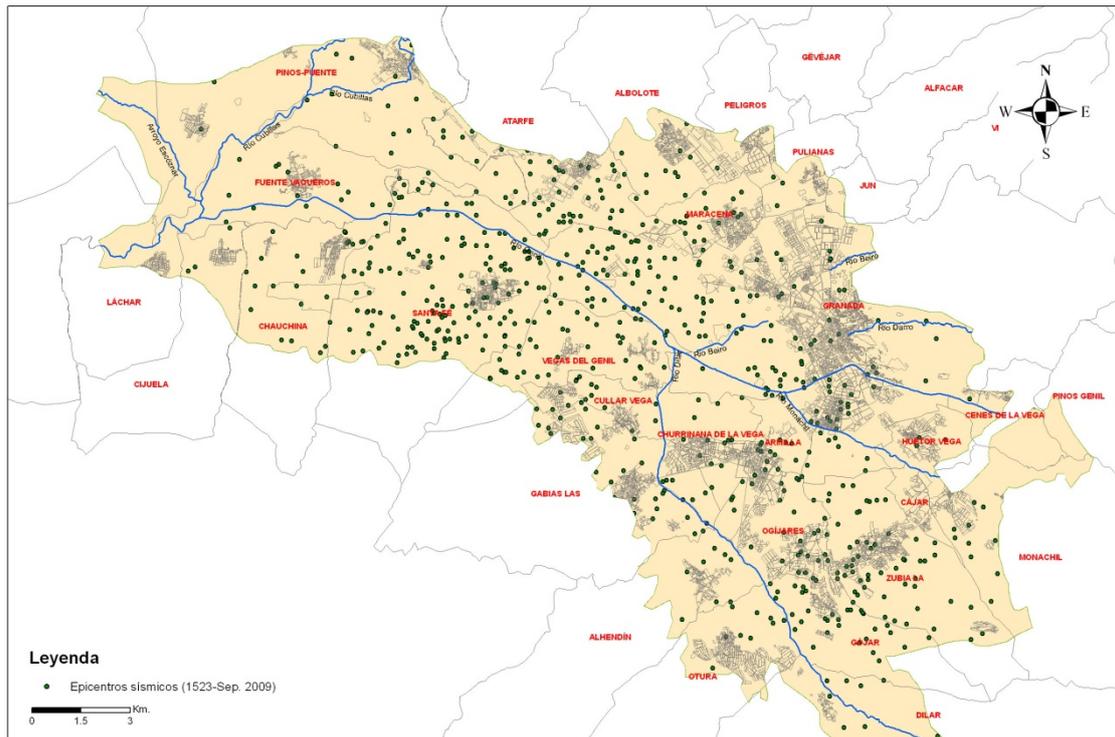


Fig. 1.- Situación de epicentros de terremotos en terrenos Holocenos que rellenan la Depresión de Granada en el Sector de la Vega en el periodo 1523- Sep. 2009 (datos extraídos del catálogo del Instituto Geográfico Nacional)

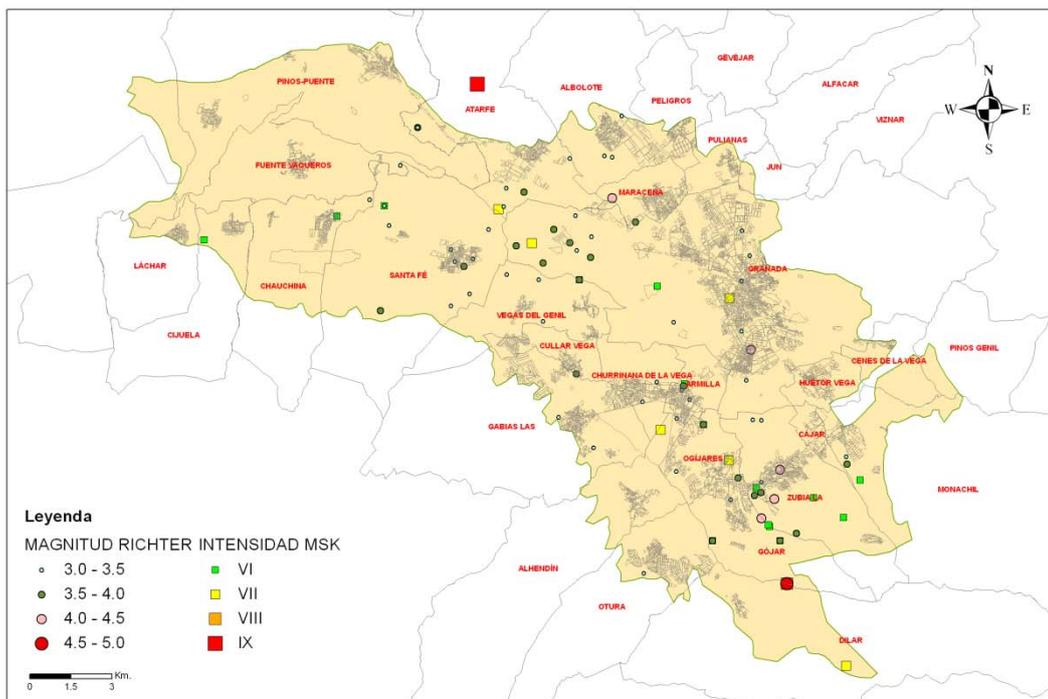


Fig. 2.- Epicentros resultantes para terremotos con intensidades mayores de VI (MSK) y magnitudes mayores de 3 (Escala Local o Richter)

## II.1. Formación de la Comarca de la Vega de Granada

La Comarca de La Vega de Granada ha sido históricamente reconocida como un territorio diferenciado de su entorno próximo por sus características morfológicas y productivas. Desde tiempos remotos sus condiciones naturales y la acción del hombre han conseguido un espacio agrario singular que, unido a su estratégica posición de cruce de caminos Este-Oeste y Norte-Sur, y a su singularidad orográfica, posibilitaron la formación del conjunto urbano más importante de la Andalucía Oriental. Sin embargo, su difícil conexión con la costa mediterránea y el traslado de la población y la actividad hacia el litoral, produjeron su progresivo decaimiento, cuestión que desde muy antiguo se pensó en subsanar a través de diferentes sistemas de comunicación, si bien estas ideas quedaron en el olvido, hasta el punto que hay que esperar hasta finales del s.XX para que se hagan realidad los diferentes proyectos para establecer una mejor conexión entre el interior y el litoral.

Por tanto, su posición aislada en un territorio circundante de muy difícil accesibilidad y productivamente paupérrimo dificultó la concentración de rentas agrícolas que se produjo entre los siglos XVI y XIX en otras grandes ciudades andaluzas, manteniéndola en un nivel de subsistencia, excepto algunos destellos de prosperidad producidos por su incorporación a determinadas actividades de excepcional éxito coyuntural, caídas posteriormente en desuso.

La organización territorial interna (sistema urbano y sistema relacional) fue fiel reflejo de la explotación agraria realizada, concentrándose mayoritariamente la población y las actividades en la ciudad de Granada, mientras que a su alrededor se generaban una serie de pequeños núcleos exclusivamente agrícolas, cuya única finalidad era servir de hábitat a los trabajadores de la tierra, necesariamente próximos a las explotaciones por la continuidad e intensidad de las labores. La compleja red hidrográfica transversal al espacio de La Vega y tangente en algunos casos a la ciudad histórica de Granada (Beiro al norte y Genil al sur), impuso una red de caminos radiales cuyas trazas y efectos territoriales aún perduran en la actualidad. Granada es el centro que todo lo atrae y sobre el que gira toda la vida de la comarca; sólo Pinos Puente y Santa Fe, suficientemente alejados del municipio capital, consiguen destacar sobre el resto de núcleos, agrupando cada uno de ellos alrededor de 7.500 habitantes a principios del s.XX, cuando Granada contaba diez veces más.

La llegada del ferrocarril a Granada se produce tardíamente y como suma de concesiones, cuya finalidad extractiva va a dificultar tanto su conexión fácil y directa con otros grandes conjuntos urbanos, como con ciudades menores sobre las que apoyar el desarrollo de actividades económicas. Pese a ello, las consecuencias positivas del ferrocarril se hacen notar inmediatamente, sobre todo al coincidir su implantación con el momento de mayor auge agrícola de los últimos siglos, basado en la producción de azúcar.

La industrialización, aunque precaria, exige la inmediata transformación de los medios de transporte, construyéndose en pocos años una extensa red de tranvías eléctricos que desde Pinos Puente hasta Sierra Nevada van a modernizar el sistema relacional, pero que no consiguen transformar el funcionamiento secular del sistema urbano. Consecuencia de esta industrialización será el desarrollo económico de la comarca, sobre todo de su cabecera, producido en los primeros veinte años del s.XX; la implantación del primer sistema moderno de articulación territorial (la red de tranvías) y unos magníficos ejemplos de arquitectura industrial (las azucareras) han pasado a formar parte del paisaje de La Vega como los únicos restos directos que hoy quedan de aquel espejismo.

La atonía que comienza tras la Guerra Civil Española fue de tal rigor durante los veinticinco años siguientes, que para su comprensión basta citar dos datos: de una parte, la población de Granada permanece estable (Fig. 3), en torno a los 195.000 habitantes entre 1940 y 1960, mientras la del resto de la comarca crece en 10.000 habitantes, pasando de 87.000 a 97.000 aproximadamente, es decir produciéndose un proceso de ruralización sólo comprensible desde la falta de abastecimientos y medios de vida urbanos; y de otra, la provincia de Granada ocupa en 1960 uno de los últimos lugares en renta per cápita nacional, superando únicamente a Jaén, Córdoba, Badajoz y Guadalajara de todo el territorio español –datos obtenidos del INE en la última serie contable disponible, año 2006 (INE, 2009).

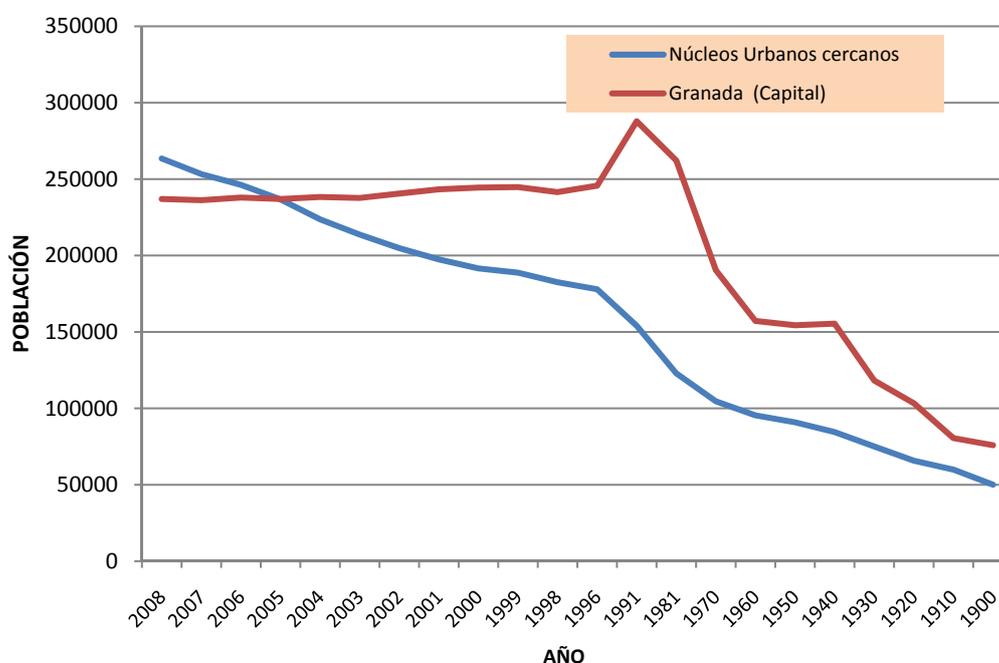


Fig. 3.- Gráfico que muestra la evolución del Población en Granada Capital y núcleos urbanos cercanos – Fuente (INE, 2009). Elaboración propia

El fracaso conceptual de los primeros planes de desarrollo, en el sentido de mantener que la mejora puntual, potenciando determinados espacios nacionales, traería como consecuencia el desarrollo natural por el cambio de la base económica del resto del territorio, como si de un proceso de metropolitanización se tratara, alcanzó plenamente a la comarca de La Vega de Granada, así como al resto de la provincia y en general de Andalucía Oriental, produciéndose un proceso de emigración general que aún dificultaría en mayor medida el crecimiento económico. Lamentablemente, cuando finalmente en 1973 se vislumbra el error y le corresponde la intervención a la comarca de Granada, la situación general tanto nacional como internacional cambió tan radicalmente que del crecimiento ilimitado se pasó a la crisis estructural y al abandono de toda política incentivadora que no fuera atender las graves crisis institucionales que se sucedían, quedando fuera la comarca de La Vega, que no había llegado a industrializarse. De este período han quedado diversas herencias que conviene destacar: primero, el elevado crecimiento poblacional de la ciudad central frente al resto de La Vega, invirtiéndose el proceso anterior; segundo, el inicio del proceso de salida de actividades del núcleo de Granada hacia el entorno próximo (Polígonos Industriales de Juncaril y Asegra); tercero, una profunda transformación de la ciudad de Granada en sus accesos, tamaño, morfología y densidad; y finalmente, un Plan Comarcal que por primera vez consideró que no era posible en este territorio la ordenación fragmentada por municipios.

## **II.2. Definición del Área Metropolitana de Granada**

El advenimiento del Estado de las Autonomías en España a partir de 1978 supone el traspaso de competencias en materia de urbanismo a las administraciones autonómicas. En Andalucía, el Instituto de Estadística de Andalucía define las áreas metropolitanas (AM) como áreas urbanas polinucleares que conforman un mercado unitario de residencia y trabajo y un espacio de vida colectivo (Feria et al., 2005). Para la demarcación de las áreas metropolitanas de Andalucía, la administración autonómica se guía por la variable de movilidad residencia-trabajo, que recoge la interdependencia social y funcional de las diferentes localidades que las conforman (Almoguera y Ríos, 2008).

La delimitación del AM de Granada (Tabla 1) ha sido motivo de numerosos artículos y discutido en distintos foros, dada la gran diversidad de criterios que se pueden tener en cuenta, cuestión que hemos podido constatar en el epígrafe anterior.

Para algunos autores se puede identificar el ámbito de la Comarca de Granada como un Área Metropolitana ya que éste cumple una serie de condiciones e indicadores urbanísticos clásicos que confirman la existencia de unas relaciones

especiales entre un centro principal, en este caso la ciudad de Granada, y una serie de pueblos periféricos dependientes (Fernández Avidad, 1997).

**Tabla 1.- Resumen del Nº de Municipios que integran el Área Metropolitana de Granada y la Comarca de la Vega**

	(POTAUG, 1999)	Revisión del POTAUG iniciada a mediados del 2009	(Sánchez González, 2005)	(Menor Toribio, 1997)	(Cañete et al., 2005)	(Fernández Avidad, 1997)	(Conde, 1999)
Área Metropolitana	32	51	37	-	32	42	26
Comarca de la Vega	-	-	-	33	-	-	-

Para algunos autores se puede identificar el ámbito de la Comarca de Granada como un Área Metropolitana ya que éste cumple una serie de condiciones e indicadores urbanísticos clásicos que confirman la existencia de unas relaciones especiales entre un centro principal, en este caso la ciudad de Granada, y una serie de pueblos periféricos dependientes (Fernández Avidad, 1997).

Los redactores del Plan de Ordenación del Territorio de la Aglomeración Urbana de Granada (POTAUG, 1999) revisaron una serie de documentos previos sobre la Comarca de Granada, en los que se identifica en cada uno de ellos un ámbito de estudio distinto:

- Plan Comarcal de Ordenación Urbana de 1973. Área delimitada por los 21 municipios inmediatos a la ciudad central y los que formaban los corredores viarios Norte, Noroeste, Sur y Oeste, apoyos básicos para el desarrollo de la industrialización.
- Directrices de Coordinación del Planeamiento de la Vega de Granada (1984). Aunque no llegó a tramitarse, si se redactaron las primeras fases, manteniendo el ámbito del Plan Comarcal con la salvedad de añadir el municipio de Monachil.
- Sistema de Ciudades de Andalucía (1987) y Bases para la Ordenación del Territorio de Andalucía (1990). En esta ocasión, al tratarse de documentos generales de la Comunidad Autónoma, la delimitación considera fundamentalmente la prestación de servicios básicos y la necesidad de dividir con criterios coherentes la totalidad del territorio andaluz. Respecto a delimitaciones anteriores, ésta restringe el ámbito por el Oeste, al formar otro conjunto apoyado en las cabeceras de Pinos Puente y Santa Fe y lo amplía por el Norte y Este para recoger pequeños municipios cuya única relación funcional posible es con Granada capital, un total de 34 municipios.

- Avance de las Normas Complementarias del Planeamiento Urbanístico Municipal en la Comarca de la Vega de Granada (1989). Aunque no llegó a tramitarse, se trata del ámbito más extenso analizado hasta el momento (40 municipios), justificándose en criterios múltiples que van desde abarcar toda la extensión de la Vega de Granada por el Oeste, hasta la prestación de servicios por el Norte y Este.
- La Tesis Doctoral “El Sistema Urbano Andaluz” (Feria, 1992), propone uno de los ámbitos más restringidos, 13 municipios, centrándose prácticamente en los conurbados al Norte y Sur de la ciudad de Granada.

Tras analizar toda la documentación, resolvieron que existía un grupo de municipios que no dejaba lugar a dudas que estaban incluidos dentro la aglomeración urbana de Granada: Albolote, Alhendín, Armilla, Atarfe, Cájar, Cenes de la Vega, Cúllar Vega, Churriana de la Vega, Granada, Huétor Vega, Jun, Las Gabias, La Zubia, Maracena, Monachil, Ogíjares, Peligros, Pulianas, Vegas del Genil. El ámbito se amplió a los municipios de Alfacar, Güevéjar y Víznar por su relación radial integrada con la ciudad central, Pinos Genil por encontrarse en el corredor a la estación de esquí de Sierra Nevada, Gójar y Otura por encontrarse dentro de la aglomeración y en el primer caso incluso conurbados con otros municipios que pertenecen a ella, Chauchina, Fuente Vaqueros, Pinos Puente y Santa Fé por su posición central en la Vega, Cijuela, Dilar y Láchar por su relación funcional con los otros municipios de la aglomeración.

Según Fernández Avidad, el Área Metropolitana debe cumplir con una serie de indicadores, recogidos en el libro “Las Áreas Metropolitanas Españolas” (1960) que certifican la existencia de un Área Metropolitana en el ámbito de la ciudad de Granada (Fernández Avidad, 1997):

- “Población total de los municipios superior a 100.000 hab. En el Área Metropolitana de Granada hay 500.469 hab. (INE, 2009)
- “Población activa fabril en municipios mayor de 20.000 hab.” Más de 20.000 empleos fabriles en Granada capital, y por tanto en toda el área metropolitana.
- “Población activa no agrícola que hay en el área igual o mayor del 66%”. En el Área Metropolitana únicamente el 7,1% de la población activa se dedica al sector primario (INE, 2009).
- “Densidad bruta de población superior a 100 habitantes/km<sup>2</sup>”. En el Área Metropolitana de Granada es de 584 hab./km<sup>2</sup> (Tabla 2).
- Interrelación”. El Área Metropolitana de Granada forma con el municipio principal un área continua, bien por contacto directo, o a través de sus términos municipales donde se cumplen las anteriores condiciones.

Tabla 2.- Datos de superficie, número de habitantes y densidad de población de los Municipios que conforman el ámbito del AM de Granada.

Municipio	Superficie (km <sup>2</sup> )	Población (1/1/2008) -(INE, 2009)-	Densidad (hab./km <sup>2</sup> )
Albolote	78,58	16.879	214,80
Alfacar	16,73	5.401	322,83
Alhendín	50,81	6.108	120,21
Armillá	4,42	20.882	4.724,43
Atarfe	47,25	14.803	313,29
Cájar	1,65	4.437	2.689,09
Cenes de la Vega	6,49	6.458	995,07
Chauchina	21,21	4.707	221,92
Churriana de la Vega	6,60	11.162	1.691,21
Cijuela	17,92	2.665	148,72
Cúllar Vega	4,35	6.503	1.494,94
Dílar	79,28	1.680	21,19
Fuente Vaqueros	16,01	4.327	270,27
Las Gábias	36,06	14.945	414,45
Gójar	12,01	5.096	424,31
Granada	88,02	236.988	2.692,43
Güevéjar	9,75	2.284	234,26
Huétor Vega	4,24	11.103	2.618,63
Jun	3,69	3.000	813,01
Láchar	13,12	3.005	229,04
Maracena	4,89	20.297	4.150,72
Monachil	88,92	6.644	74,72
Ogíjares	6,91	12.867	1.862,08
Otura	24,34	6.135	252,05
Peligros	10,14	10.848	1.069,82
Pinos Genil	13,99	1.249	89,28
Pinos Puente	98,47	13.551	137,62
Pulianas	6,33	4.993	788,78
Santa Fe	38,20	15.107	395,47
Vegas del Genil	14,15	8.061	569,68
Víznar	13,00	850	65,38
La Zubia	20,11	17.434	866,93
<b>TOTAL</b>	<b>857,64</b>	<b>500.469</b>	<b>583,54</b>

Con estos indicadores y asumiendo el aumento de la influencia de Granada sobre la periferia, crece el número de municipios que mantienen una interrelación y dependencia de la capital, lo que lleva a reconocer a Fernández Avidad que la delimitación administrativa de los municipios que deberían estar incluidos en el AM de Granada es la siguiente: Albolote, Alfacar, Alhendín, Armilla, Atarfe, Beas de Granada, Cájar, Calicasas, Cenes, Cijuela, Cogollos Vega, Cúllar Vega, Chauchina, Chimeneas, Churriana de la Vega, Dílar, Dúdar, Fuente vaqueros, Las Gábias, Gójar, Granada, Güejar Sierra, Güevejar, Huétor Santillán, Huétor Vega, Jun, Láchar, La Malá, Maracena, Monachil, Nívar, Ogíjares, Otura, Peligros, Pinos Genil, Pinos Puente, Pulianas, Quéntar, Santa Fé, Vegas del Genil, Víznar y La Zubia. Si bien en la conclusión de su Tesis Doctoral (Fernández Avidad, 1997) afirma que la verdadera Área Metropolitana de Granada no vendrá conformada por los límites de los términos

municipales antes mencionados, muchos de los cuáles debido a su considerable extensión presentarán discontinuidades con respecto a los indicadores considerados, sino por una serie de fragmentos territoriales que sí cumplen con las condiciones específicas para ser unos fragmentos metropolitanos.

Así pues, por todo lo expuesto queda patente la existencia de un AM en Granada creada a partir de su relación radial integrada con la ciudad central, de su localización geográfica y por su relación funcional con los otros municipios de la aglomeración. Pasamos ahora a estudiar el crecimiento urbano que ha dado lugar a la creación de esta AM.

### **II.3. De los Espacios Agrarios a la Aglomeración Urbana. El crecimiento urbano 1956-2007**

La intensa urbanización de las últimas décadas del s.XX y lo que llevamos del s.XXI ha consolidado (casos de Sevilla, Málaga, Granada, Bahía de Cádiz y Jerez de la Frontera) o ha iniciado (ámbitos de Huelva, Córdoba, Almería, Jaén, Bahía de Algeciras) la formación de estructuras urbanas de carácter metropolitano. Traspasando los viejos límites de la ciudad histórica y de sus términos municipales, afianzando un continuo urbano (residencial, industrial, comercial...) y, más allá de la mera aglomeración física, un flujo de relaciones funcionales interurbanas de todo tipo (residencia, trabajo, comercio, servicios, estudios) se intensifica dando lugar a un espacio social y económico compartido en múltiples aspectos (urbanismo, transporte, medio ambiente, espacios libres y dotaciones públicas, equipamientos...). Se trata de un hecho urbano históricamente novedoso, una realidad compleja y dinámica que plantea la necesidad de nuevas formas de gobierno de un territorio que ha superado los límites de su administración tradicional (los antiguos municipios e incluso las contemporáneas provincias).

Más allá de las áreas metropolitanas, los procesos de urbanización del territorio se han concentrado de manera especialmente intensa en toda la franja litoral de la región hasta conformar verdaderos continuos de ciudades turísticas a partir del pionero desarrollo de la Costa del Sol malagueña a comienzo de los años sesenta. Junto a ello, los procesos, más difusos, de parcelaciones urbanísticas en las áreas rurales y el entorno de las ciudades, completan un panorama de expansión física acelerada de los usos urbanos de una escala incomparable con respecto a cualquier otro momento histórico de la región.

Para el análisis del crecimiento urbano en la llamada Área Metropolitana de Granada (Fig. 4) se han empleado las siguientes fuentes, a partir de las cuales se ha obtenido una cartografía del suelo urbano:

- Mapas topográficos.
  - Mapa Topográfico de Andalucía 1:10.000 (Mosaico Raster). Año 1995
  - Mapa Topográfico de Andalucía 1:10.000 (Vectorial). Se obtiene por restitución fotogramétrica de vuelos pancromáticos a escalas 1:20.000 y 1:30.000. En la zona de Granada corresponde a un vuelo de 1998.
  - Mapa Topográfico de Andalucía 1:10000 (Vectorial). Año 2001 (ideAndalucía).
  - Mapa Topográfico de Andalucía 1:100.000 (Vectorial). Edición 2005 (ideAndalucía).
  
- Fotografías aéreas y ortofotografías.
  - 1956. Vuelo fotogramétrico americano realizado entre 1956 y 1957 por el ejército de los Estados Unidos sobre el territorio español. A partir de él se obtiene una colección de ortofotos en blanco y negro a escala 1:33.000 y resolución de 1 m. (ideAndalucía)
  - 1977. Fotografía aérea del Vuelo de Agricultura
  - 1984. Fotografía aérea CNIG
  - 1994. Fotografía aérea Vuelo Junta Andalucía
  - 2001. Fotografía aérea Vuelo Junta Andalucía
  - 2007. Ortofotografía Digital en Color de Andalucía. Generada a partir del vuelo digital de 0,90 m de resolución geométrica, con información RGB e infrarrojo realizado en el año 2007, a escala 1:10.000 (ideAndalucía) .
  
- Otras fuentes.
  - Aplicación Corine Land Cover (ideAndalucía)
  - Aplicación de datos de Ocupación del Suelo y Relieve (ideAndalucía)

A partir de dicha información se han digitalizado los núcleos urbanos pertenecientes al Área Metropolitana para cada uno de los años disponibles en fotografías aéreas u ortografía (1956, 1977, 1984, 1994, 2001-2003). A continuación se presentan los mapas obtenidos, una tabla resumen del aumento del suelo construido en cada una de las localidades (Tabla 3) y un gráfico porcentual (Fig. 5) a fin de justificar de forma gráfica y numérica el crecimiento de los núcleos urbanos del Área Metropolitana.

Tabla 3.- Resumen de ocupación de suelo (m<sup>2</sup>) en los núcleos de población pertenecientes al Área Metropolitana de Granada y del conjunto (m<sup>2</sup> y Ha) desde 1956 hasta 2007.

Núcleos de Población	AÑOS					
	1956	1978	1984	1995	2003	2007
Albolote	187.237,26	786.436,08	929.233,78	2.451.690,17	3.812.490,35	3.933.504,22
Alfacar	54.693,32	325.383,19	561.338,73	591.401,74	801.050,21	842.755,35
Alhendín	132.603,55	231.666,56	342.568,13	559.716,52	930.215,17	1.128.851,45
Armillá	295.680,81	638.672,66	982.684,31	1.238.557,82	1.680.997,30	1.986.133,02
Atarfe	444.814,79	764.062,54	886.801,56	1.605.065,30	2.968.971,85	3.197.866,54
Cenes de la Vega	8.502,96	59.894,46	137.566,96	246.368,05	434.438,03	481.572,63
Chauchina	155.327,13	294.979,60	507.545,19	472.759,60	846.909,94	948.050,53
Churriana de la Vega	198.010,48	441.498,59	813.015,63	1.061.219,41	1.234.525,53	1.709.969,57
Cijuela	92.072,40	162.262,90	184.238,61	339.070,39	463.588,27	633.397,11
Cájar	33.845,50	135.435,75	249.671,07	475.935,35	740.455,86	812.778,26
Cúllar Vega	126.371,76	186.258,34	252.170,89	598.564,22	1.113.562,19	1.174.401,94
Dílar	35.800,50	113.282,03	144.702,59	211.152,84	213.379,47	222.024,23
Fuente Vaqueros	163.724,42	320.814,11	412.564,07	440.714,34	677.474,93	845.194,14
Granada	4.474.744,37	8.693.107,20	10.543.502,13	13.261.001,96	15.580.141,63	16.498.518,67
Gójar	55.930,99	305.927,03	305.199,46	874.808,72	531.430,94	842.026,92
Güevéjar	31.741,46	81.187,84	138.615,44	115.423,44	203.719,74	210.924,54
Huétor-Vega	92.952,88	418.202,58	642.476,09	1.043.200,20	1.104.272,36	1.306.026,99
Jun	16.681,81	49.888,69	81.647,48	118.512,72	316.490,27	451.775,10
La Zubia	120.900,61	626.116,48	838.004,40	1.501.428,51	1.511.255,37	1.718.615,57
Las Gubias	232.056,91	546.089,97	848.998,37	1.699.272,13	2.579.164,70	2.916.055,90
Láchar	105.169,38	284.775,95	331.715,56	315.748,24	624.608,83	651.998,72
Maracena	238.802,45	663.471,99	714.251,87	951.460,61	1.156.260,47	1.239.104,92
Monachil	42.404,05	1.160.903,67	502.896,10	947.513,95	1.235.883,44	1.259.837,58
Ogíjares	56.383,11	560.940,68	555.116,04	1.445.405,53	1.610.982,43	2.219.936,12
Otura	95.131,46	335.835,98	335.835,98	1.342.442,20	1.508.723,88	1.701.045,67
Peligros	104.212,57	265.507,25	522.703,66	1.376.505,70	1.518.315,19	1.836.188,07
Pinos Genil	23.167,21	65.484,32	65.484,32	84.846,58	101.412,48	107.264,09
Pinos Puente	754.523,34	1.393.073,01	1.961.657,37	1.516.564,42	1.857.694,26	1.979.852,52
Pulianas	48.750,30	197.391,49	270.526,94	235.704,58	407.157,23	403.972,76
Santa Fe	292.995,97	646.066,24	860.667,43	828.836,77	1.303.228,14	1.376.353,51
Vegas del Genil	198.241,53	333.010,39	353.396,05	430.183,58	480.281,53	776.622,66
Viznar	15.432,36	75.478,67	86.813,96	77.506,67	77.788,66	81.475,39
<b>TOTAL (m<sup>2</sup>)</b>	<b>8.928.907,62</b>	<b>21.163.106,27</b>	<b>26.363.610,18</b>	<b>38.458.582,27</b>	<b>49.626.870,65</b>	<b>55.494.094,69</b>
<b>TOTAL (Ha)</b>	<b>892,89</b>	<b>2.116,31</b>	<b>2.636,36</b>	<b>3.845,86</b>	<b>4.962,69</b>	<b>5.549,41</b>

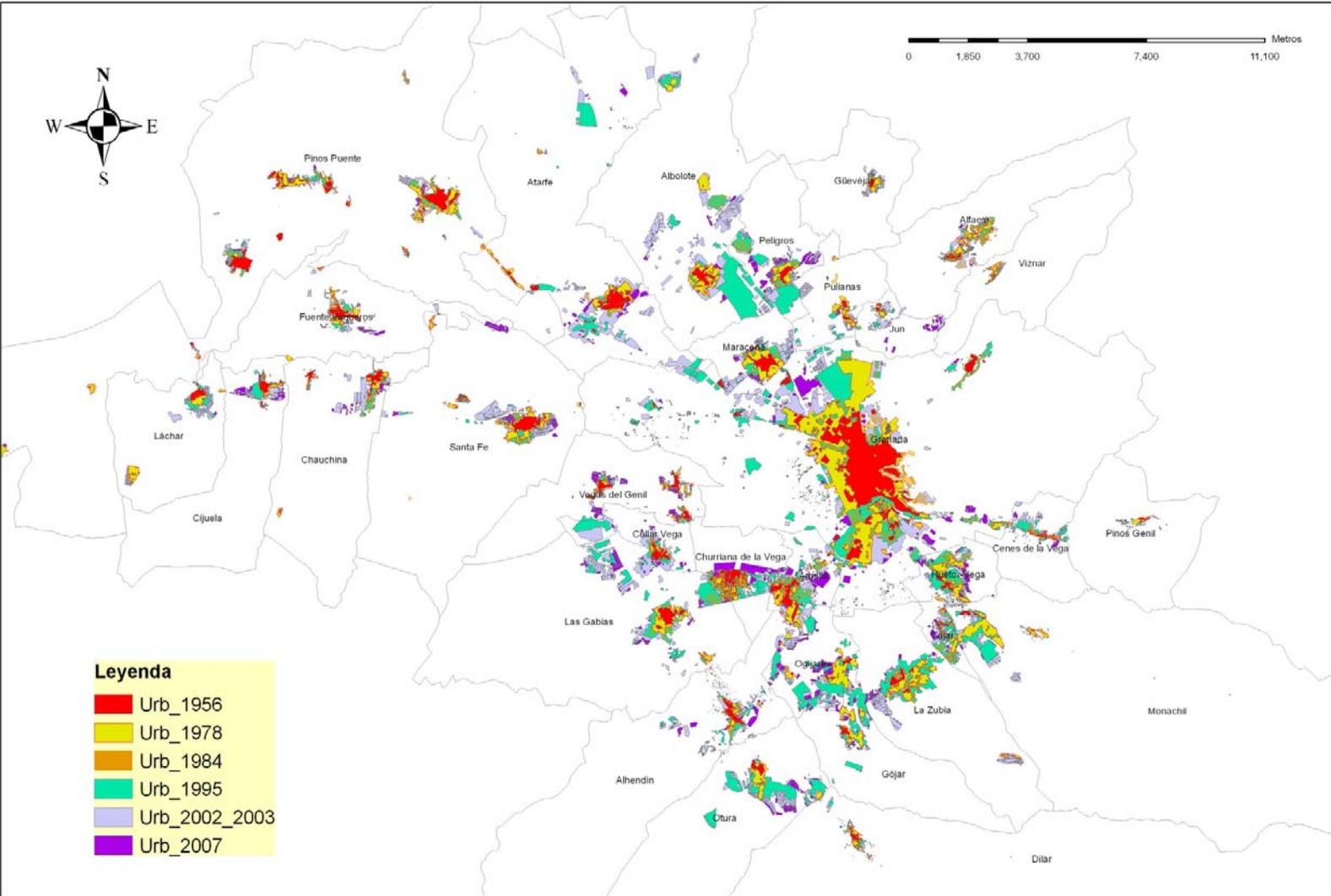


Fig. 4.- Mapa general de crecimiento urbano en Granada y Área Metropolitana en el período 1956-2007



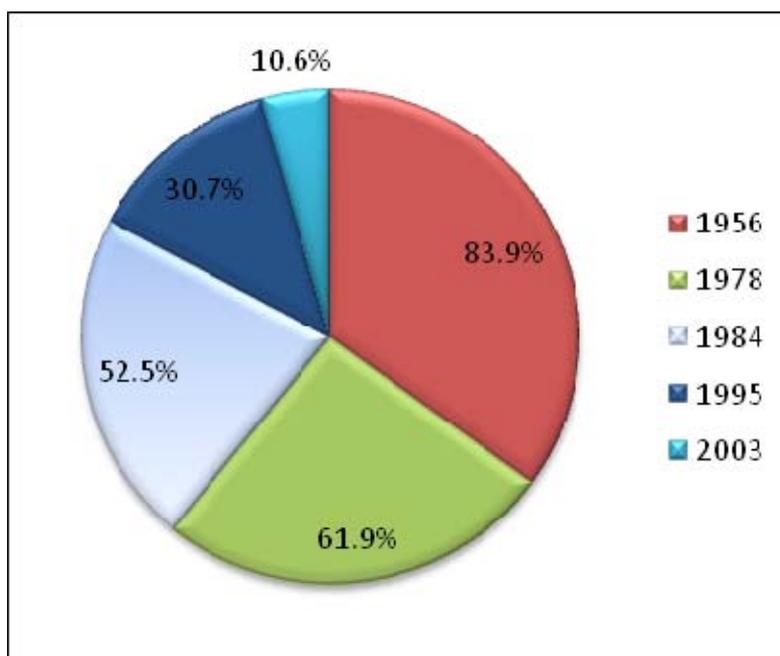


Fig. 5.- Porcentaje de suelo construido respecto al año 2007

Si se analizan los datos se puede observar un crecimiento global del suelo construido en Granada y Área Metropolitana en torno al 84 % desde 1956 a 2007, con el consiguiente aumento de población en los núcleos urbanos. Hay que destacar que en el período desde 1956 a 1978, los 32 municipios experimentan un crecimiento de suelo construido mayor al 30%: La zúbia (32%), 40-50% localidades como Peligros, Monachil, Granada, Cijuela, Las Gabias, Güevéjar, Pulianas y Fuente Vaqueros, 50-80%, Cúllar Vega, Albolote, Chauchina, Maracena, Armilla, Santa Fe, Dilar, Cájar, Otura, Churriana de la Vega, Jun, Viznar, Alfacar, Pinos Genil, Pinos Puente, Vegas del Genil, Láchar, y más del 80 %, Huétor-Vega, Gójar, Cenes de la Vega, Alhendín, Ogíjares, Atarfe. Si comparamos estos datos con el aumento de población (Fig. 6), se detecta que el mayor crecimiento se da a partir de 1970, por lo que aumenta el riesgo frente a sismo dado que son zonas de elevada peligrosidad. No obstante, en los primeros años de la década de los 70, comienzan a utilizarse de forma generalizada nuevos materiales (hormigón armado), a lo que hay que añadir los avances de las Normativas Técnicas de obligado cumplimiento, esto conlleva una mejora en el comportamiento de las edificaciones frente a acciones sísmicas a partir de esa fecha.

Tal como se ha mencionado anteriormente, los casos de estudio se van a centrar en las localidades de Atarfe, Albolote, Fuentevaqueros Granada-La Chana y Churriana de la Vega, por lo que a continuación se exponen mapas de detalle y gráficos resumen (Fig. 7 a Fig. 16), a fin de completar y justificar el notable crecimiento urbano, así como la dirección de dicha expansión para las localidades protocolizadas en la utilización de la información de la base de datos para evaluar el grado de riesgo frente a sismo de las construcciones actuales.

**CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS**  
 Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

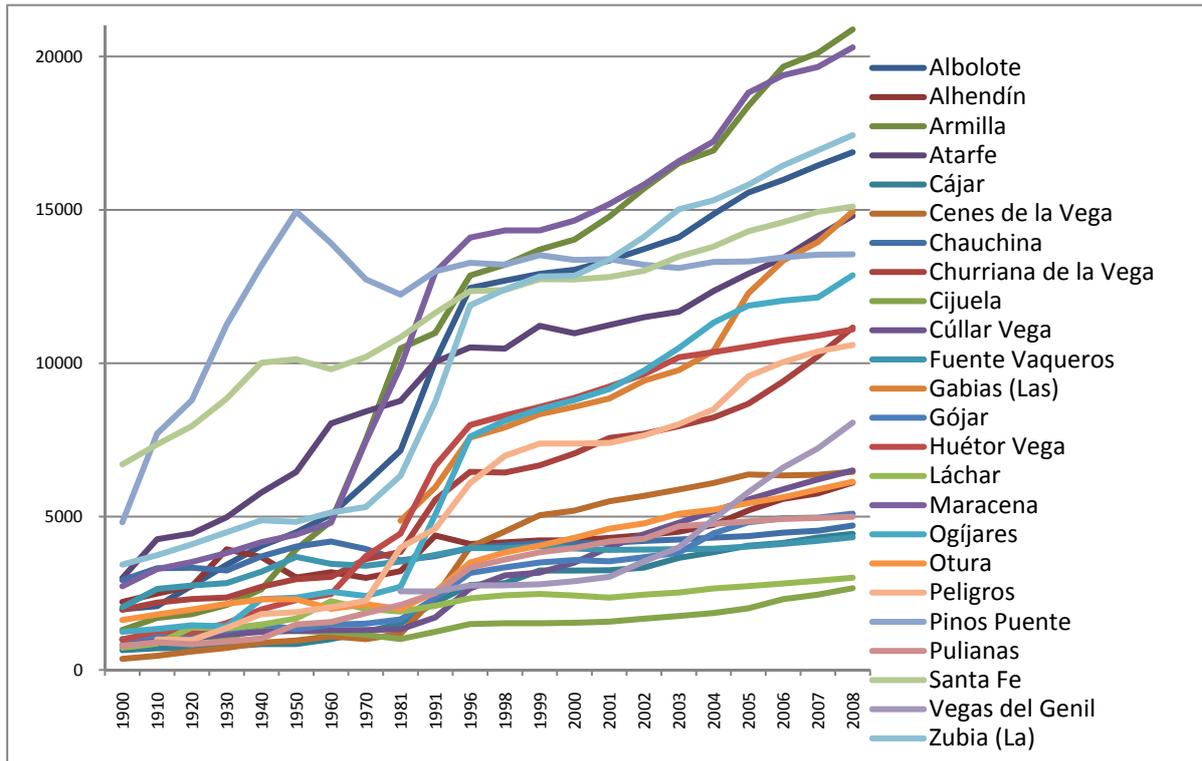


Fig. 6.- Datos de Población en el Área Metropolitana de Granada desde 1900-2008 (datos obtenidos del INE)

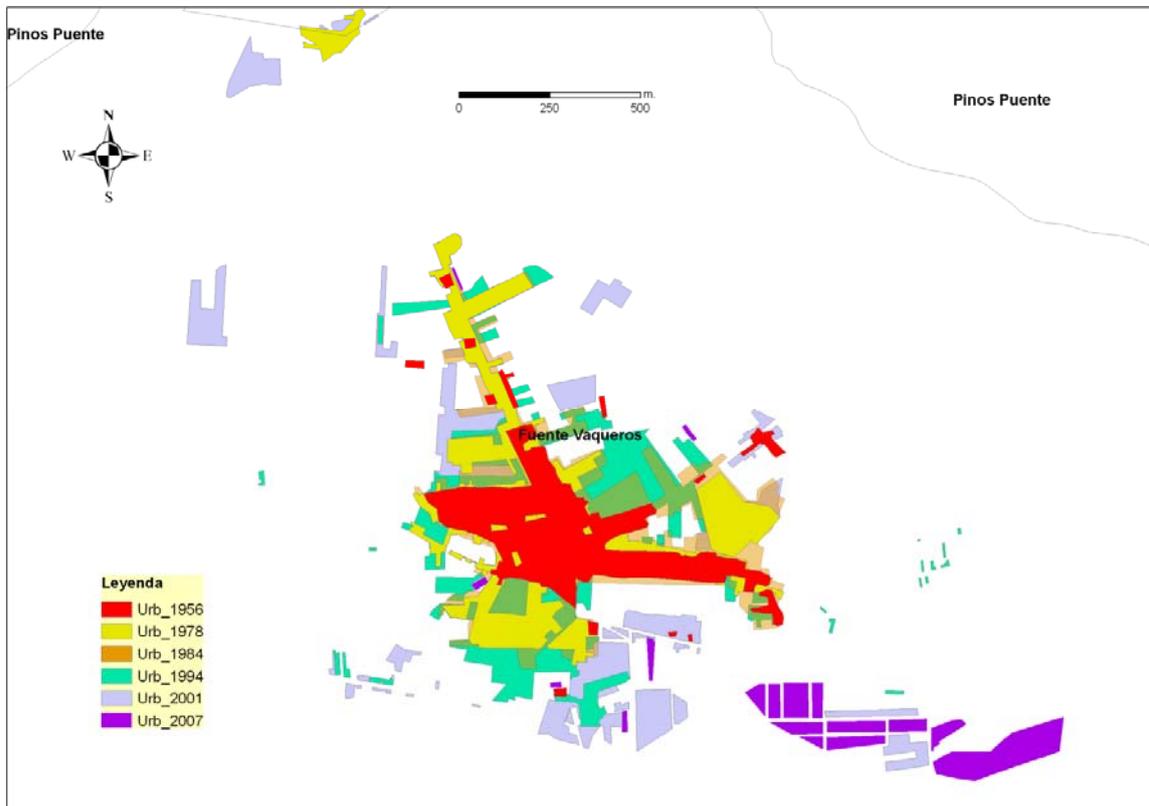


Fig. 7.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Fuente Vaqueros para el período 1956-2007

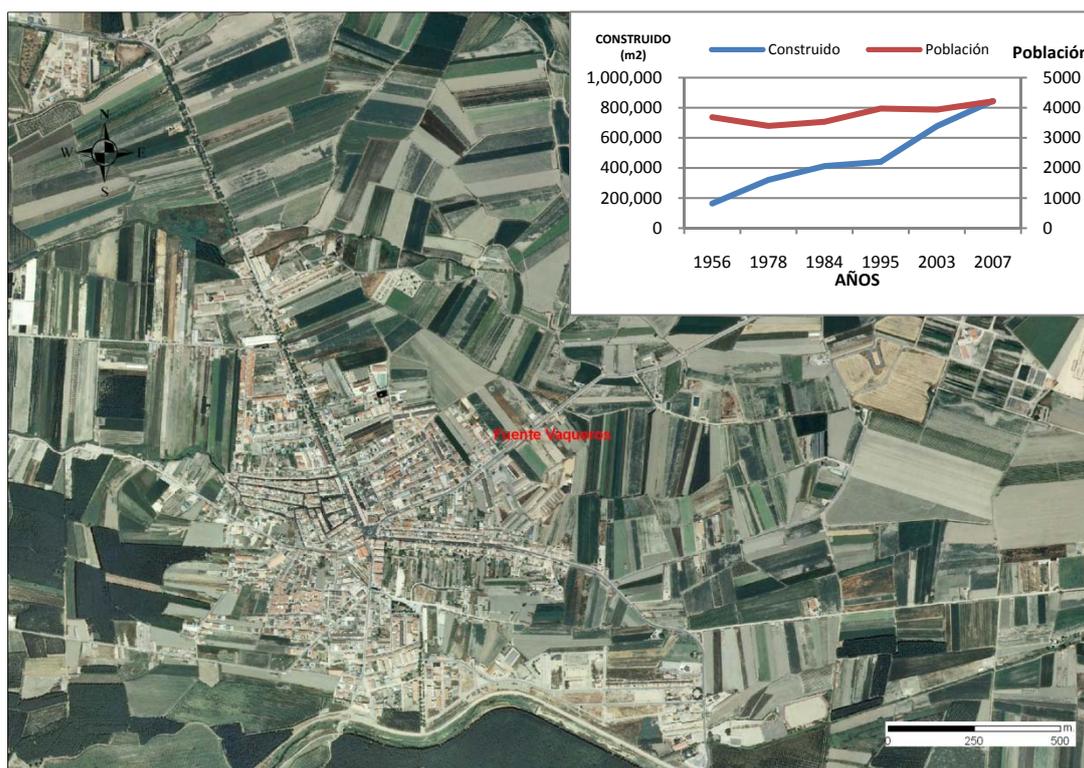
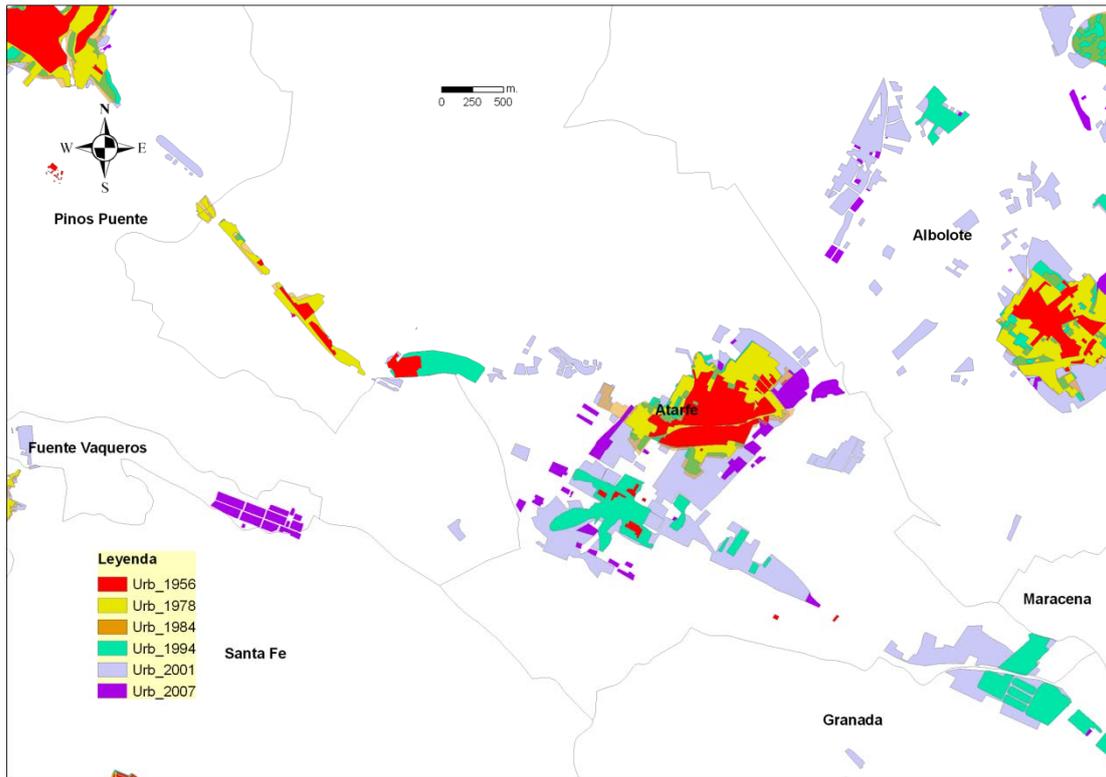
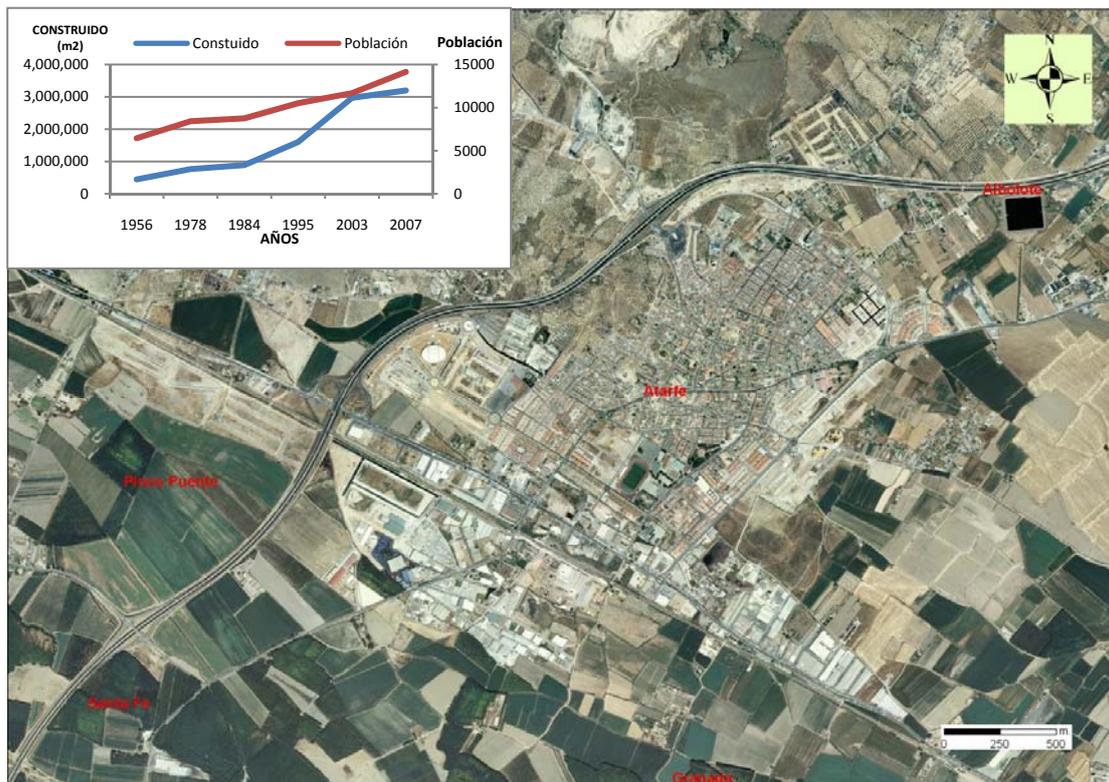


Fig. 8.- Ortoimagen de Fuente Vaqueros correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.

Fuente Vaqueros presenta un crecimiento radial, por anexión a las construcciones existentes en 1956, paralelo a las principales vías de comunicación (GR-NO-33, GR-NO-14, GR-NO-13) que parten de la plaza central de la localidad (Plaza del Doctor Pareja), presentando el conjunto una forma alargada de dirección NNW-SSE, ensanchada en su zona central, quedando limitado el sector S por la barrera hidrológica que constituye el río Génil. En cuanto al crecimiento relativo entre períodos, de 1956 a 1978 se duplicó el suelo construido, de 1978 a 1984 se vio incrementado un 22%, sin embargo hasta 1995 se mantiene prácticamente constante (tan sólo un 6% de crecimiento) experimentando una nueva subida en el período 1995-2003 (un 34,9%) y alrededor de un 20% desde 2003 a 2007. En resumen, en el período 1956-2007 este núcleo urbano del Área Metropolitana ha aumentado su parque edificatorio en torno a un 80%, de 16Ha hasta unas 85Ha, cuestión que en este caso no se ha visto reflejada en un aumento de población (incremento censal en el período 1950-2007 de unos 526 habitantes) tan notable como el aumento de suelo construido, hecho que se puede justificar como que el tipo de viviendas sea segunda residencia y en su creciente polígono industrial.



**Fig. 9.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Atarfe para el período 1956-2007**



**Fig. 10.- Ortoimagen de Atarfe correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.**

Atarfe responde a un modelo de núcleos múltiples, donde, a partir de las construcciones existentes en el año 1956, se genera un crecimiento colindante a esta zona hacia el NE y W; además se crean nuevos núcleos, a partir de algunas edificaciones existentes, en el SW y WNW de la localidad. Todo ello ayudado por un gran crecimiento de suelo industrial sobre el que se asienta uno de los principales Polígonos Industrial que, junto con el de Albolote-Peligros, constituyen una de los lazos principales con Granada Capital. En cuanto al crecimiento relativo entre períodos, de 1956 a 1978 creció en torno a un 40%, de 1978 a 1984 el crecimiento se ralentiza (13,8%), volviendo a un importante desarrollo, con la implantación de polígonos industriales y nuevas urbanizaciones, en los períodos 1984-1995 y 1995-2003 donde el porcentaje relativo de crecimiento se establece alrededor de un 45%; en 2003-2007 se ve nuevamente frenado el crecimiento (7,2%). En resumen, en el período 1956-2007 este núcleo urbano del Área Metropolitana ha aumentado su parque edificatorio en torno a un 86%, de 44Ha hasta unas 320Ha. Cuestión que en este caso si se ha visto reflejado en un aumento de población (incremento censal en el período 1950-2007 de unos 7689 habitantes), que por su cercanía a Granada capital y, relativamente menor coste, constituye uno de los nuevos núcleos de asentamiento en lo que respecta a primera vivienda en el sector N del Área Metropolitana.

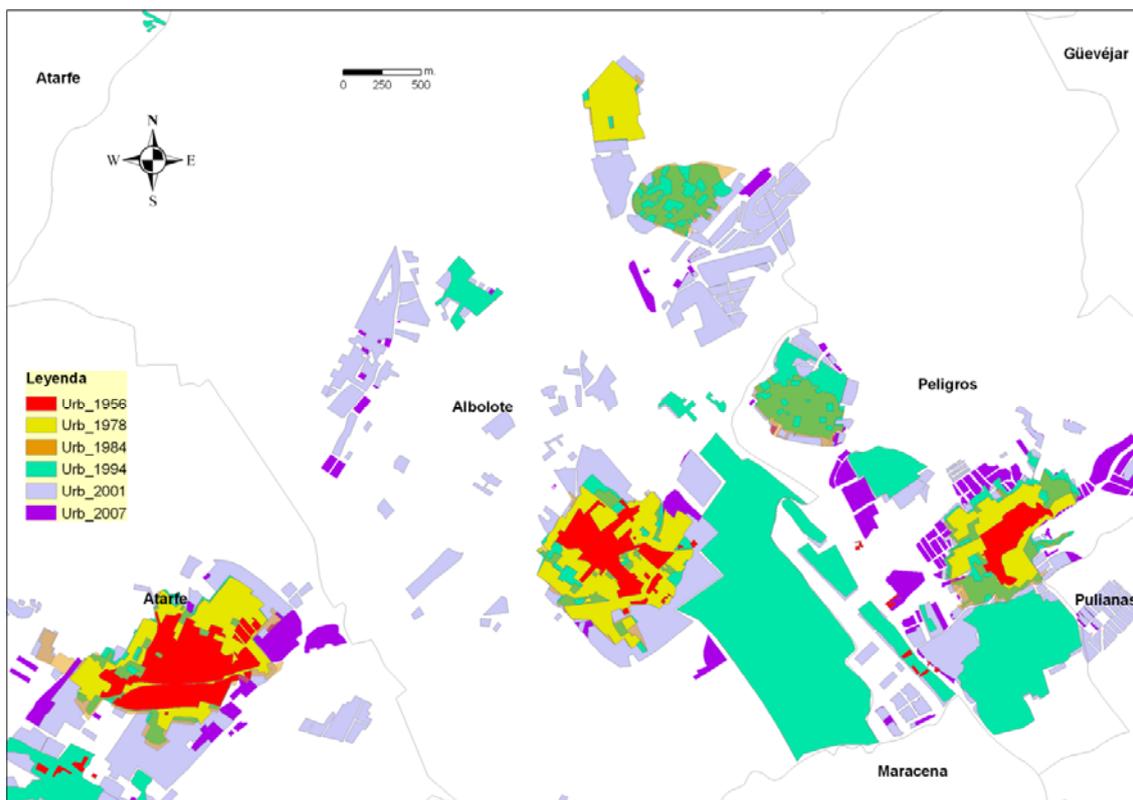


Fig. 11.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Albolote para el período 1956-2007

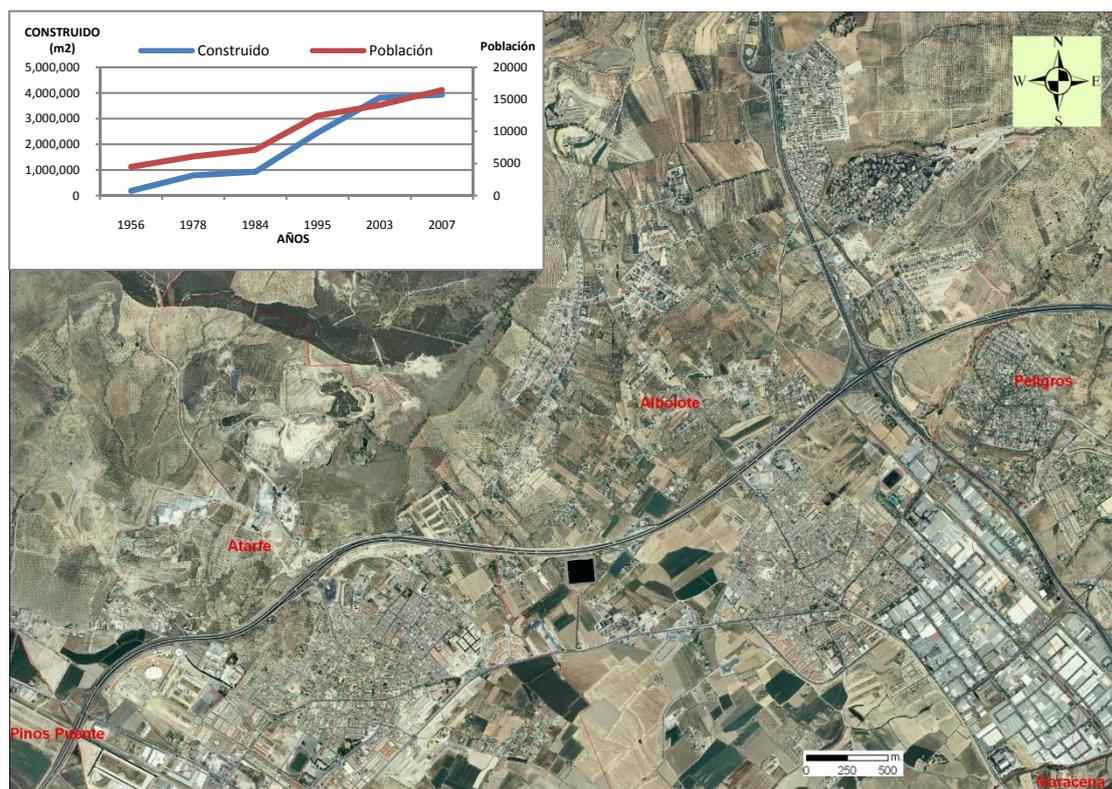
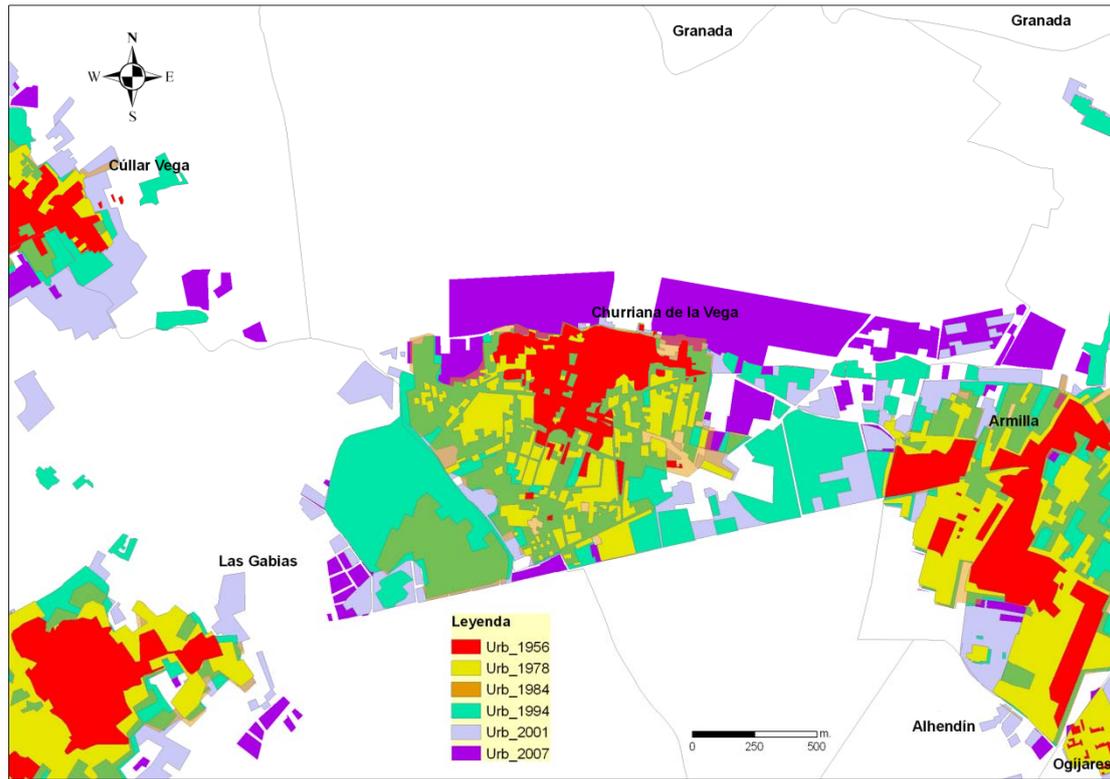
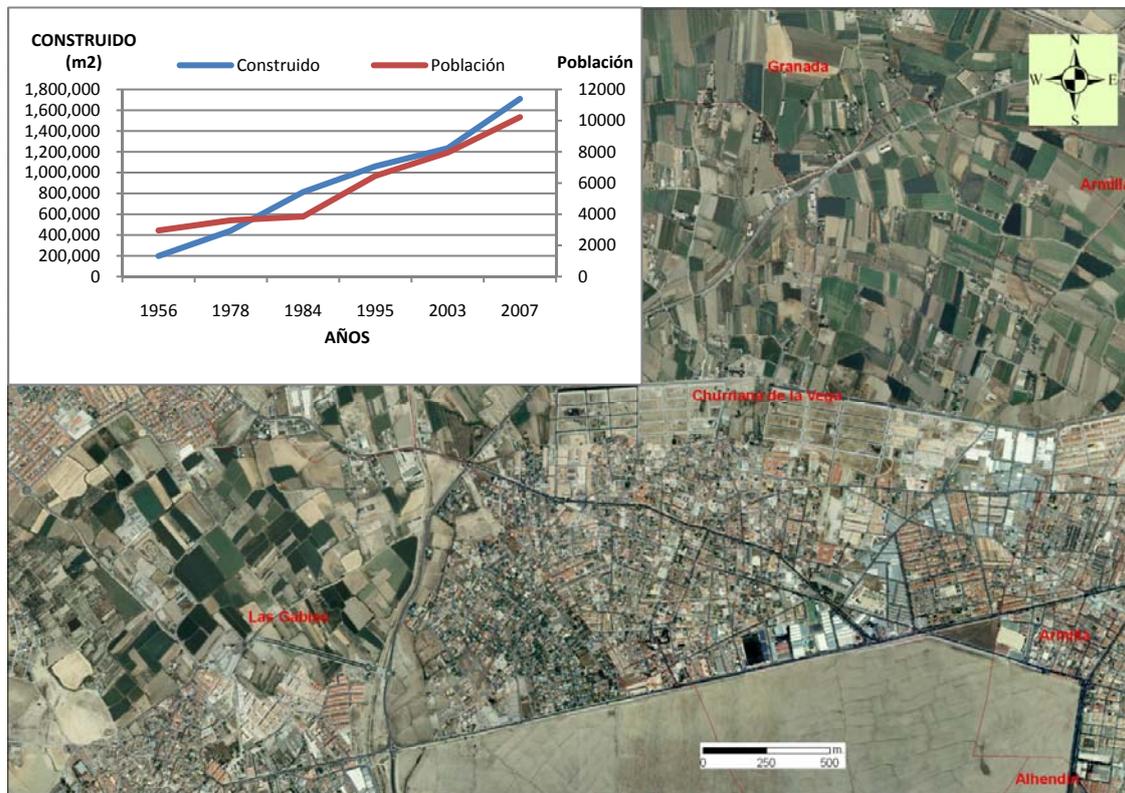


Fig. 12.- Ortoimagen de Albolote correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el periodo 1956-2007.

Como sucedía en la localidad anterior (Atarfe), Albolote responde a un modelo de núcleos múltiples, donde, a partir de las construcciones existentes en el año 1956, se genera un crecimiento colindante a esta zona hacia el N-S y E-W; además se crean nuevos núcleos al NNE y NW que conforman grandes urbanizaciones. Además, tal como se ha mencionado anteriormente, este municipio presenta uno de los polígonos industriales (Polígono Juncaril, compartido con la localidad de Peligros) que ayuda a estrechar lazos con Granada Capital. En cuanto al crecimiento relativo entre períodos, de 1956 a 1978 tuvo un crecimiento en torno a un 70% (unas 59 Ha), incluso con la creación temprana de nuevas urbanizaciones, de 1978 a 1984 el crecimiento se ralentiza (15,4%), volviendo a un importante desarrollo, impulsado por la de polígonos industriales y nuevas urbanizaciones, en el períodos 1984-1995 donde el porcentaje relativo de crecimiento se establece alrededor de un 62%, continuando el crecimiento en el período 1995-2003 (35,7%); en 2003-2007 se ve nuevamente frenado el crecimiento (3,1%). En resumen, Albolote ha crecido vertiginosamente dado que en el que comprende desde 1956 a 2007 este núcleo urbano del Área Metropolitana ha aumentado su parque edificatorio en torno a un 95,2%, de 18Ha a unas 390Ha. Cuestión que igualmente se ha reflejado en un aumento de población (incremento censal en el período 1950-2007 de unos 11963 habitantes), constituyendo otro de los nuevos núcleos de asentamiento en lo que respecta a primera vivienda en el sector N del Área Metropolitana.

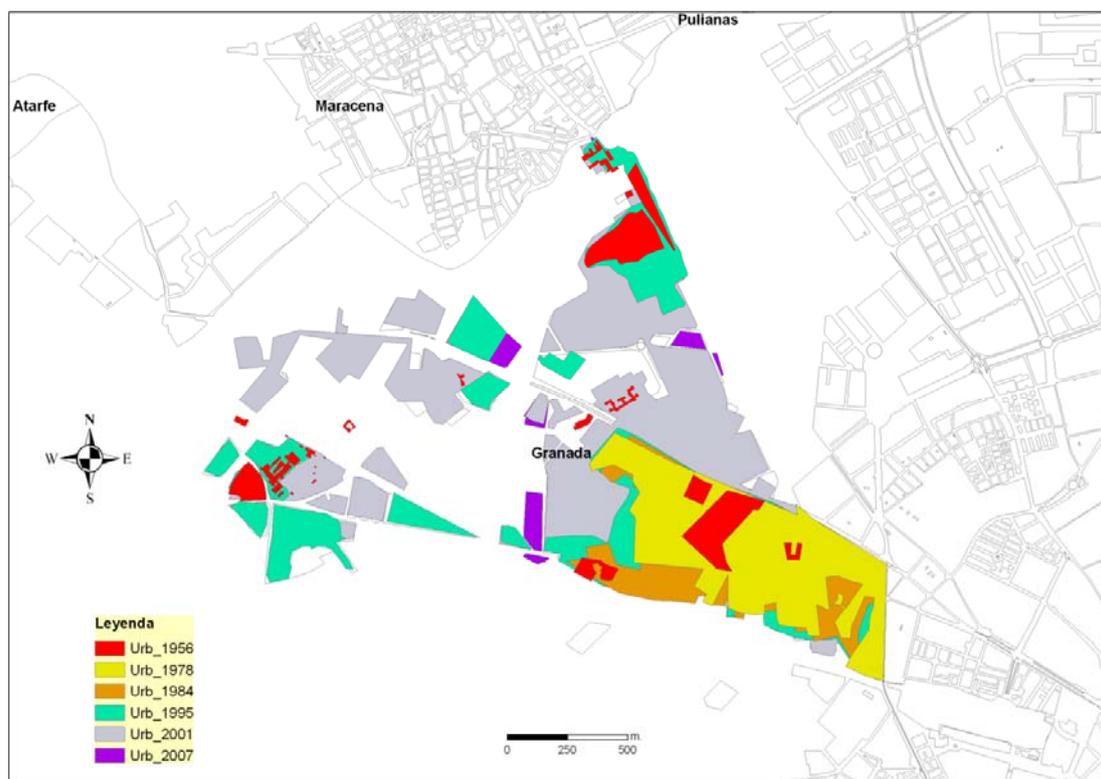


**Fig. 13.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Churrana de la Vega para el período 1956-2007**



**Fig. 14.- Ortoimagen de Albolote correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población para el período 1956-2007.**

Churriana de la Vega responde a un modelo de crecimiento longitudinal según una dirección E-W en el que se ha desarrollado un verdadero proceso de conurbación al unirse con la localidad de Armilla y ésta prácticamente con Granada capital. Este resultado de crecimiento está también muy desarrollado en los municipios de Ogíjares, La Zubia, Cájar y Gójar donde prácticamente se pasa de una localidad a otra sin previo aviso. Churriana de la Vega presenta una barrera urbanística que limita su crecimiento por el S, la Base Aérea de Armilla; se puede decir que ya ha agotado el suelo urbano de su término municipal hacia el E y W, quedándole como alternativa el crecimiento hacia el N, adentrándose en la Vega, tal y como está haciendo desarrollando nuevos planes parciales constituidos por viviendas unifamiliares adosadas, al menos hasta ahora. En cuanto al crecimiento relativo entre períodos, de 1956 a 1978, casi duplicó el suelo construido (43%), de 1978 a 1984 el crecimiento se frenó, aumentando tan sólo un 12%, sin embargo en los años 1984-1995 vuelve a aumentar con un 45,7%, experimentando una nueva subida de un 26% para cada uno de los períodos restantes, 1995-2003 y 2003-2007. En definitiva, en el período 1956-2007 este núcleo urbano del Área Metropolitana ha aumentado su parque edificatorio en torno a un 85,5%, de 19Ha hasta unas 170Ha. Ello se ha reflejado en un notable incremento de la población (incremento censal en el período 1950-2007 de unos 7270 habitantes) erigiéndose, junto con Armilla, Ogíjares, La Zubia, Cájar y Gójar, como zonas de nuevos núcleos de asentamiento en lo que respecta a primera vivienda en el llamado sector S del Área Metropolitana.



**Fig. 15.- Evolución del crecimiento del área urbana construida en Churriana de la Vega para el período 1956-2007**

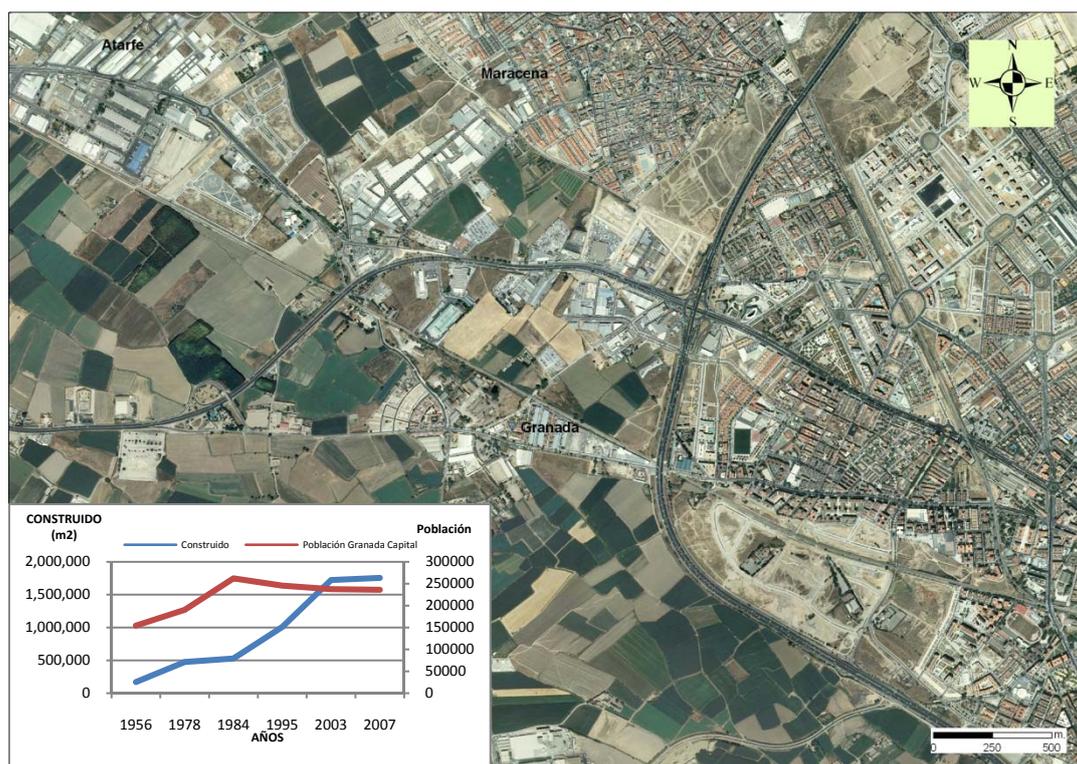


Fig. 16.- Ortoimagen del sector de la Chana, Granada, correspondiente al año 2007 (fuente: IDEAndalucía. Junta de Andalucía) y gráfico de evolución del crecimiento del área urbana construida y de la población (Granada Capital) para el periodo 1956-2007.

El Distrito de la Chana, en Granada capital, ha experimentado un gran crecimiento fruto de la expansión de la Capital en el sector en el sector NW hasta unirse con la localidad de Maracena a través de la zona conocida como Cerrillo de Maracena. En cuanto al crecimiento relativo entre períodos, de 1956 a 1978, duplicó con creces el suelo construido (64,2%), de 1978 a 1984 el crecimiento se frenó, aumentando tan sólo un 10%, sin embargo en los periodos 1984-1995 y 1995-2003 vuelve a aumentar en más de un 40% en cada intervalo de años, decreciendo bruscamente la expansión, por haber prácticamente agotado el suelo en este sector, en el periodo 2003-2007 (1,9%). En definitiva, en el período 1956-2007 sector de Granada capital, igualmente perteneciente al Área Metropolitana, ha aumentado su parque edificatorio en torno a un 90,3%, de 17Ha hasta unas 175Ha, de un total, para Granada, de 447Ha (1956) a 1649Ha (2007). Como cabía pensar, el menor coste de la edificación en las localidades cercanas a Granada, ubicadas en el Área Metropolitana, ha propiciado el éxodo de la población hacia dichos núcleos provocando un descenso de la población a partir de los años 80.

Como conclusiones finales, a la vista de de todos los datos anteriores, se observa que, en aproximadamente medio siglo, Granada y su Área Metropolita ha duplicado su población, con el consiguiente crecimiento de suelo construido, unas 4650 Ha. Además se detecta que las localidades que presentan mayor aumento de los dos parámetros son las situadas a menos de 15 Km de distancia de Granada capital.

Dado que este enorme crecimiento, tanto en parque edificatorio como en población, se ha dado en una zona que presenta una elevada peligrosidad sísmica, se puede decir que ha aumentado el riesgo frente a terremotos, y otros fenómenos (inundaciones, incendios...); aun cuando la vulnerabilidad de las edificaciones de nueva construcción ha disminuido, por el avance de la técnica constructiva, empleo de nuevos materiales, medidas de disipación de energía y normativa de obligado cumplimiento encaminadas a minimizar y soslayar dicha vulnerabilidad. Dicho riesgo ha aumentado porque se ha incrementado considerablemente la cantidad de elementos expuestos.

Uno de los objetivos principales de esta memoria es constituir zonificaciones y protocolos a fin de establecer: el mejor tipo de cimentación, profundidad de ésta, zonas susceptibles a licuefacción y/o densificación y direcciones más apropiadas de crecimiento de las localidades, centrándose fundamentalmente en los núcleos urbanos de Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Churriana de la Vega y el sector de la Chana en Granada Capital.

#### **II.4. Evolución de las edificaciones de Granada y su Área Metropolitana**

Con carácter general, hasta mediados del siglo XIX, la mayor parte de las cimentaciones se realizaban con zapatas corridas a base de cantos rodados o piedras sueltas unidas con mortero de cal. En algunos casos se construían de piedra cortada y labrada a tamaños especificados, denominándose zapatas de piedra labrada, y en otros la piedra labrada tenía la misión de encofrado para asegurar la estabilidad de las paredes de las zanjas o pozos cuando el nivel de cimentación se encontraba a profundidad considerable, rellenándose posteriormente con mampostería aglomerada con cal. Estas soluciones de cimentación fueron adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que aparecieron los edificios más altos con mayores solicitaciones, por lo que requerían zapatas más grandes y pesadas que ocupaban gran parte de la superficie a edificar.

En los primeros intentos de ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, se construían emparrillados de madera, y las zapatas convencionales de mampostería se colocaban sobre ellos. En 1891, se utilizó un emparrillado construido con rieles de acero de ferrocarril, embebidos en hormigón, como una mejora del emparrillado de madera (edificio Montauk Block diseñado por John Wellborn Root, Chicago, 1982). El emparrillado de raíles fue un adelanto importante, porque ahorra mucho peso y aumentaba el espacio útil de la solera. En la siguiente década, los raíles de ferrocarril fueron sustituidos por vigas de acero.

Las vigas de acero se adaptaban admirablemente a la construcción de zapatas en cantiliver. Estas se empezaron a usar en 1887, casi simultáneamente en dos edificios en Chicago. Poco después de 1900, con el advenimiento del hormigón armado, los zapatas de emparrillado fueron desplazadas casi por completo por éste, ya que se disminuía el peso, pero sobre todo las dimensiones de los elementos de cimentación.

El hormigón armado en España se introduce y extiende a partir del s.XX, momento en que los técnicos y las empresas españolas, siguen a los europeos y se involucran en la investigación y el empleo de esta nueva tecnología constructiva.

Las tipologías de construcción en Granada y su Área Metropolitana han ido evolucionando en el tiempo, adaptándose al avance de la técnica y de los materiales empleados. Así, la tipología de construcción más antigua utilizada como vivienda está realizada con materiales precarios (muros de carga de adobe, tapial, mampostería o ladrillo con forjados de madera o de bóvedas de piedra o ladrillo y cubiertas de madera), tipología que ha primado hasta principios del s. XX. La aparición del hormigón (utilizado con mayor profusión a partir de 1930) da lugar a construcciones que combinan el uso de pórticos de hormigón con muros de carga perimetrales de fábrica de ladrillo o sillería (en el caso de edificios monumentales o casas señoriales), empleado hasta los años 60, en los que se empieza a generalizar el uso del hormigón armado. Las construcciones de hormigón armado realizadas en esta época suelen ser muy regulares en planta y con distribuciones simétricas. Los pórticos están constituidos por vigas de gran canto (descolgadas) utilizando un gran volumen de hormigón y poca cuantía de acero. En los años 1975-80, se comienza a emplear un hormigón armado más flexible (menos volumen de hormigón y más cuantía de acero) y estructuras esbeltas constituidas a base de pórticos con pilares esbeltos y vigas planas embutidas en los forjados o losas reticulares reforzadas en las zonas de encuentro con los pilares (capiteles). En este tipo de construcción predomina la asimetría en planta y en altura.

Se pueden distinguir los siguientes intervalos de tiempo en cuanto a periodos de construcción, basados en su evolución histórica y al avance de las Normativas en cuanto a control de calidad y seguridad frente a sismo:

- Antes de 1.950.
- 1.950 - 1.974.
- 1.975 - 1.995.
- Posterior a 1.996.

En el primer periodo, hasta 1.950, las tipologías estructurales que se pueden encontrar son muros de carga y estructuras de madera sin arriostrar. La constitución de los muros de carga es variable en función de la edad, el uso y la distribución geográfica de las edificaciones (muros de tapial, mampostería, sillares, ladrillo, etc.). En cuanto a las cimentaciones, se realizaban con cantos rodados o piedras sueltas en zanja, en ocasiones unidas con mortero de cal.

A partir del último cuarto del siglo XIX, se empiezan a introducir las estructuras de hierro fundido, especialmente en los edificios públicos, en los destinados a albergar gran número de personas (circos, teatros, cárceles, etc.) y en los edificios industriales, y finalmente ya en el siglo XX, el hierro se empieza a utilizar en la arquitectura doméstica, aunque no a gran escala.

Por otro lado, las construcciones de este periodo, salvo aquellas con carácter más institucional, (las enclavadas en el grupo de Edificios Singulares, y algunas de uso Dotacional o Sanitario), se construyeron sin demasiado control y con la única consideración de la magnitud de las cargas gravitatorias para el diseño estructural.

En el periodo comprendido entre 1.950 - 1.975 el parque edificatorio construido mejora sus condiciones de resistencia frente a las acciones sísmicas; especialmente a partir de 1.970, que coincide con un incremento del proceso constructivo. Ello se debe a la utilización de los nuevos materiales, que en otros países ya habían comenzado su andadura desde principios del s. XX, y a los avances de las Normativas Técnicas de obligado cumplimiento. Así, la aprobación de la Norma Básica Sismorresistente PGS-1 de 1.968 prescribe el cálculo de las acciones sísmicas para determinadas estructuras. Esta norma no fue plenamente operativa hasta 1973, cuando se aprueba la norma Tecnológica de la Edificación NTE-ECS/1973, "Estructuras-Cargas Sísmicas" donde se desarrolla a nivel operativo dicho cálculo. En concreto, la aprobación de la Norma MV 201 - 1972 "Muros resistentes de fábricas de ladrillo" obliga a las edificaciones de muros de carga de fábricas de ladrillo a considerar la estabilidad frente a las acciones sísmicas, imponiendo condiciones de arriostramiento y encadenado.

Por otro lado, se empieza a construir, en proporción considerable, con estructuras de hormigón, iniciándose el proceso en las edificaciones y obras públicas, continuando posteriormente en el resto de las construcciones. De hecho, la Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado de 20 de septiembre de 1.968 ya introduce los métodos de cálculo basados en las características específicas del hormigón, y la aprobación de la Instrucción EH-73 en octubre de 1.973 generaliza el uso de este material. Se puede considerar por tanto que en este periodo, en especial a partir de los años 70, se construyen edificaciones que, por un lado, están

sujetas a un mayor control normativo y por otro, utilizan un nuevo material, el hormigón armado con un mayor potencial para resistir las cargas sísmicas.

El periodo comprendido entre 1.976 - 1.995 se inicia con otro hito Normativo: la aprobación el 30 de agosto de 1974 de la Norma Sismorresistente PDS.-1 (1974), que de forma más general y sistemática aborda el cálculo de las estructuras frente a las acciones sísmicas.

Por otro lado, en este periodo se construyen un tanto por ciento relevante de edificios con estructura de acero; de hecho en 1976 se aprueba la revisión de la Norma MV-102-1975 “Acero laminado para estructuras de edificación”, que consolida la evolución de las técnicas en la fabricación de los productos laminados de acero. Tras la EH-73, se han realizado sucesivas actualizaciones: EH-80, EH-82, EH-88, EH-91 y EH-95.

Después de 1996, debido al desarrollo económico y social alcanzado, el proceso edificatorio se caracteriza por un mayor control y calidad en la construcción, impulsado por los nuevos desarrollos normativos en relación con la calidad de los materiales y del proceso constructivo, con los riesgos en general y en particular con el riesgo sísmico. Destacan las siguiente Leyes, Normativas e Instrucciones, tanto a nivel nacional, autonómico como provincial:

- Norma de construcción Sismorresistente. NCSE-94. RD-2543/1994 de 29 de Diciembre.
- Instrucción para la recepción de cementos. RC-97. RD-779/1997 de 30 de Mayo.
- Ley de Ordenación de la Edificación. Ley 38/1999 de 5 de Noviembre.
- Plan de Ordenación del Territorio de la Aglomeración Urbana de Granada. POT AUG. Decreto de 27 de Diciembre de 1999.
- Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. RD-997/2002 de 27 de Septiembre.
- Ley de Ordenación Urbanística de Andalucía. Ley 7/2002 de 17 de Diciembre.
- Instrucción para la recepción de cementos. RC-03. RD-1797/2003 de 26 de Diciembre
- Instrucción de Hormigón Estructural. EHE. RD-2661/1998 de 11 de Diciembre.
- Código Técnico de la Edificación. CTE. RD-314/2006 de 17 de Marzo.
- Norma de construcción Sismorresistente: Puentes. NCSP-07 (CPNS, 2007).
- Instrucción de Hormigón Estructural. EHE-08. RD- RD-1247/2008 de 18 de Julio.

- Instrucción para la recepción de cementos. RC-08. RD-956/2008 de 6 de Junio.

Toda esta avalancha de Normativa técnica y legal ha supuesto una gran mejora en la calidad de las nuevas edificaciones en cuanto sus materiales y técnicas constructivas, aportando las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad.

Granada capital se asienta sobre materiales de muy distinta naturaleza y competencia por lo que en ella concurren cimentaciones de todo tipo, desde superficiales (zapatas aisladas, corridas y losa armada) a profundas (pilotes o micropilotes), que en algunos casos su imposición se debe a la elevada profundidad a la que se localiza el material portante. A esto hay que añadir las características del proyecto en cuestión; si nos fijamos en el número de plantas sobre y bajo rasante, en Granada predominan los edificios de dos plantas (38%), seguidos de edificios de 1 planta (17%), 3 plantas (15%) y 4 plantas (9%); y edificios sin sótanos o semisótanos (94%); es de destacar que existen más de 1200 edificios (6%) de 6 plantas sobre rasante, y en torno a 1400 (6,5%) de 7 y 8 plantas. No obstante, se han construido más de 3000 edificios con 5 o más plantas sobre rasante y en torno a 60 con 2 o más sótanos (Fuente: INE. Censo de Población y Viviendas del 2001). Estas últimas características de proyecto obligan en algunas ocasiones a cimentaciones profundas, dada la carga transmitida por la superestructura, y a obras de contención especiales (pantallas de pilotes, micropilotes o continuas) para ejecutar el vaciado para alojar los sótanos.

Igualmente, en las zonas de expansión del Área metropolitana, la diversidad de Formaciones y profundidad de éstas obliga a adoptar cimentaciones tanto superficiales como profundas. En este caso las características de proyecto no tienen demasiada relevancia dado que son edificaciones de escasa entidad, por lo que priman los parámetros geomecánicos y profundidad de la Formación (predominantes las viviendas unifamiliares con dos plantas (62%) seguida de las de una planta -32%-; la mayoría de las edificaciones -92%- carecen de sótanos, y tan sólo un 6% tienen una planta bajo rasante, generalmente semisótano). - Fuente: INE. Censo de Población y Viviendas del 2001.-

Hay que llamar la atención sobre el uso “indiscriminado” de cimentación superficial a base de losa armada, aún cuando el terreno portante no requiere este tipo de acuerdo con las características estructurales del edificio. La razón se fundamenta en:

- Tiempo de ejecución (menor que una cimentación a base de zapatas aisladas)
- Evitar la solera tradicional sustituyéndola por la cara superior de la losa convenientemente preparada. Si se analiza en base a costos, se puede decir que hoy en día la losa, aunque su costo se algo más elevado por la mayor cuantía de hormigón y acero frente a otras cimentaciones directas (siempre que sean dimensiones “normales” – viviendas unifamiliares y bloques de escasa entidad-), es equiparable a cimentaciones por zapatas aisladas; por lo que se deduce que prima la rapidez y facilidad de ejecución.

En definitiva, en Granada capital y Área Metropolitana aunque no hay una constante que establezca el tipo de cimentación, se puede hacer la siguiente aproximación:

- Cimentación superficial.- predominante en todo el sector analizado, si bien los tipos a emplear en cada zona son distintos. Zapatas aisladas en pozo, para aquellas zonas donde el aluvial grosero se encuentra a profundidades superiores a 2,5 m y no se tiene prevista la ejecución de sótanos o semisótanos; detectado en el sector Sur de la ciudad de Granada. Zapatas corridas o losa armada, en zonas donde predomina el suelo de grano fino y consistencia/compacidad de blanda/suelta a medias, cimentaciones con mayor profusión en toda el área.
- Cimentación profunda.- en sectores con espesores de relleno superiores a los 4 m (sin tener prevista la ejecución de un sótano o semisótano) o en zonas donde el material a cota de excavación presenta una consistencia/compacidad muy blanda/muy suelta. En la mayoría de los casos acompañado de niveles freáticos someros. Estas zonas se detectan en Atarfe, SE de Albolote y sector central de la ciudad de Granada. A esto hay que añadir, edificaciones singulares en las que la modulación de apoyos y/o en las que la magnitud o irregularidad de cargas obligan a soluciones de cimentación profunda aún siendo en terrenos de capacidad portante aceptable.



### **III. ANTECEDENTES**

---



### III.1. Geología e Ingeniería Geológica de la Vega de Granada

#### III.1.1. Encuadre Geológico

La Depresión de Granada se localiza en el sector central de las Cordilleras Béticas y sobre la franja NE-SW que separa materiales del dominio Subbético (Zonas Externas), de los correspondientes al Bético (Zonas Internas) [Fig. 17]. Constituye una de las principales cuencas intramontañosas desarrolladas en las Cordilleras Béticas, de naturaleza postorogénica y edad Neógena. En ella afloran rocas sedimentarias de edad Mioceno inferior a la actualidad con espesores que pueden llegar a superar los 2 Km en algunos sectores (Morales et al., 1990). La Vega de Granada se encuentra ubicada en la zona NW de la Depresión (Fig. 18 y Fig. 19)

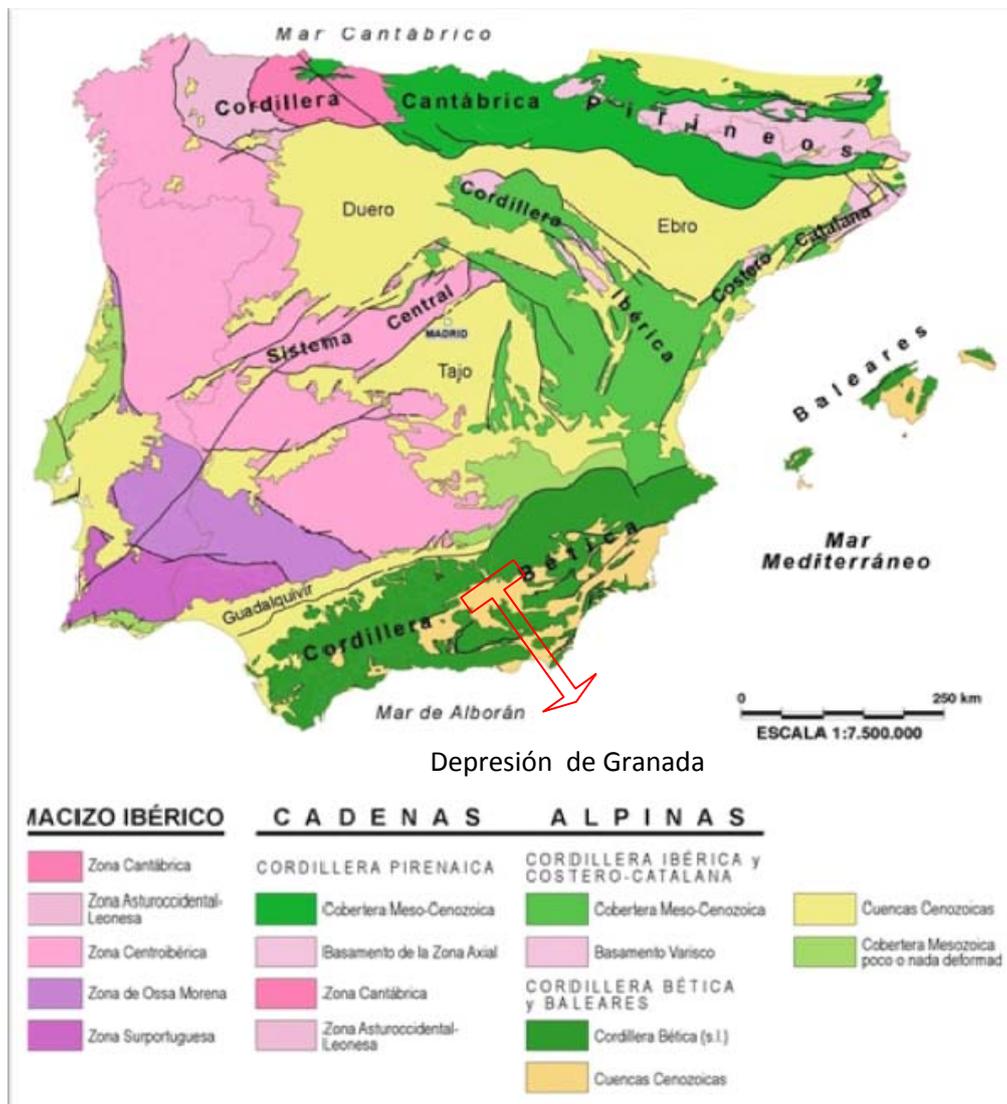
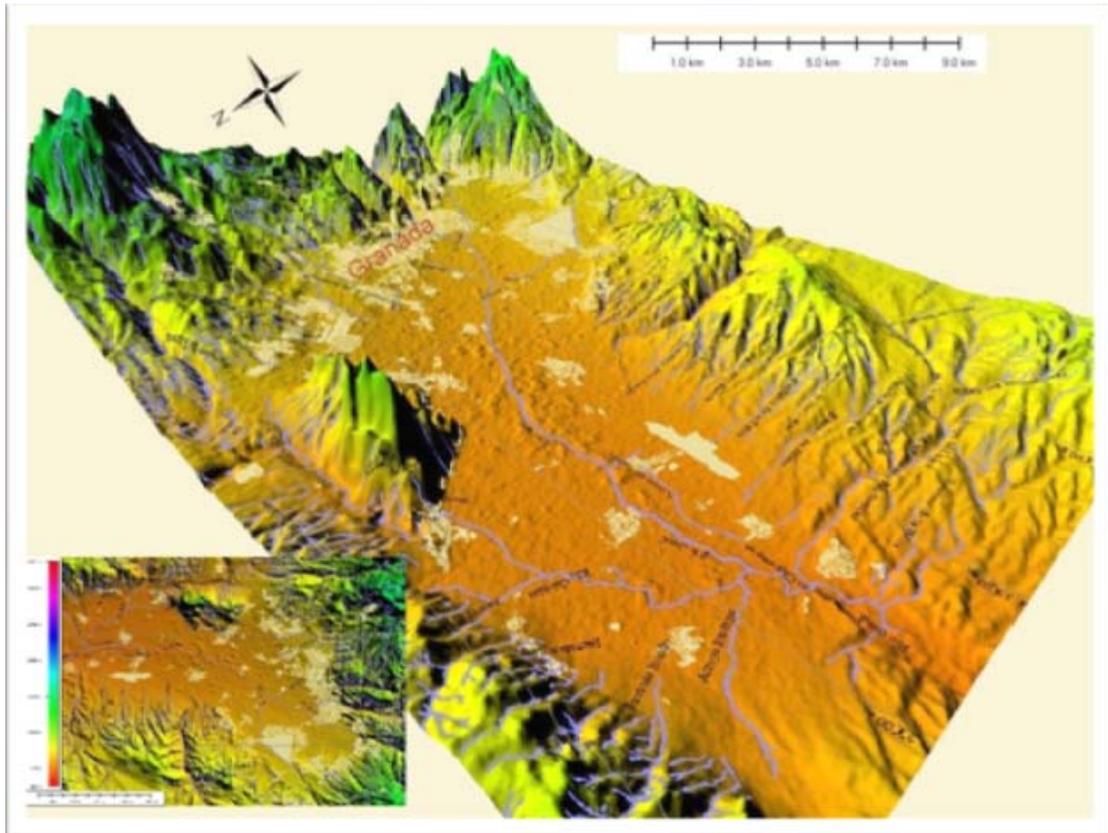


Fig. 17.- Principales Unidades geológicas de España Peninsular, Portugal y Baleares (Vera, -editor-2004), mostrando la ubicación de las Cordilleras Béticas

La Vega de Granada está bañada por el río Genil y sus afluentes principales (Aguas Blancas, Monachil, Dilar en el sector ESE; Beiro, Darro en el sector N; Cubillas, Frailes y Colomera en el sector NNW) que se dejan caer desde los relieves circundantes, erosionándolos, depositando a su paso una potente serie de materiales aluviales, de distinta gradación y tamaños, que constituyen, entre Cenes de la Vega y Láchar, lo que se entiende geológicamente como Vega de Granada (Fig. 18).

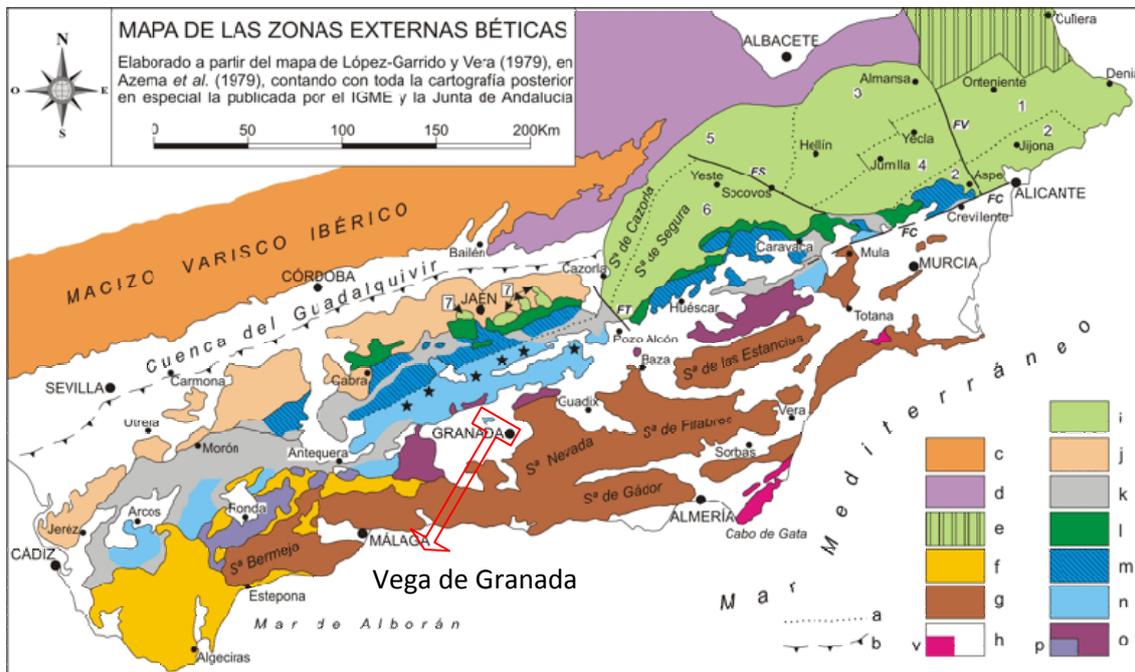


**Fig. 18.- Modelado 3D donde se aprecia el entramado de Red fluvial que baña la Vega de Granada (MDT generado a partir de las curvas de nivel del mapa topográfico 1:10.000 del IGN. Elaboración propia).**

El relleno aluvial de La Vega de Granada puede considerarse como uno de los tramos más representados de la Depresión, en base a la superficie (unos 200 km<sup>2</sup>) y potencia de su afloramiento, pudiendo sobrepasar los 250 m

Bajo este relleno Cuaternario se encuentran materiales Neógenos que afloran en los bordes de la Depresión de Granada, producto de la denudación de los relieves de Sierra Nevada, Sierra Arana-Alfacar-Viznar (IGME, Hoja 1009 (Granada). E:1:50.000, 1988); el substrato está representado por materiales Béticos y Subbéticos que se reconocen en las sierras Arana, Nevada, Alhama, Gorda, Obeilar y Elvira, las cuales delimitan gran parte de esta cuenca intramontañaosa (Fig. 19).

Es probablemente la cuenca más compleja del la Cordillera Bética, donde notables espesores de sedimentos detríticos fueron depositados desde final del Mioceno al Plioceno- Cuaternario (Rodríguez-Fernández & Sanz de Galdeano, 2006).



**Fig. 19.- Localización geológica de La Vega de Granada en el marco de las Cordilleras Béticas. Leyenda:**  
a.- Límites entre las unidades morfoestructurales delimitadas en el Prebético y límite entre dominios paleogeográficos del Subbético, cuando no coincida con un límite tectónico. b.- Frente norte del Complejo Olistoestrómico del Guadalquivir detectado en el subsuelo. c.- Macizo Ibérico. d.- Cobertera Tabular. e.- Cordillera Ibérica. f.- Complejo del Campo de Gibraltar. g.- Zonas Internas Béticas. h.- Cuencas Neógenas postorogénicas (v.- rocas volcánicas neógenas). i-p: Zonas Externas Béticas. i.- Prebético (1.- Prebético de Onteniense-Denia. 2.- Prebético de Aspe-Jijona-Alicante. 3.- Prebético de Hellín-Almansa. 4.- Prebético de Jumilla-Yecla. 5.- Prebético de las Sierras de Cazorra y Alcaraz. 6.- Prebético de la Sierra de Segura. 7.- Prebético de Jaén). j.- Afloramientos del Complejo Olistoestrómico del Guadalquivir. k.- Complejos Caóticos Subbéticos (Subbético con estructura interna caótica). l.- Dominio Intermedio. m.- Subbético Externo. n.- Subbético Medio (asteriscos: principales afloramientos de rocas volcánicas jurásicas). o.- Subbético Interno (p.- Penibético). Abreviaturas de estructuras geológicas: FC.- Falla de Crevillente. FS.- Falla de Socovos. FT.- Falla de Tíscar. FV.- Falla del Vinalopó. (Vera, 2004 - editor-)

La Depresión de Granada ha sido estudiada por numerosos autores, de los que se pueden destacar, orden cronológico: Von Drasche (1879), Gonzalo y Tarin (1881), Bertrand y Kilian (1885 y 1889), Viennot (1930), Linares y Colom (1957), Aguirre (1957, 1958 y 1961), Gonzalez Donoso y Vera (1965), Gonzalez Donoso (1967 y 1968) y Garcia Dueñas y Gonzalez Donoso (1971). Con posterioridad, investigaciones como las de: Castro (1971), Garcia y Guardiola (1972), Dabrio et al. (1972, 1978 y 1982), Ortega-Huertas (1978), Gonzalez Donoso et al. (1978), Dabrio Y Ruiz Bustos (1979), Lhenaff (1979), Estevez Y Sanz De Galdeano (1980), Sanz De Galdeano (1980), Cabrio Y Martin

(1981), Rodríguez Fernández (1982) y Martín Et Al. (1984), Giménez et al., (2000); Braga et al. (2003); Sanz de Galdeano y Alfaro (2004).

### **III.1.2. Grandes Unidades Geológicas de la Depresión de Granada**

Antes de entrar en la descripción de los materiales de la Vega de Granada y su entorno próximo se expone una pequeña síntesis de las grandes Unidades Geológicas que rodean completamente a la Depresión.

Se pueden distinguir dos grandes conjuntos geológico-estructurales de procedencia paleográfica distinta: **Zonas Externas** y **Zonas Internas** (a partir de Memoria Hoja 1009 – Granada-. IGME, 1988. y Hernández del Pozo, 1998).

#### **▪ ZONAS EXTERNAS:**

Constituyen el reborde N y W de la Depresión de Granada, y están representadas en este sector por materiales asimilables a los dominios del Subbético Interno y Medio.

El Subbético Interno se reconoce en Sierra Arana, Moclín y Pedrizaguilla.

Esta unidad se caracteriza por presentar una potente serie calizo-dolomítica basal con facies de plataforma sobre la que se superponen facies de umbral.

El Subbético Medio está representado en el sector de Sierra Elvira, que a su vez, se encuentra rodeada por materiales de la Depresión de Granada.

Como litologías dominantes se pueden establecer las calizas, margocalizas y dolomías, apareciendo de manera escasa y minoritaria intrusiones de rocas ígneas (ofitas) y en algunos casos coladas volcánicas (inmediaciones de Pinos Puente).

#### **▪ ZONAS INTERNAS:**

Afloran al E, S y SW de la Depresión, estando presentes en estos afloramientos tres grupos con características litológicas y estructurales bien diferenciadas. Del estructuralmente más bajo al más alto son:

- *Nevado – Filábride*: Aflora en Sierra Nevada y está constituido por rocas metamórficas, generalmente de grado medio.

Así, se pueden distinguir micaesquistos grafitosos y cuarcitas – Unidad de Sierra Nevada-, zonas de mármoles, anfibolitas y serpentinas –Unidad de las Sabinas- y, con menor representación, zonas de metabasitas –Unidad de la Caldera-.

- Alpujárride: Se pueden distinguir dos conjuntos, “Inferior” constituido por micaesquistos y filitas y, “Superior” formado por mármoles dolomíticos.

Los afloramientos alpujárrides se extienden, sobre todo, al E y SE de la ciudad, constituyendo parte de las sierras de la Alfaguara, Cogollos y Arana, así como la orla más extensa de Sierra Nevada (zona del Dornajo, Trevenque, Alayos de Dílar, Silleta del Padre, etc.).

- Maláquide: Presenta un zócalo bien diferenciado, dominado por calizas, conglomerados y pizarras poco metamorfizadas. Está escasamente representado en la zona, existiendo pequeños afloramientos en Sierra de Cogollos (río Bermejo) y Sierra Arana.

### **III.1.3. Litoestratigrafía de la Vega y su entorno**

En este apartado se describe la serie litoestratigráfica tipo que constituyen la Vega de Granada, sus bordes y substrato. Además, se aportan datos de parámetros mecánico-geotécnicos, sísmicos y características hidrogeológicas de los distintos materiales, obtenidos de Informes Geotécnicos particularizados y de la bibliografía existente. Además, se aportan recomendaciones de carácter general para la realización de cimentaciones y obras de contención de acuerdo con las propiedades que se describen.

Esta descripción se centra en los materiales con mayor representación que afloran en el entorno de la Vega de Granada. Para lo cual se han tomado como referencia los mapas geológicos generales publicados por el IGME, Hoja 1009 (Granada) y Hoja 1026 (Padul), mapas geológicos de la Vega de Granada y sus bordes (Dabrio et al., 1982; Rodríguez-Fernández & Sanz de Galdeano, 2006) y mapa hidrolitológico (apartado III.1.4). En la Tabla 4 se detallan las siglas y/o números que corresponden a cada una de las litologías en los diferentes mapas utilizados y se establece su ordenación cronológica.

## CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

Tabla 4.-Materiales con mayor representación que afloran en el entorno de la Vega de Granada ordenados cronológicamente.

Nº o siglas de identificación en los mapas				Litología	Tiempo Geológico
<i>IGME, Hoja 1009 / 1026</i>	<i>DABRIO et al. (1982)</i>	<i>RODRÍGUEZ-FERNÁNDEZ &amp; SANZ DE GALDEANO (2006)</i>	<i>MAPA HIDROLITOLÓGICO (apartado III.1.4)</i>	<b>MATERIALES PREOROGÉNICOS</b>	
29	1	4	1	Arcillas y margas con yeso	Trías
24,25,26, 32,33,34, 35,36, 37, 38	1	4	2	Calizas y dolomías	Lías
28	1	4	3	Margas y margocalizas	Cretácico
				<b>MATERIALES POSTOROGÉNICOS</b>	
-	2	5	-	Limos basales	Serravaliense
$- / T_{11}^{Bc1} - T_{11-2}^{Bc2-B}$	3, 4, 6	6	4	Calcarenitas, limos y evaporitas	Tortonense medio - Messiniense inferior
41	5	7	5	Conglomerados	Tortonense Superior – Messiniense inferior
$- / T_{11-2}^{Bc2-B}$	7, 8, 9, 10, 11	9, 10	6	Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas	Messinense
49/Q <sub>1</sub> <sup>cg</sup>	12	11	7	Conglomerados, arenas y arcillas	Plioceno - Pleistoceno
Q <sub>1</sub> <sup>cd</sup>	13	12	8	Conglomerados	Pleistoceno
53	-	-	-	Arcillas rojas, gravas y arenas (Paleosuelos)	Pleistoceno-Holoceno
54/Q <sub>2</sub> Al	13	13, 14	9, 9'	Gravas, arenas y arcillas	Pleistoceno-Holoceno

El hecho de estudiar varias cartografías se fundamenta en la necesidad de escalas de mayor detalle que la del Mapa Geológico de España (E: 1/50.000), además de servir para comparar los contactos entre las distintas formaciones, así como las interpretaciones de las litologías, espesores y dataciones de éstas.

A continuación se presenta la descripción de cada una de las litologías establecidas en la Tabla 4 y las cartografías utilizadas (Fig. 20 a Fig. 23), a excepción del mapa hidrolitológico [Fig. 27] (IGME, Ministerio de Educación y Ciencia, 2002) que se expondrá en el apartado de hidrogeología.

### **III.1.3.1. Arcillas y margas con yesos del Trías**

Los materiales que la forman son de carácter diapírico y están constituidos por margas rojas, verdes y violetas (arcillas "abigarradas"), con intercalaciones delgadas de niveles detríticos (areniscas y limos), carniolas, yesos y ofitas. Ocupan una extensión aproximada de 1 Km<sup>2</sup>, la potencia de estos materiales se desconoce. Se sitúan, dentro del entorno de La Vega de Granada, en la base de las calizas y dolomías de Sierra Elvira. También se reconocen otros afloramientos fuera de la zona de estudio, concretamente en el sector de Moraleda de Zafayona donde no se encuentran ligados a materiales carbonatados jurásicos.

Las arcillas de la zona presentan consistencia "dura" (Sanglerat, 1967; Hunt, 1884), con N<sub>SPT</sub> entre 50 y rechazo. Hay que tener en cuenta que es necesaria la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención. Aunque las pendientes normales están comprendidas entre 10-20°, formando un relieve de formas suaves, la probabilidad de deslizamiento es alta (Diputación de Granada-IGME, 2007; Ministerio de Industria y Energía-IGME, 1980).

### **III.1.3.2. Calizas y dolomías del Lías**

Constituyen mayoritariamente el macizo subbético de Sierra Elvira. Sobre un primer tramo de dolomías, de potencia variable y no bien conocida, se encuentran calizas micríticas blancas y grises con nódulos de sílex de potencia superior a los 100 m Las calizas liásicas están coronadas por calizas de crinoides grises con un espesor que no supera los 25 m (IGME, 1988). A partir del Lías superior, y sobre una superficie de "hard ground", la sedimentación se hace más margosa (aunque existen niveles de radiolaritas y calizas nodulosas), llegando ésta, en Sierra Elvira, hasta el Cretácico inferior.

En el tema de las cimentaciones se puede decir que no presenta problemas de capacidad portante, pues ésta es elevada. Lo que hay que tener en cuenta es el grado de diaclasamiento, fracturación, meteorización, estratificación, etc. (ISRM, 1981); en esta zona es práctica habitual disponer cimentaciones superficiales considerando cargas admisibles en torno a 7,5 Kg/cm<sup>2</sup>. No obstante, hay que estudiar en detalle el estado de las diaclasas y fracturas, si la cimentación se dispone próxima a taludes o acantilados que puedan desestabilizarse por las cargas que transmitirá la superestructura.



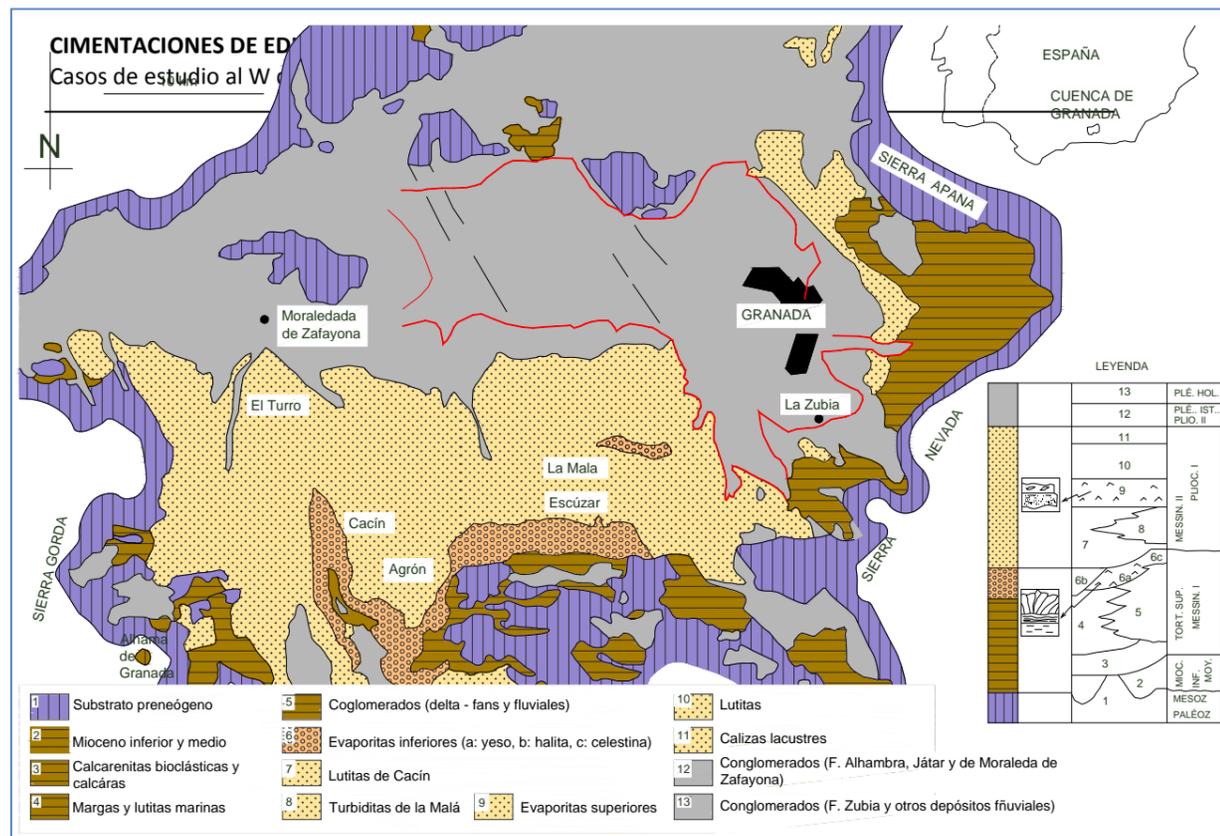


Fig. 20.- Mapa Geológico y columna litológica de la Vega de Granada y su entorno próximo. (a partir de Dabrio et al., 1982 y de Castillo Martín, 1986)

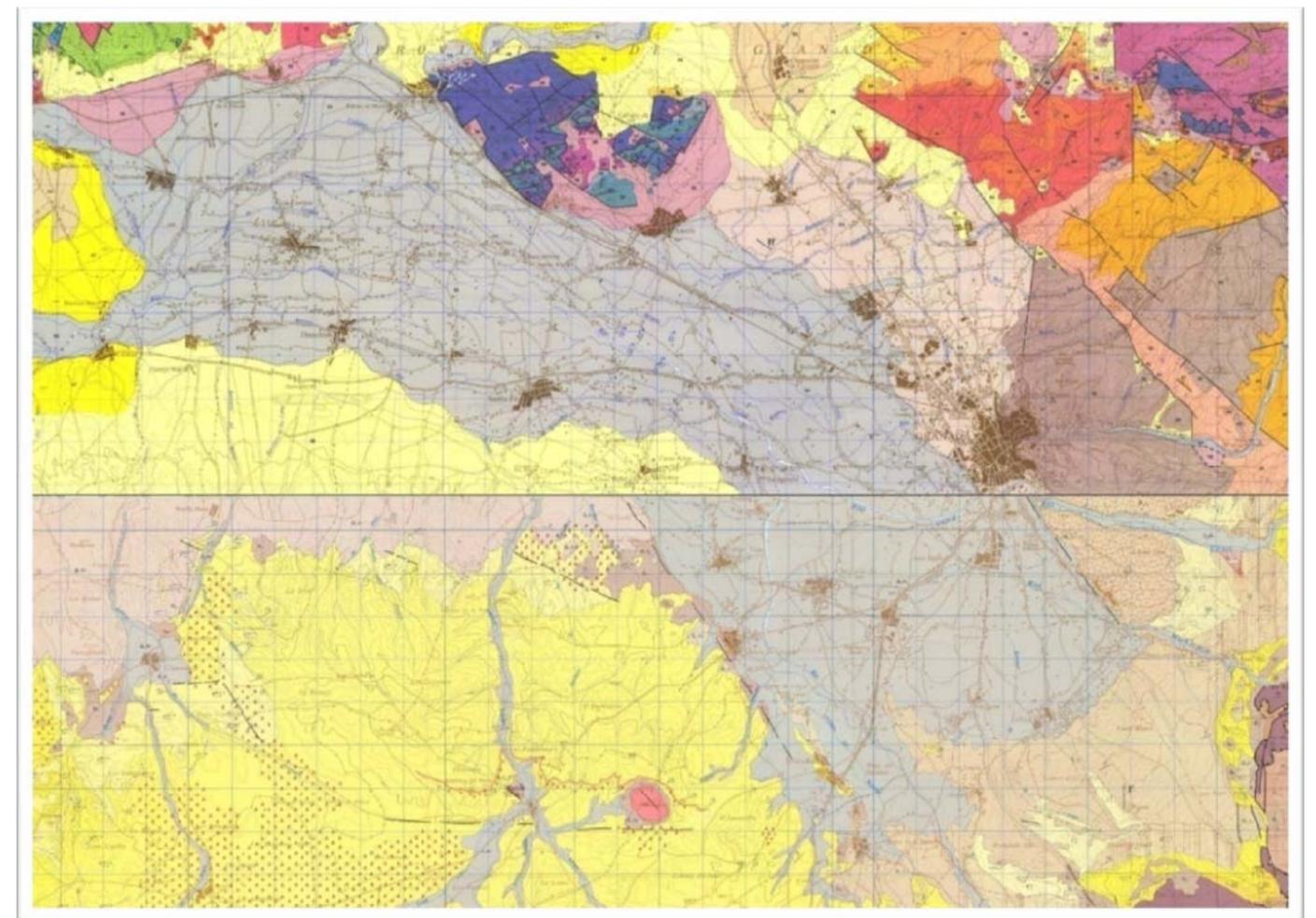


Fig. 24.- Mapa Geológico. IGME. Zona de la Vega de Granada, Hoja 1009 (Granada) y Hoja 1026 (Padul). Leyendas de las hojas: Fig. 22. y Fig. 23, respectivamente.

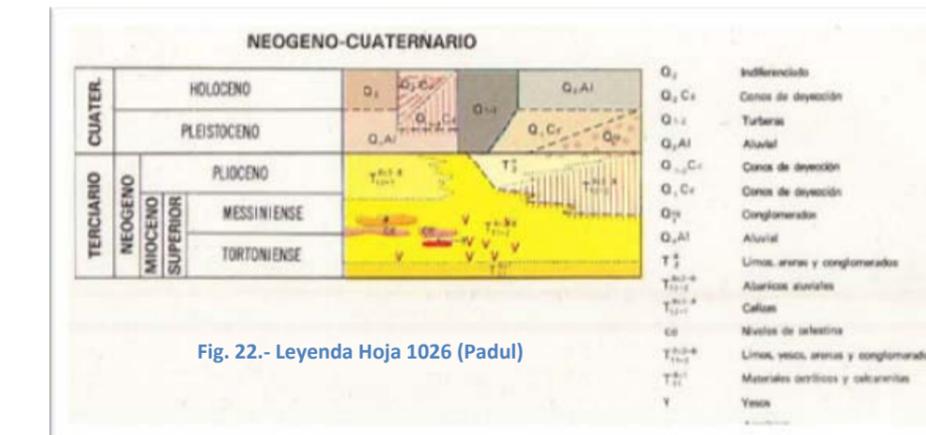
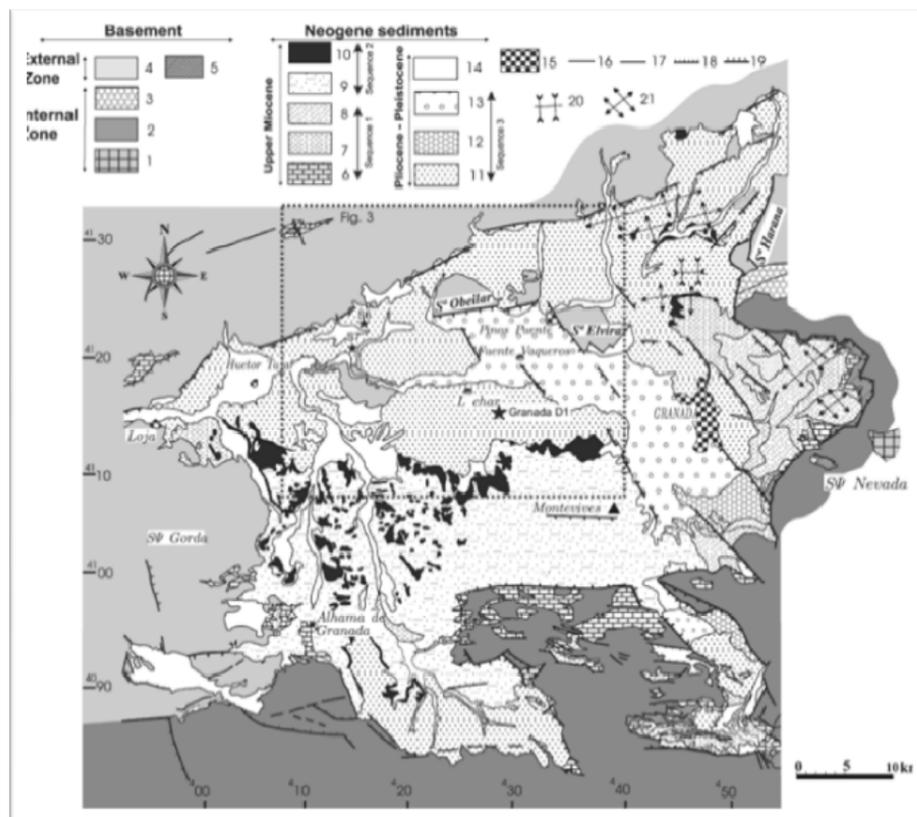
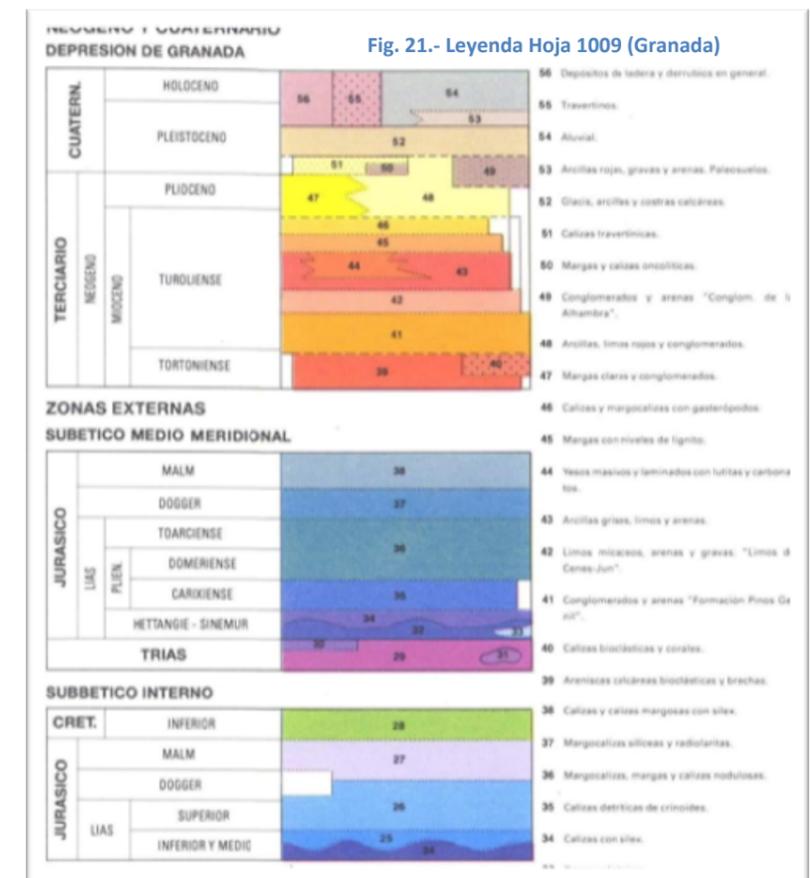


Fig. 22.- Leyenda Hoja 1026 (Padul)

Fig. 23.- Mapa Geológico de la Cuenca de Granada. 1. Complejo Nevado – Filábride, 2. Complejo Alpujarride, 3. Complejo Maláguide, 4. Subbético, 5. Margas, arenas y conglomerados (Serravaliense-Tortonense inferior), 6-8: secuencia 1, 6. Calcarenitas (Tortonense superior), 7. Margas y conglomerados (Tortonense superior), 8. Conglomerados, arenas y margas (Tortonense superior), 9 y 10: secuencia 2, 9. Margas, limos, arenas y yeso (Messiniense), 10. Calizas lacustres (Messiniense superior), 11-13: secuencia 3, 11. Conglomerados, arenas y arcillas (Plio-Pleistoceno), 12. Abaricos aluviales (Pleistoceno-Holoceno), 13. Llanura aluvial (Pleistoceno-Holoceno), 14. Sedimentos aluviales (reciente), 15. Núcleos urbanos, 16. Contactos litológicos, 17. Fallas, 18. Fallas normales, 19. Fallas inversas, 20. Sinclinal. El recuadro de puntos indica la zona estudiada con perfiles sísmicos que se tratan en el artículo. (Rodríguez-Fernández y Sanz de Galdeano, 2006)





### **III.1.3.3. Margas y margocalizas del Cretácico**

Los materiales son del Neocomiense y Senonense, y corresponden, en ambos casos, a margas y margocalizas claras y rosadas, respectivamente. En general, este término se presenta bien estratificado en bancos de 10-15 cm, aunque la potencia, superior a 50 m, no puede precisarse porque nunca se localiza con seguridad el techo (García Dueñas, 1969).

### **III.1.3.4. Calcarenitas, limos y evaporitas del Tortoniense medio-Messiniense inferior**

A partir de estos materiales comienza la etapa "postorogénica" correspondiente al relleno de la Depresión de Granada. Como materiales más antiguos que afloran en el entorno de la Vega de Granada, se reconocen unos limos del Serravalliense ("limos basales", según Dabrio et al., 1978); Los materiales Neógenos anteriores al Mioceno superior no pueden considerarse como relleno de la Cuenca de Granada, sino que se depositaron antes de su individualización, de manera que en rigor forman parte de su basamento o substrato geológico. Por lo anterior, se ha decidido comenzar con los materiales del Tortoniense, que aunque aún no se había individualizado la cuenca, participan en buena medida de la historia de la formación de ésta (SANZ DE GALDEANO et al, 2001).

Suprayacentes a los "limos basales" se disponen las calcarenitas bioclásticas (también denominados "maciños") del Tortoniense medio-superior, las cuales presentan toda una gradación lateral de cambio de facies, desde conglomerados a calizas, según su proximidad o distalidad al borde de la cuenca, lo que ocurre de Este a Oeste. Su potencia, variable de unos sectores a otros, puede llegar a ser de 60 m. Sobre este término se deposita un tramo de limos y margas marinas de edad Tortoniense superior-Messiniense inferior ("lutitas con *Dentalium*", según DABRIO et al., 1978). Sobre este término se depositan un tramo de limos y margas marinas, culminando el conjunto con un paquete de evaporitas, de gran interés estratigráfico (nivel guía) e hidrogeológico, de edad Messiniense inferior.

Definidas como "evaporitas inferiores" por Dabrio et al. (1982), están constituidas por un cambio lateral de facies desde términos conglomeráticos (parte superior de la Formación de Pinos Genil) y carbonatados (con niveles de celestina), a los propiamente evaporíticos, en donde existe una gradación de sales sulfatadas (yeso de tipo selenítico) a cloruradas (halita) hacia el centro de la cuenca.

Al igual que ocurría para las calcarenitas, el sentido de distalidad aumenta de Este a Oeste y, consecuentemente, las facies referidas, siendo los niveles

evaporíticos dominantes al Oeste de Escúzar. La potencia de estos niveles sobrepasa generalmente los 50 m (IGME-FAO, 1972).

Después de la sedimentación de estos materiales se produce una superficie de erosión sobre los mismos, lo que da lugar a la formación de un karst (en yesos), que en parte es rellenado por celestina, cantos alpujárrides, etc (Matrín et al., 1984), restos del cual pueden verse en las proximidades de Escúzar. Sobre esta superficie de discontinuidad estratigráfica se deposita la serie lacustre del Messiniense, en gran parte producto de la erosión de estos materiales del Tortonense superior-Messiniense inferior, la cual se describe en el apartado II.2.3.6.

A continuación se aportan parámetros geotécnicos medios, obtenidos de la Base de Datos de Informes Geotécnicos que se ha realizado en esta Tesis y se expondrá en el apartado de Resultados y Discusión VI.1.1.

**Tabla 5.- Parámetros geotécnicos correspondientes a calcarenitas, limos y evaporitas del Tortonense medio-Messiniense inferior**

PARÁMETRO	VALOR MEDIO	PARÁMETRO	VALOR MEDIO
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,0	Nspt	15
Ks <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>3</sup> )	4,0	C	1,6
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4	S (ρ=1)	1,15
φ (°)	16	S (ρ=1.3)	1,08
ρ (T/m <sup>3</sup> )	1,9	Clase de Exposición	Ila+Qb
Prof_Cim (m)	1,5		

De forma generalizada, se puede adoptar cualquier tipo de cimentación directa. Dada la clase media de exposición, Ila+Qb, hay que tener en cuenta que es necesaria la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

### **III.1.3.5. Conglomerados y arenas del Tortonense superior – Messiniense inferior**

Este conjunto de materiales, correspondientes a la Formación de Pinos Genil, también “BlockFormation” (Von Drasche, 1878), es equivalente en edad (Dabrio & Ruiz Bustos, 1979) a las "lutitas con Dentalium" y "evaporitas inferiores" descritas en el apartado anterior, por lo que podrían considerarse como un cambio lateral de facies de las mismas. El motivo de su descripción independiente está en sus especiales características y gran desarrollo.

Litológicamente se trata de una potente masa de conglomerados heterométricos, con cantos de gneises, micaesquistos calizos, dolomías, etc. Se reconocen horizontes arenosos e incluso limosos, si bien, con poca profusión. Los cantos proceden de la Zona Bética y se encuentran englobados por una abundante matriz arcillosa. Depositados directamente sobre las calcarenitas, e incluso sobre las "lutitas con Dentalium", son la base (junto con su equivalente lateral de las "evaporitas inferiores") de la serie lacustre del Messinense, que se describe en el apartado siguiente. La potencia de estos materiales, muy variable en el espacio, puede superar los 200 m (IGME, Hoja 1009 (Granada). E:1:50.000, 1988).

Presentan pendientes comprendidas entre el 20 – 30%, esto unido al grado de meteorización, conlleva a destacar el peligro de desprendimientos de los bloques en los bordes de la formación conglomerática.

**Tabla 6.- Parámetros geotécnicos correspondientes a conglomerados y arenas del Tortoniense superior – Messiniense inferior**

PARÁMETRO	VALOR MEDIO	PARÁMETRO	VALOR MEDIO
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,5	Nspt	35
Ks <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>3</sup> )	8,0	C	1,4
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,2	S (ρ=1)	1,072
φ (°)	30	S (ρ=1.3)	1,046
ρ (T/m <sup>3</sup> )	1,8	Clase de Exposición	Ila
Prof_Cim (m)	1,0		

De acuerdo con las características litológicas y geomecánicas de estos materiales se puede adoptar de forma general cualquier tipo de cimentación directa.

### III.1.3.6. Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas del Messiniense

En este apartado se incluyen todos los materiales fluvio-lacustres depositados sobre el nivel de "evaporitas inferiores" y, en los sectores más proximales de la cuenca, sobre la parte superior de los conglomerados de la Formación de Pinos Genil.

Después del Messiniense inferior, y a favor de un levantamiento de la región, que incluye a parte de la cuenca que contenía los materiales "postorogénicos" depositados, se produce una nueva etapa de erosión. Esta da lugar a la formación de turbiditas, litológicamente correspondientes a arenas finas ("turbiditas de La Malá", Dabrio et al., 1972), y a niveles de yesos "retrabajados" ("evaporitas superiores", DABRIO et al., 1982), cuyo origen son los niveles de yesos del Messinense inferior. Este nivel de yesos "retrabajados", transformados a alabastro secundariamente, puede

llegar a presentar hasta 40 m de potencia en las proximidades de El Turro (Castillo Martín, 1986). Una emersión gradual de la cuenca, da lugar a la sedimentación de lutitas y arenas sobre los yesos; la serie está coronada por niveles de lignitos y calizas lacustres ("calizas pontienses"), las cuales presentan un escaso espesor, en torno a 20 cm, en la zona WNW de Cúllar Vega.

La serie tipo descrita no se encuentra en todos los sectores de la Depresión de Granada. Así, los términos del Messinense, depositados sobre la Formación de Pinos Genil, están constituidos por un paquete de limos fluviales y lacustres, equivalentes lateralmente a las turbiditas de La Malá, en los cuales existen niveles de yesos (canteras de Jón).

En el caso concreto de las calizas lacustres, presentan pendientes suaves (entre 5 y 10%) y formas topográficas que oscilan de suaves a alomadas. Estas pendientes aumentan, en el caso de los limos y niveles de yeso, hasta un 10-20% dando lugar a superficies alomadas.

**Tabla 7.- Parámetros geotécnicos correspondientes a Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas del Messiniense**

PARÁMETRO	VALOR MEDIO	PARÁMETRO	VALOR MEDIO
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,0	Nspt	15
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	4,0	C	1,6
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4	S ( $\rho=1$ )	1,15
$\phi$ (°)	16	S ( $\rho=1.3$ )	1,08
$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	1,9	Clase de Exposición	Ila - Ila+Qb
Prof_Cim (m)	1,5		

Como regla general, se recomienda disponer cimentaciones tipo zapatas corridas o losas armadas, que atemperen los posibles asientos, dada la heterogeneidad litológica y geomecánica que presenta. Hay que tener en cuenta la posibilidad de que sea necesario la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

### **III.1.3.7. Conglomerados, arenas y arcillas del Plioceno - Pleistoceno**

Se agrupan en este apartado todo el conjunto de materiales de naturaleza fundamentalmente conglomerática y arcillosa que se encuentran "fosilizando" a los messinenses, descritos en el apartado anterior, a lo largo de la mayor parte de los bordes de La Vega de Granada.

Así, está incluida, dentro de este grupo, la Formación Alhambra que recorre una franja NNW-SSE en el borde E de la Depresión de Granada.

Se reconoce una potente masa de conglomerados con algunos niveles de areniscas y arcillas. La Formación Alhambra, que puede llegar a alcanzar los 100 m de potencia, litológicamente está constituida por cantos redondeados de naturaleza ultrabásica (mayoritariamente NevadoFilábride) con matriz arenosa con limos y arcillas de tonalidad rojiza y marrón rojiza. Es frecuente, en la misma, la presencia de intercalaciones finas, de igual tonalidad, con repartición y distribución irregular.

Presenta una topografía de media a abrupta con pendientes entre 10-30%. Existe riesgo de caída de bloques y desmoronamientos. Sobre esta Formación se asienta parte de casco actual de la Ciudad de Granada, fundamentalmente en el sector E, en las zonas topográficas más bajas y en contacto con la Vega.

Posterior al depósito de esta Formación se produjeron arrastres de estos materiales redepósitos en cotas más bajas. Estos coluviales de la F. Alhambra se reconocen en el sector N-Central de la ciudad de Granada y en el E-SE de ésta. Estos materiales han sido detectados a partir de los sondeos, penetraciones y calicatas de la Base de Datos realizada en esta Tesis y quedan plasmados en el mapa de la Fig. 111.

**Tabla 8.- Parámetros geotécnicos correspondientes a la Formación Alhambra y coluviales de ésta del Plioceno-Pleistoceno**

PARÁMETRO	FORMACIÓN ALHAMBRA	PARÁMETRO	COLUVIAL
	VALOR MEDIO		VALOR MEDIO
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2,0	$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,2
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	9	$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	5,0
$c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0	$c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,1
$\phi$ (°)	34	$\phi$ (°)	25
$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	1,9	$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	1,8
Nspt	25	Nspt	15
C	1,4	C	1,5
S ( $\rho=1$ )	1,06	S ( $\rho=1$ )	1,13
S ( $\rho=1.3$ )	1,03	S ( $\rho=1.3$ )	1,07
Clase de Exposición	Ila	Clase de Exposición	Ila
Prof_Cim (m)	2,3 m	Prof_Cim (m)	3

De forma generalizada, se puede adoptar cualquier tipo de cimentación directa; no obstante, en el coluvial es más adecuado disponer cimentaciones tipo zapatas corridas o losas armadas, que atemperen los posibles asentamientos, dada la heterogeneidad litológica y geomecánica que presenta esta Formación.

### III.1.3.8. Conglomerados del Pleistoceno

Estos materiales conforman el cono de deyección de la Zubia, constituido por una potente masa de conglomerados de hasta 160 m de potencia (IGME-FAO, 1972), parcialmente cementados por costras calcáreas de tipo caliche. Los cantos provienen casi exclusivamente de las calizas y dolomías jurásicas que afloran en las inmediaciones; se denomina Formación Zubia, con vértice en la fuente del Hervidero (al SE de la Zubia) y cuya base se extiende desde Gójar-Otura al Barrio de Monachil.

El depósito, en conjunto, es claramente tabular, con pendiente, en parte formacional, que puede llegar a los 10°. Se superpone, generalmente, a los limos del Messiniense. No obstante, en los sectores más proximales, se dispone directamente sobre las "lutitas con Dentalium" y conglomerados de la Formación de Pinos Genil de edad Tortoniense superior y Messiniense inferior.

Tabla 9.- Parámetros geotécnicos correspondientes a la Formación Zubia.

PARÁMETRO	VALOR MEDIO	PARÁMETRO	VALOR MEDIO
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,5	Nspt	25
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	7,0	C	1,5
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,1	S ( $\rho=1$ )	1,13
$\phi$ (°)	32	S ( $\rho=1.3$ )	1,07
$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	1,8	Clase de Exposición	Ila
Prof_Cim (m)	1,5		

En cuanto al tipo de cimentación, se recomienda adoptar cimentaciones superficiales tipo zapata corrida o losa armada en el sector de Gójar y Otura. En el sector de La Zubia y Barrio de Monachil, es factible cualquiera de tipo directo.

### III.1.3.9. Arcillas rojas, gravas y arenas. Paleosuelos del Pleistoceno-Holoceno (Vega Alta).

La Formación Vega alta está constituida por sedimentos aluviales con gran desarrollo de llanura de inundación. Se ordenan en secuencias positivas que presentan a su base un episodio canalizado de gravas y arenas, colmatando la secuencia de limos y arcillas con frecuentes procesos de edafización que han llegado a

formar verdaderos paleosuelos. Presentan tonalidades marrones, cremas, marrón-rojizas. Normalmente, a techo se reconocen acumulaciones de carbonatos.

**Tabla 10.- Parámetros geotécnicos correspondientes a Paleosuelos**

PARÁMETRO	VALOR MEDIO	PARÁMETRO	VALOR MEDIO
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,0	Nspt	15
Ks <sub>1</sub> (Kg/cm <sup>3</sup> )	4,0	C	1,5
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,2	S ( $\rho=1$ )	1,13
$\phi$ (°)	24	S ( $\rho=1.3$ )	1,07
$\rho$ (T/m <sup>3</sup> )	1,9	Clase de Exposición	Ila - Ila+Qb
Prof_Cim (m)	2,0		

De forma generalizada, se recomienda disponer cimentaciones tipo zapatas corridas o losas armadas, que atemperen los posibles asentamientos, dada la heterogeneidad litológica y geomecánica que presenta; en algunas zonas la profundidad que debe alcanzar la cimentación es muy elevada (presencia de relleno y/o terreno de baja capacidad portante) por lo que se recomiendan cimentaciones profundas. Hay que tener en cuenta que en algunas zonas es necesaria la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

### **III.1.3.10. Gravas, arenas y arcillas del Pleistoceno-Holoceno (Vega Baja)**

Los materiales de esta Formación (Vega Baja) están representados por una alternancia irregular, de proporciones variables de unos sectores a otros, de gravas, arenas, arcillas y limos, predominando siempre los primeros términos, existiendo continuos cambios laterales de facies. Generados a partir de los depósitos aluviales de todos los ríos que concurren en el centro de la Depresión de Granada, y, sobre todo, a partir de los procedentes del río Genil. Son materiales cuyo proceso de formación no está aún acabado por estar ligado, tal como se ha mencionado, a los cauces fluviales. Esta Formación se sitúa en la zona más deprimida de La Vega de Granada, presentando pendientes inferiores al 3%. La potencia de los materiales, extremadamente variable, puede llegar a sobrepasar los 250 m, en la parte centro-oriental, y disminuye hasta 50 m en los bordes.

En este caso, como se ha mencionado anteriormente, existen continuos cambios de facies laterales, entrando en juego materiales de distinta textura, consistencia y/o compacidad. Por tal motivo no se pueden dar valores medios, sino un rango de variación de éstos para cada parámetro.

**Tabla 11.- Parámetros Geotécnicos correspondientes al Aluvial de La Vega de Granada**

PARÁMETRO	RANGO DE VARIACIÓN	PARÁMETRO	RANGO DE VARIACIÓN
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4 - 3,0	<b>Nspt</b>	5 – R
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	2,0 – 12,0	<b>C</b>	1,3 – 1,6
<b>c</b> (Kg/cm <sup>2</sup> )	0 – 0,5	<b>S (ρ=1)</b>	1,02 – 1,15
<b>φ</b> (°)	20 – 36	<b>S (ρ=1.3)</b>	1,01 – 1,09
<b>ρ</b> (T/m <sup>3</sup> )	1,6 – 2,0	<b>Clase de Exposición</b>	Ila (Ila+Qb zona Atarfe y Las Gabias)
<b>Prof_Cim</b> (m)	0,5 – 9,0		

A continuación se presentan los perfiles estratigráficos realizados [Fig. 25] (uno longitudinal y dos transversales) en los que se observa la disposición y contactos de los distintos materiales del sector de La Vega de Granada y sus bordes próximos.



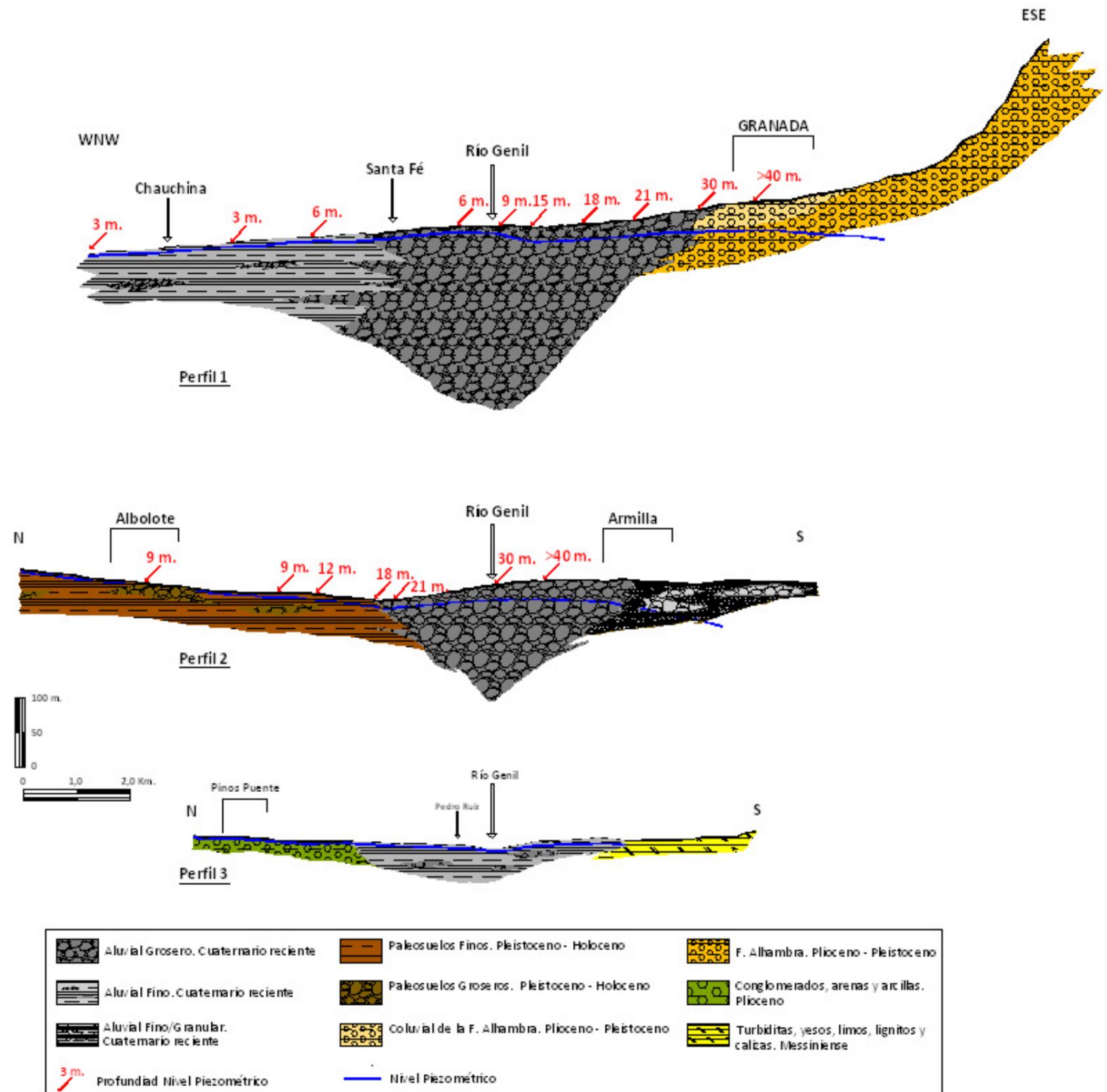
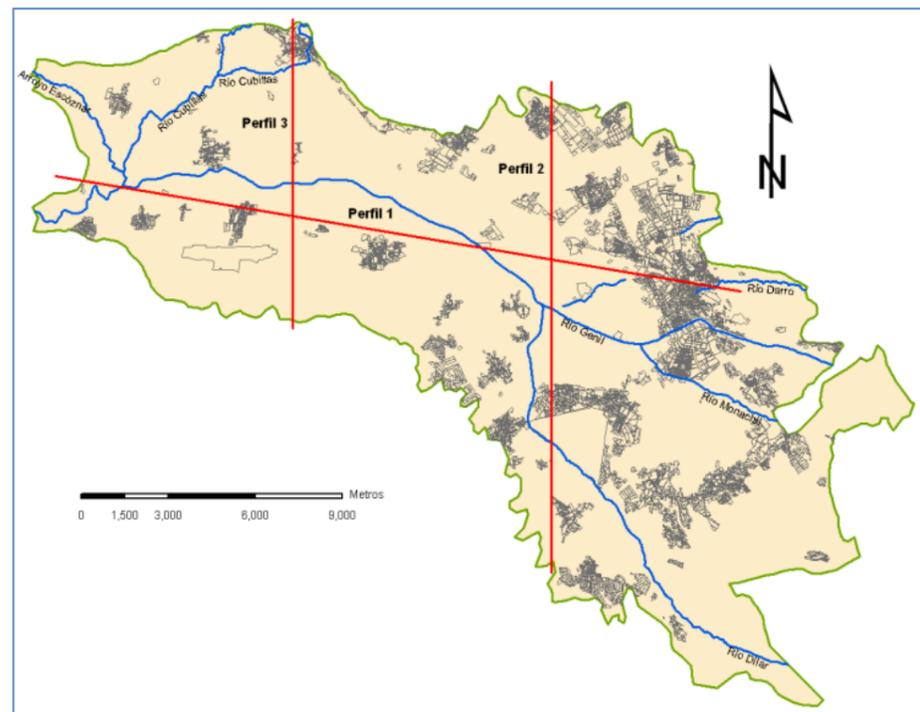


Fig. 25.- Perfiles estratigráficos de La Vega de Granada y situación de éstos



### **III.1.4.        Encuadre Hidrogeológico**

#### **III.1.4.1. Introducción**

Es de especial interés en esta Tesis dar una visión general del acuífero de La Vega de Granada y sus bordes inmediatos, por su influencia en el comportamiento dinámico en caso de sismo. Pero sobre todo, es muy importante conocer los materiales que pueden albergar agua y los niveles piezométricos máximos alcanzables en cada sector, ya que uno de los factores fundamentales de la susceptibilidad a licuefacción de los suelos frente a un sismo de cierta entidad, como se verá en el apartado II.5.2., es que estén o no saturados.

Para la elaboración de este capítulo se han utilizado fundamentalmente las siguientes fuentes: Atlas Hidrogeológico de la Provincia de Granada (1990) publicado por la Excm. Diputación de Granada y el ITGE; Tesis de D. Antonio Castillo, titulada “Estudio hidroquímico de la Vega de Granada” (1986); Informe Técnico del IGME-FAO de 1972, “Utilización de las aguas subterráneas para la mejora del regadío en La Vega de Granada (informe nº 2). Proyecto piloto de utilización de aguas subterráneas para el desarrollo agrícola de la cuenca del Guadalquivir”; Notas técnicas hidrogeológica realizadas por el ITGE, como apoyo a la protección del abastecimiento para distintas localidades de la Vega; y las hojas geológicas e hidrogeológicas disponibles de este sector (Mapa hidrogeológico de España, Hoja 83 – Granada-Málaga-. E: 1/200.000, IGME, 1988; Mapa Hidrogeológico de la Provincia de Granada. E: 1/200.000, Excm. Diputación de Granada e IGME; SIAS – Sistema de Información de aguas subterráneas- IGME, Ministerio de Educación y Ciencia. 2002).

#### **III.1.4.2. El acuífero de La Vega de Granada y comportamiento hidrogeológico de los distintos materiales**

La unidad hidrogeológica “Depresión de Granada (05.32)”, se extiende a ambos márgenes del río Genil, entre Cenes de la Vega y Huétor Tájar, ocupando una superficie de unos 1.000 km<sup>2</sup> de materiales neógeno-cuaternarios del relleno postorogénico de la Depresión, con litologías variables desde las fracciones conglomeráticas a las arcillosas. Se divide en dos subunidades acuíferas: Vega de Granada y subunidad detrítica miopliocena (Fig. 26). Dentro de la unidad principal queda embebida otra que se denomina Sierra Elvira (05.33).

La subunidad de la Vega de Granada es un acuífero detrítico libre que se extiende sobre unos 200 Km<sup>2</sup> a ambos márgenes del río Genil. Está constituido mayoritariamente por alternancias de gravas, arenas y limos cuaternarios; hacia los bordes son frecuentes las intercalaciones arcillosas y los niveles conglomeráticos

cementados. Su espesor llega a ser de 250 m, en la parte centro-oriental, y disminuye hasta 50 m, en los bordes, sobre un substrato de naturaleza limoarcillosa (Fig. 27).

Se diferencian dos sectores según su comportamiento hidráulico:

- Vega Baja (nº10 en la Fig. 27). El acuífero está constituido por el aluvial del Holoceno (compuesto mayoritariamente por gravas y arenas), con 150 km<sup>2</sup> de superficie que se caracteriza por sus altas transmisividades – Cuaternario “resistente” (IGME-FAO, 1972)-. Se localiza en el área central a lo largo del eje del Río Genil. Sus bordes son cerrados de naturaleza impermeable, salvo los comprendidos entre los Baños de Sierra Elvira y Pinos Puente que son abiertos de tipo carbonatado, los constituidos por la Formación Alhambra, de carácter semipermeable en Jun y Huétor Vega y los que constituye la Formación Zubia, de carácter permeable entre Huétor Vega y Otura. En cuanto al substrato es de naturaleza, limo-arcillosa y de carácter impermeable. La geometría del acuífero se conoce con cierto detalle gracias a los datos aportados por numerosos sondeos mecánicos y sondeos eléctricos verticales. El espesor saturado se estima en torno a los 250 m en la franja central bajo el río y disminuye hasta 50 m hacia los bordes.

Incluye también la Formación Zubia en el extremo suroriental, y presenta espesores de hasta 160 m y un comportamiento como acuífero, aunque algo mermado por la presencia de niveles conglomeráticos cementados en algunos puntos.

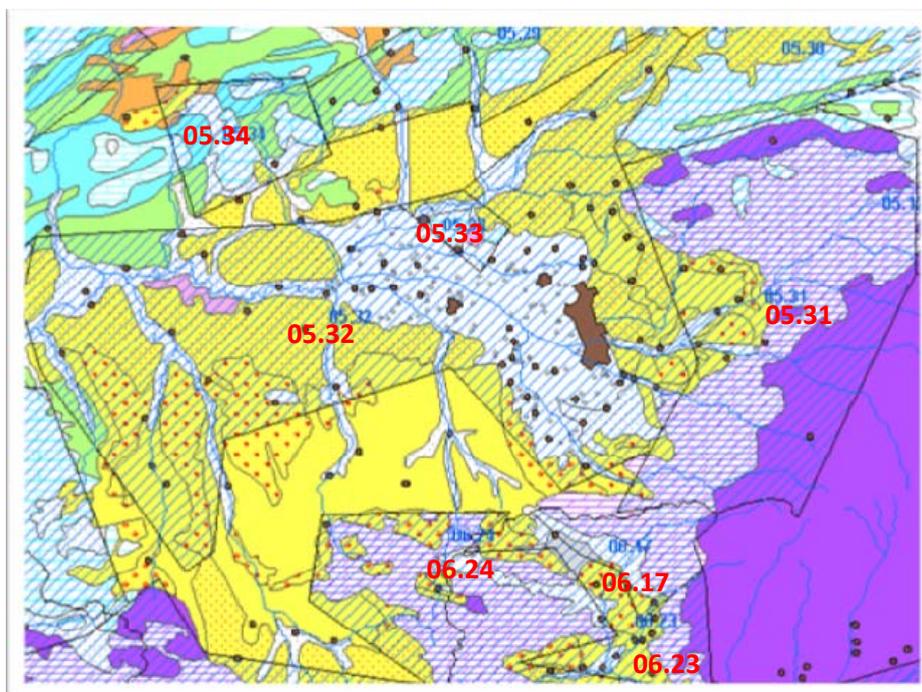


Fig. 26.- Mapa de Unidades Hidrogeológicas. Leyenda: 05.32.- Depresión de Granada; 05.33.- Sierra Elvira; 05.29.- Sierra de Colomera; 05.30.- Sierra Arana; 05.31.- Padul - La Peza; 06.17.- Sierra de Padul; 06.24.- Tejeda – Almirajara – Las Guajaras; 05.12.- Guadix - Marquesado

- Vega Alta (*nº9 en la Fig. 27*). Se localiza entre los núcleos urbanos de Pulianas, Albolote y Granada, constituido por tramos arcillosos, alternantes con otros de tipo grava-arenosa. A diferencia de la Vega Baja presenta menores transmisividades - Cuaternario "no resistente"- (IGME-FAO, 1972)-. Ocupa una superficie total de 50 km<sup>2</sup>. Se comporta como un acuífero-acuitardo. El confinamiento hidráulico de algunos niveles acuíferos puede dar lugar a captaciones surgentes. Presenta conexión hidráulica con el acuífero de la Vega Baja.

La subunidad detrítica miopliocena ocupa una superficie de unos 800 Km<sup>2</sup>. El predominio de materiales poco permeables y la desconexión de los afloramientos no permiten considerar el conjunto como un único acuífero en sentido estricto. Sin embargo, existen materiales que son destacables como acuífero local. Estos materiales son los siguientes (Fig. 27):

- Aluvial y terrazas del Río Genil en los sectores de Villanueva de Mesía, Huétor Tájar y Vega de Tocón, cuyo comportamiento está estrechamente ligado al funcionamiento de los cauces superficiales. En la Vega de Tocón y Vega de Huétor Tájar-Villanueva de Mesía el espesor conocido del aluvial es de 56 y 20-25 m, con superficies de afloramiento de 4 y 20 km<sup>2</sup> respectivamente, aunque éstos quedan fuera de La Vega de Granada.
- Materiales del Mioplioceno representados por conglomerados, areniscas, calcarenitas y calizas (*nº4, 5 y 6 en la Fig. 27*). Sólo los niveles de calcarenitas y evaporitas, pertenecientes al Tortoniense medio-superior y al Messiniense inferior, respectivamente, pueden ser considerados como acuíferos - acuitardos. El conjunto funciona como un acuicludo - acuitardo multicapa con una circulación restringida a los tramos más conglomeráticos. Su espesor es variable, pudiendo alcanzar 300 m No presenta un nivel piezométrico único y libre. Su funcionamiento se desconoce en detalle. Las calizas presentan afloramientos poco continuos y constituyen un nivel acuífero de relativa importancia en aquellos sectores en que se encuentra alimentado por goteo desde las formaciones del Plío-Cuaternario. Se caracteriza por poseer unas buenas condiciones acuíferas, aunque su potencial hidráulico no se ha determinado aún. El sector más favorable se encuentra comprendido entre Huétor Tájar-El Turro y el límite meridional de la unidad en este sector.
- Conglomerados, arenas y arcillas del Plio-Cuaternario (*nº7 en la Fig. 27*). En general se comportan como un acuitardo. El predominio de la fracción conglomerática puede caracterizar al acuífero como de media-baja permeabilidad, como es el caso de la Formación Alhambra. El nivel piezométrico de dicha formación no es único ni libre y responde a un dispositivo multicapa. En algunos sectores el confinamiento

hidráulico de los niveles transmisivos más profundos puede dar lugar a aguas surgentes, pero la presencia de niveles permeables, especialmente en los bordes de los relieves montañosos, le da un indudable interés hidrogeológico. El conjunto presenta comportamiento acuitardo multicapa con circulación condicionada a los tramos más permeables, aunque la intercalación con niveles de baja permeabilidad (arcillas) ocasiona frecuentemente confinamientos o semiconfinamientos.

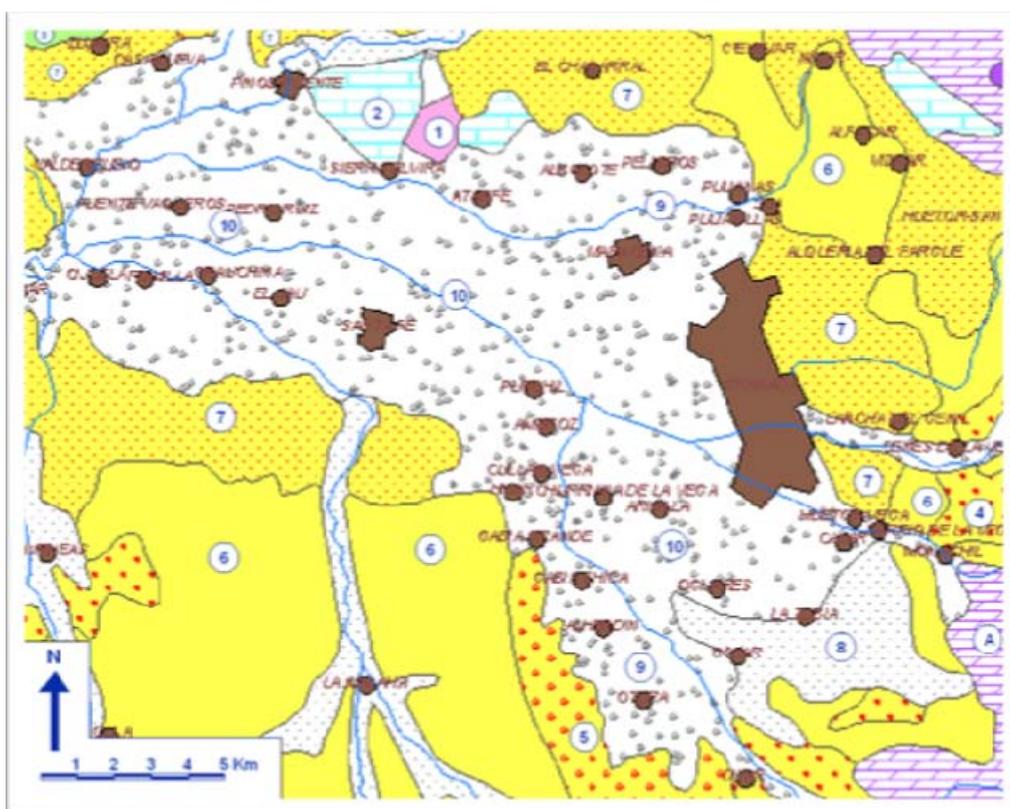


Fig. 27.- Mapa Hidrogeológico del acuífero de La Vega de Granada. (a partir de SIAS -IGME, 2002- y Castillo Martín, 1986), que muestra las distintas unidades litológicas. A continuación se indica la permeabilidad de las mismas (P).  
Legenda Fig. 27: 1.- Arcillas y margas con yesos del Triás. P=baja. 2.- Calizas y dolomías del Liás. P=alta. 3.- Margas y margocalizas del Cretácico. P= baja. 4.- Calcarenitas, limos y evaporitas del Tortonense medio – Messiniense inferior. P=baja. 5.- Conglomerados y arenas del Tortonense superior – Messiniense inferior. P=alta. 6.- Turbiditas, yesos, limos, lignitos y calizas del Messiniense. P=baja. 7.- Conglomerados, arenas y arcillas del Plioceno – Pleistoceno. P= media – alta. 8.- Conglomerados del Pleistoceno. P= media. 9.- Arcillas rojas, gravas y arenas. Paleosuelos del Pleistoceno-Holoceno (Vega alta). P= media-alta. 10.- Gravas, arenas y arcillas del Pleistoceno-Holoceno (Vega Baja). P= alta. A.- Dolomías, calizas, mármoles y calcoesquistos, Alpujárrides. P= alta

En cuanto a las características hidrogeológicas de los materiales Mesozoicos, las arcillas y margas se comportan como acucludos, debido a la fijación del agua por los filosilicatos de la arcilla, acción menos acusada en los materiales margosos Cretácicos. Por el contrario, las calizas y dolomías Liásicas se comportan como el típico acuífero con permeabilidad debida a los procesos de fracturación y posterior disolución.

### III.1.4.3. Geometría del acuífero y disposición del nivel piezométrico

El embalse subterráneo tiene una estructura alargada (Fig. 28) cuyo eje sigue el valle actual del Genil (deducido mediante las campañas de prospección geofísica eléctrica, que, al final de la década de los 60, realizó la FAO -IGME-FAO, 1972-). Debe corresponder pues a un antiguo valle del río. El fondo del embalse se sitúa a una cota (s.n.m.) inferior a 350 m la cual sube gradualmente hacia el borde hasta la cota 500 m.

Teniendo en cuenta esta estructura y la topografía se puede determinar perfectamente la potencia de los terrenos acuíferos. Se ve que a lo largo del eje del embalse la potencia se estima entre 200 y 300 m; el sector coincidente con la Formación más detrítica y permeable, Cuaternario “resistente” sobrepasa los 50 m.

Del mapa de la potencia de los terrenos acuíferos se calculó por planimetría el volumen total del embalse, estimándose en 17.325 Hm<sup>3</sup> (IGME-FAO, 1972 y Castillo Martín, 1986).

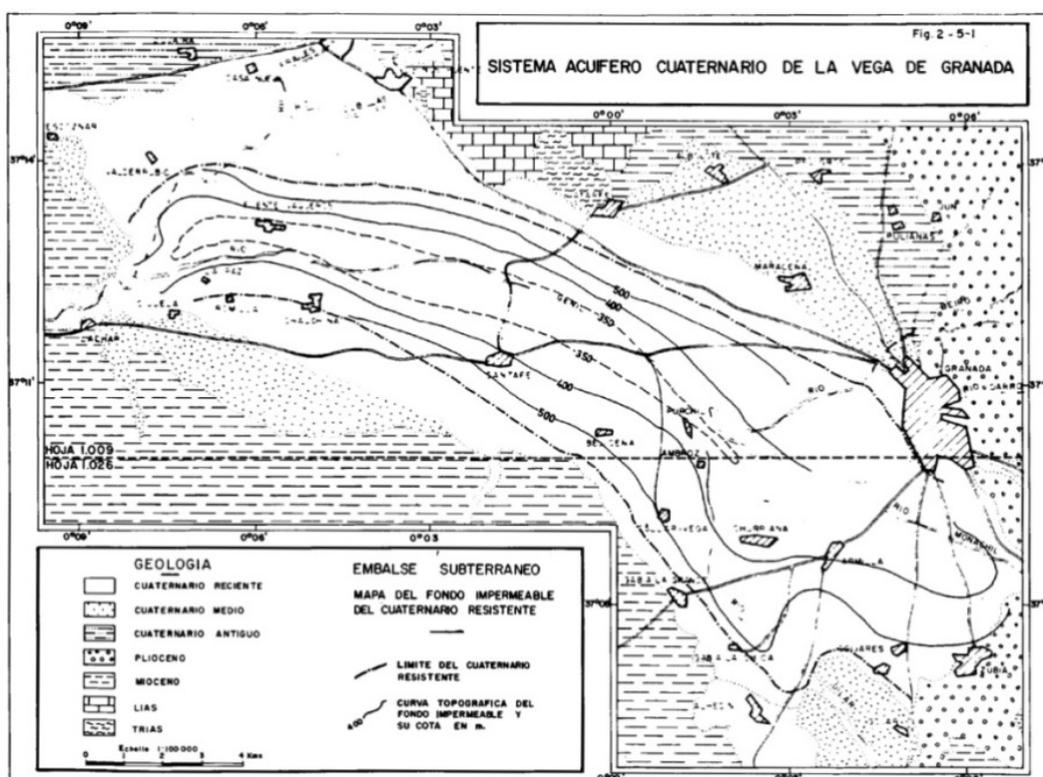
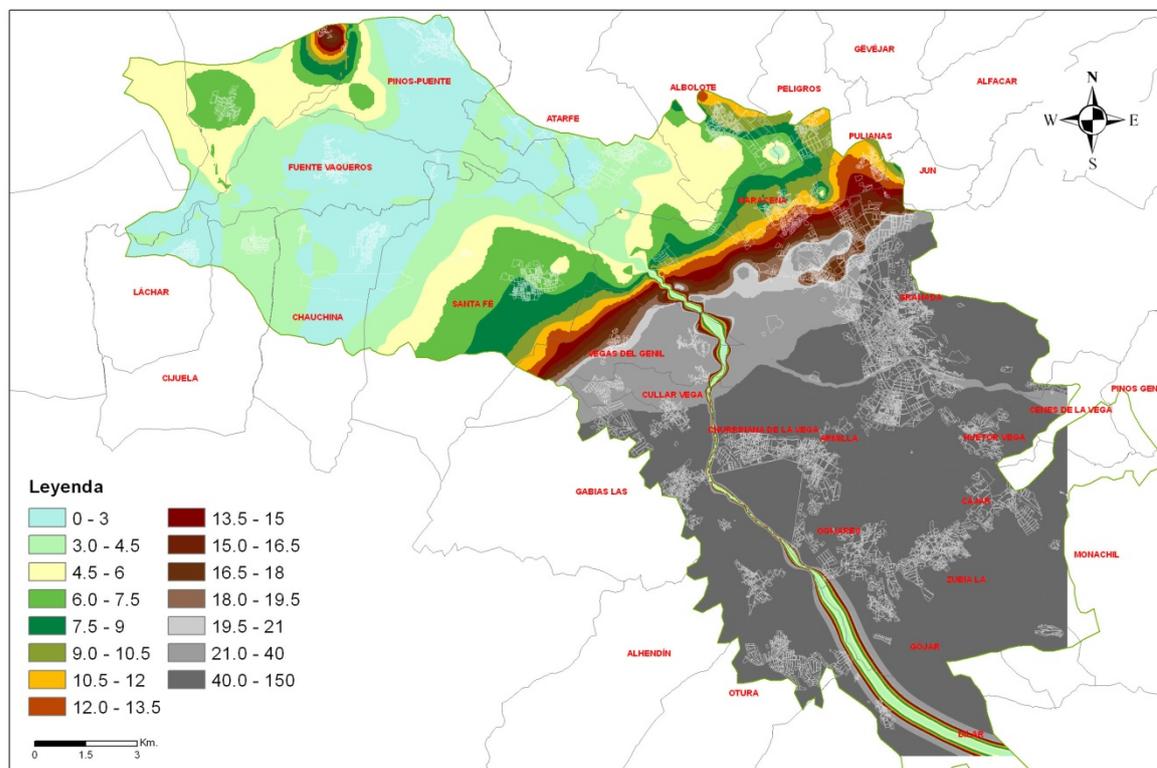


Fig. 28.- Mapa de cota s.n.m. de muro del Cuaternario reciente de la Vega de Granada (IGME-FAO, 1972)

Para modelar la distribución del nivel piezométrico, se ha utilizado la información del mapa de isopiezas del IGME (1969), el Atlas Hidrogeológico de la Provincia de Granada (1990) y la información que se dispone de sondeos y

penetraciones dinámicas de Estudios Geotécnicos particulares incluidos en la Base de Datos. Con esta información se ha confeccionado un mapa de profundidad de la superficie piezométrica, en condiciones de máxima capacidad del acuífero de La Vega de Granada cuyo resultado se muestra en la Fig. 29 y Fig 125.



**Fig. 29.- Mapa de profundidad de la superficie piezométrica en La Vega de Granada en condiciones de máxima capacidad**

Las oscilaciones piezométricas interanuales son mínimas, indicativas de un sistema acuífero de gran inercia (Atlas Hidrogeológico de la Provincia de Granada, 1990). A escala estacional si se observan subidas generalizadas de nivel de invierno – primavera, seguidas de bajadas, en algunos casos muy notables, en los meses de verano; ligadas todas ellas a la intensa extracción a que está localmente sometido el acuífero.

La alimentación del acuífero procede mayoritariamente de la infiltración de las aguas de escorrentía superficial de La Vega de Granada desde una cuenca vertiente de 2900 Km<sup>2</sup>. La infiltración se ve favorecida por la irrigación a través de una densa red de acequias, derivadas de los cursos fluviales. Se calcula que por este concepto el acuífero recibe anualmente un volumen de agua de unos 190 Hm<sup>3</sup>. Otras partidas minoritarias de alimentación son las procedentes de la infiltración de la lluvia útil sobre su superficie (30 Hm<sup>3</sup>) y de las aportaciones ocultas procedentes de acuíferos limítrofes (12 Hm<sup>3</sup>). La descarga de toda esta alimentación tiene lugar fundamentalmente a través de salidas por manantiales ("madres" de La Vega de Granada) y de emergencias

difusas a los ríos Genil y Cubillas, aguas abajo de las poblaciones de Fuente Vaqueros y Valderrubio, respectivamente, todo ello en el sector occidental del acuífero. Se calcula una descarga anual, por este concepto, próxima a los 190 Hm<sup>3</sup>. A grandes rasgos, el resto de la descarga correspondería a la explotación neta a que está sometido el acuífero. Las últimas evaluaciones del IGME cifran esta explotación neta (sin incluir retorno) en 32 Hm<sup>3</sup>/año.

Se han observado anomalías en cuanto a los niveles piezométricos medidos en sondeos, llevados a cabo para la realización de Informes Geotécnicos, y en los niveles que se marcan en el mapa de isopiezas del IGME (1969) y en el Atlas Hidrogeológico de la Provincia de Granada (1990). Dichas anomalías son achacables a:

- Niveles de agua colgados en lentejones preponderantemente granulares embebidos en masas arcillosas y/o limosas en el caso donde el nivel piezométrico se detecta en los sondeos muy por encima de los previstos (algunos sectores de Granada, Cájar, Las Gabias y Maracena donde puede aparecer agua entre los 8 - 12 m y 16 -18 m).
- Períodos de sequía, donde el Índice Estandarizado de Sequía Pluviométrica (IESP) presenta valores negativos (Fig. 30), el cual se basa en la acumulación de anomalías pluviométricas a lo largo de sucesivos meses; El IESP está especialmente indicado para el seguimiento de las aportaciones de agua a los acuíferos (Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía. Serie de IESP de 1950-2008). Se pueden destacar los comprendidos entre 1979 y mediados de 1995, mediados de 1998 y principios de 2000, principios de 2005 a 2008. Anomalías de este tipo, de nivel piezométrico por debajo de la cota previsible (incluso en ocasiones no detectado a la máxima profundidad reconocida en los ensayos de campo), las encontramos en el sector de Láchar (unos 7 m más profundo que el previsible), Santa Fé (4 m), Chauchina (4 m) y Pinos Puente (entre 6-10 m por bajo del previsible).

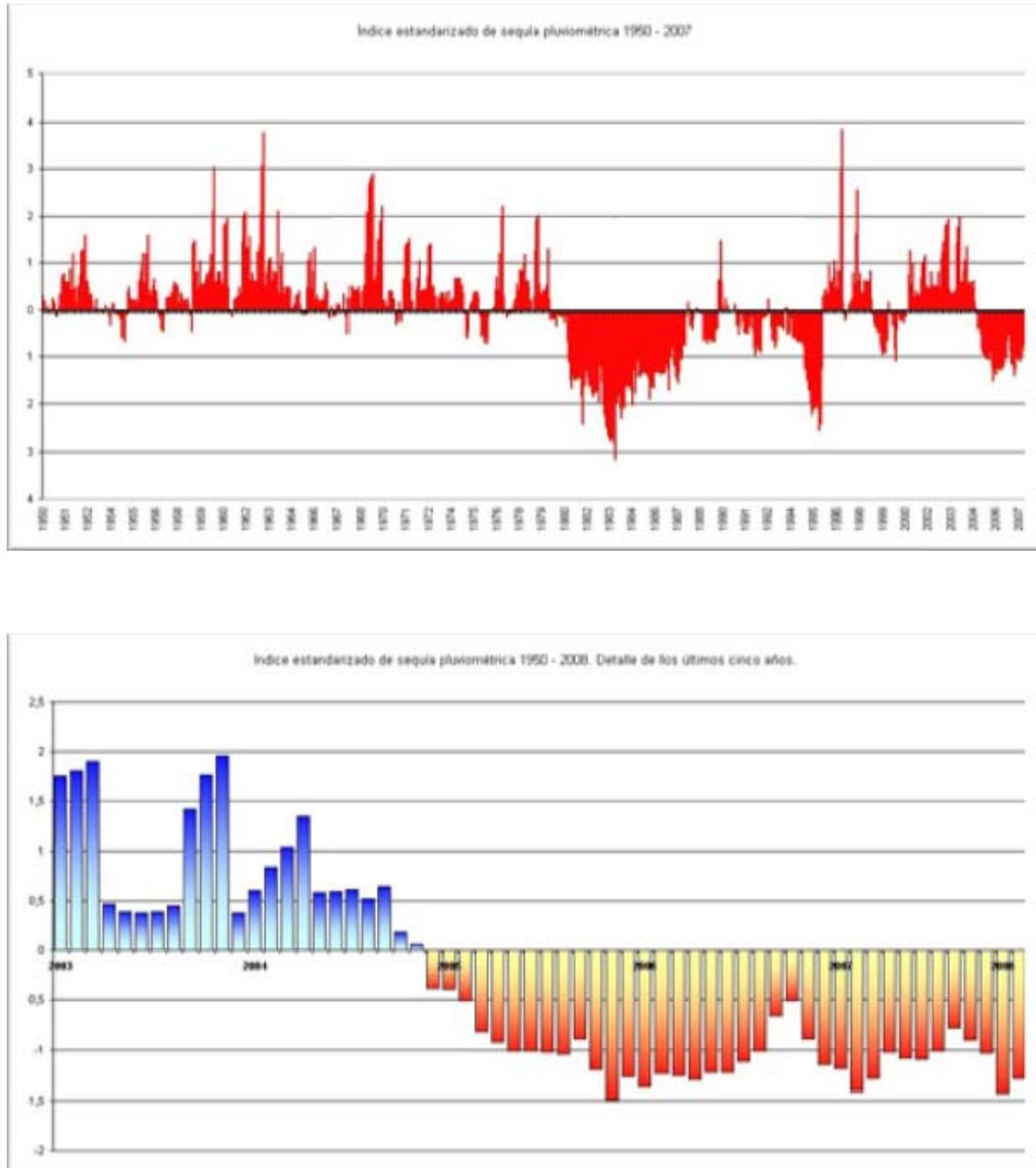


Fig. 30.- Índice Estandarizado de Sequía Pluviométrica desde 1950 – 2008 con detalle de los cinco últimos años (JUNTA DE ANDALUCÍA. CONSEJERÍA DE MEDIO AMBIENTE, 1995-2009).

## III.2. La sismicidad de la región granadina

### III.2.1. Introducción

La península Ibérica presenta una sismicidad moderada (más de 26.000 sismos en el periodo 2000-2008, de los cuales unos 900 fueron “sentidos” – Fuente: IGN-), habiendo algunas zonas de mayor actividad entre las que destacan el sureste español, tal como se puede observar en la Fig. 31, donde son previsibles los mayores terremotos. En este contexto, la provincia de Granada presenta una sismicidad relativamente elevada.

Las zonas con más probabilidad de padecer sismos son el Sur y Sureste, así como el Pirineo.

- Zona Pirenaica.- Corresponde a una de las áreas sísmicas más activas de la Península. Los sismos se concentran principalmente en dos regiones: una al W y otra al E. En los Pirineos occidentales, el último terremoto destructor registrado durante el siglo pasado ocurrió el 13 de Agosto de 1967 en la localidad de Arette (Francia), que alcanzó una intensidad de VIII y una magnitud de 5,5. En la zona sísmica de los Pirineos orientales destaca la región de Olot, en donde se registraron importantes sismos en 1427 y 1428, con intensidades mayores de X, que produjeron la destrucción de amplias zonas, desde Puigcerdá hasta Girona. En total, en la cadena Pirenaica, se han producido desde el siglo XV, 17 terremotos de intensidad igual o mayor de VIII y cuatro iguales o mayores a IX.
- Bética-Alborán.- El Sistema Bético constituye una de las áreas de mayor sismicidad de la Península, algunos de los terremotos históricos más importantes se han localizado en esta área. Como los de Vera (1518), Almería (1522), Torrevieja (1829) y Arenas del Rey (1884). Todos ellos con intensidad igual o superior a IX. Aunque la mayoría de los terremotos son superficiales, en la zona Sur y mar de Alborán existen eventos sísmicos hasta una profundidad de 150 Km (Vidal, 1986; Morales et al., 1990) y una sismicidad anómala muy profunda (600-630 Km) con terremotos como por ejemplo el de 1954 ( $M_w=7,9$ ), 1973 ( $M_w=4,0$ ) y 2010 ( $M_w=6,3$ ).
- Depresión del Guadalquivir.- Corresponde a un área de sismicidad moderada, aunque se han producido algunos terremotos fuertes como

el de Carmona (Sevilla) en 1504, uno de los mayores terremotos de todos los ocurridos en la Península.

- Zona SW de la Península.- La sismicidad de esta área está distribuida en forma desigual. En la zona de Algarve, cuenca del bajo Tajo y Sado y Orla occidental, se han registrado varios terremotos de importancia con intensidades superiores a IX (Vilafranca, 1531; Tavira, 1722; Setúbal, 1858; y Benavente, 1909. Las demás zonas son bastante asísmicas, aunque se han registrado algunos terremotos de escasa importancia.
- Sistema Central y zona asturleonesa.- Toda la zona es de muy baja sismicidad, aunque se han registrado algunos sismos de mediana intensidad (VII M.S.K).
- Cadena costero catalana y Depresión del Ebro.- Se ha delimitado una banda de máxima actividad sísmica de unos 20 km de anchura, que se alinea con la dirección de la cordillera Costero-Catalana, desde Gerona hasta Tarragona. En general, es una zona de baja actividad sísmica.
- Cuenca del Duero, fosa del Tajo y campo de Montiel.- Son las áreas sísmicamente menos peligrosas de la península Ibérica, y se han registrado algunos terremotos de escasa importancia en la zona de contacto con el Macizo Ibérico. Las máximas intensidades observadas han sido entre IV y V (MSK), coincidiendo con las isosistas del terremoto de Lisboa (1755).

Los terremotos con epicentro marino son los movimientos más fuertes que afectan a la Península Ibérica. Se pueden diferenciar tres zonas:

- La primera zona comprende desde la dorsal Atlántica, hasta las proximidades de las islas Azores. Se producen frecuentes terremotos superficiales de pequeña magnitud que, generalmente, no afectan a la Península.
- La zona comprendida entre las islas Azores hasta los 12° de latitud. En esta zona, se generan terremotos de elevadas magnitudes que afectan a la Península, como el famoso terremoto de 1755 ( $M_w=8,5$ ).
- Zona del golfo de Cádiz. La distribución de los epicentros de los terremotos es irregular, y son de menor magnitud que en la zona

anterior, aunque relevantes (terremoto de 1969,  $M_w=7,8$ ). En general, la sismicidad de la región del Estrecho de Gibraltar es bastante baja.

- Mar Alborán Noroccidental. Terremotos intermedios, presenta una zona de actividad alta en Alhucemas (1994 y 2004) y SE español (Adra, 1522 y 1804).

El SE de la Península, por su situación geográfica, puede verse también afectada por terremotos lejanos de magnitud elevada que tengan lugar en las regiones de las Azores, en el Atlántico, y en el N de Marruecos y de Argelia. De hecho, los dos terremotos de mayor intensidad epicentral que han afectado a España en el siglo XX se han localizado en estas zonas, uno en Portugal (Benavente, 1909) y otro en Marruecos (Romara, 1919). Ambos, con intensidad máxima de IX, se sintieron en la zona occidental y sur de la península con intensidades de VI y VII (Diputación de Granada-IGME, 2007).

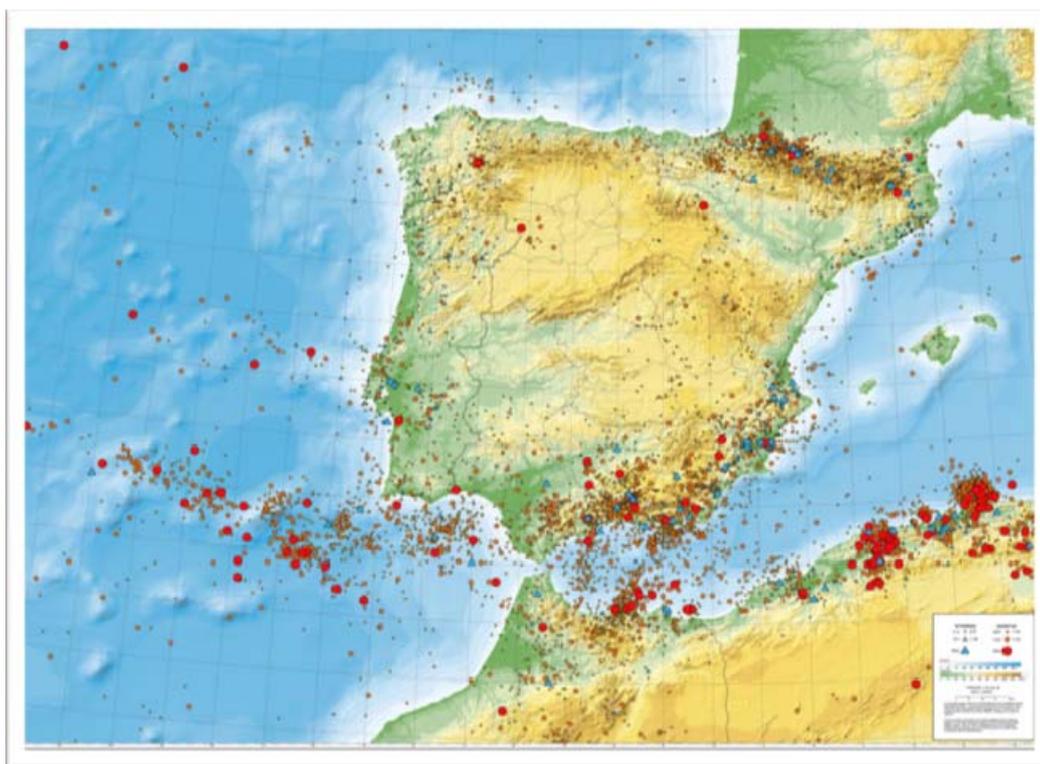


Fig. 31.- Sismicidad del área Ibero-Mogrebí (INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL - MINISTERIO DE FOMENTO, 2009)

En 1755 toda la zona suroccidental se vio afectada por el gran terremoto de Lisboa, uno de los de mayor magnitud (estimada en 8,5 –Fuente: IGN-) que ha tenido lugar en el mundo en época histórica, con epicentro en el Atlántico, al suroeste de Portugal (produjo un tsunami de casi 15 m de altura, los víctimas mortales se estimaron en unas 15.000; en España, se produjeron cuantiosos daños; en Sevilla, se

destruyó el 6,5 % de las viviendas y dañó el 89%. La Giralda se vio muy afectada, y se produjeron 9 víctimas mortales; en Madrid, se alcanzó una intensidad de V y, aparte de algunos daños, cayó una cruz del Colegio Imperial y otra de la fachada del Buen Suceso, ocasionando la muerte de dos niños. – Fuente: IGN-). El último gran terremoto destructivo (más de 800 muertos, 4.400 edificios destruidos y 13.000 dañados – Fuente: IGN-) que ha afectado a la provincia de Granada fue el llamado terremoto de Andalucía o de Arenas del Rey, en diciembre de 1884 con una intensidad igual o mayor que IX y una magnitud estimada de 6,5.

### III.2.2. Sismicidad histórica

Son numerosos los autores que han realizado catálogos sísmicos mundiales en los que mencionan terremotos acaecidos en España. Muñoz y Udias (1982) hicieron una recopilación de estos catálogos describiendo la aportación de cada uno de los autores.

Tabla 12.- Catálogos antiguos de terremotos (Muñoz y Udias, 1982)

AUTOR, AÑO	PERIODO DEL CATALOGO	NUMERO DE TERREMOTOS DESCRITOS PARA ESPAÑA
(ZAHN, 1696)	1-1694	4 (con especial mención al de Málaga de 1680 )
(NIPHO, 1755)	528-1504	10
(ROCHE, 1756)	580-1680	11
(CEVALLOS, 1756)	1356-1680	6
(MOREIRA DE MENDONÇA, 1758)	1815 a.C.-1755 d.C.	24

A comienzos del s.XIX, J. Ponce de León (1806) hizo una descripción de los terremotos de Granada de 1801, 1804 y 1806.

El primer catálogo de terremotos, considerado como moderno, de la Península Ibérica es el de Alexis Perrey (1847) que abarca un periodo de tiempo entre los siglos XI y XIX; en dicho trabajo se basan otros inventarios como los de Mallet R. y Mallet J. W. (1858), Casiano del Prado (1863) – limitado a la región de Almería-, Taramelli y Mercalli (1886) – para toda el área de Andalucía, con eventos sísmicos desde el año 1000-1883, donde se incluye también el terremoto de 25 de Diciembre de 1884 con epicentro en Arenas del Rey (Granada).

Existen diversos catálogos sísmicos regionales como los de Mengel (1908, 1909, 1929)-periodo 1224-1919-, Faura y Sans (1913) – periodo 1224-1873-, ambos para la región de Cataluña.

Sánchez Navarro-Newman (1917,1920) publicó lo que puede considerarse el primer un catálogo sísmico general para España. En el primer trabajo se incluía 130 terremotos para el periodo 500 a.C.-1915 y en el segundo 267 terremotos hasta 1917.

Sieberg (1932) publica un manual de geofísica, sobre terremotos y geografía, en el que incluye un capítulo dedicado a 41 sismos en la Península Ibérica en el periodo 500 a.C.-1923.

Galbis (1932, 1940) publica dos volúmenes con un total de 4339 eventos sísmicos, para el periodo de 1030 a.C.-1933; este catálogo servirá de referencia para los posteriores.

En el año 1971, Fontseré e Iglesias realizan un catálogo sísmico del NE de la Península Ibérica e Islas Baleares para un periodo restringido, desde el 1100-1906.

Munuera (1962, 1966) presenta un catálogo en forma de tabla con un total de 3933 terremotos para el periodo comprendido entre el 349 a.C. y 1972.

Mezcua y Martínez Solares (1983), a través del Instituto Geográfico Nacional (IGN), realizan un catálogo de la Sismicidad del área Ibero-Mogrebí en el que presentan una extensa relación de eventos sísmicos, extraída de Galbis (1932, 1940) y Fontseré (1971) – para el periodo previo a la instalación de estaciones, realizada entre finales del siglo XIX y principios del XX- y de Bonelli (1960), Rey Pastor (1946), Munuera (1962), Due Rojo (1960) –para la época instrumental, aunque hasta 1933 la información básica sigue siendo la de Galbis-. Para la Península Ibérica se incluyen unos 6500 sismos acaecidos en el periodo 880 a.C.-1980. En el caso del área Mogrebí el periodo es algo más extenso, 500 a.C.-1980, con unos 3800 registros. Además se incluye un catálogo para las Islas Azores y otro para las Islas Canarias.

Vidal (1986) hizo una profunda revisión de la sismicidad histórica de las Béticas que actualizó en 1993 y 2007.

El IGN publica en 1995 un catálogo sísmico, realizado por Martínez Solares, para el Reino de Granada (compuesto en gran parte por las provincias actuales de Granada, Málaga y Almería). Se refiere al periodo entre 1487 y 1531. La información proviene de la investigación desarrollada por Olivera Serrano en los distintos archivos españoles, principalmente en el de Simancas, tomando de base el catálogo de Mezcua y Martínez Solares (1983).

Los estudios de sismicidad histórica confirman la ocurrencia de terremotos destructores a lo largo de la historia en el S y SE de España. Crónicas históricas relatan

cómo poblaciones enteras de la región andaluza se han visto devastadas por violentas sacudidas (terremotos de Atarfe, 1431; Almería, 1522; Málaga, 1680; Alhama, 1884...). A continuación se detallan los terremotos históricos más significativos que tuvieron lugar desde el S.XV, época a partir de la cual los autores establecen datos más precisos y exhaustivos, destacando los que han afectado al territorio granadino.

### ***Terremotos de los siglos XV al XVIII***

**1431.** Dos grandes terremotos afectaron al Sur de España. El primero se fecha el 24 de Abril de ese año.

*“padeció mucho Castilla, Granada y Aragón, costas de Levante y hasta algunas provincias del sureste de Francia, y quedaron en ruinas muchas casas y suntuosos edificios y murieron muchas personas”, (Galbis, 1932).*

El segundo, a finales del mes de Junio o principios de Julio, momento en que las tropas cristianas asediaban Granada; Juan II de Castilla que sitiaba la ciudad de la Alhambra, a pesar de su posición favorable, el miedo que desencadenó el temblor de tierra hizo que los cristianos levantaran el campamento para regresar a sus lugares de origen. Granada pudo convertirse en una ciudad cristiana mucho antes de 1492, pero los "designios divinos", tal como se calificaba a los terremotos en aquella época, no hicieron realidad esta aspiración. Poirier y Taher (1980) hablan de daños graves en las murallas y en otras partes de la ciudad, lo que implicó una intensidad muy alta.

El epicentro lo sitúan en la localidad de Atarfe (Granada), estableciendo una intensidad de VIII-IX para el primero de ellos; siendo el segundo evento mayor estimándose un intensidad de IX-X (Instituto Andaluz de Geofísica , 2003).

**1504.** En Carmona (Sevilla) y alrededores tuvo lugar un terremoto de intensidad IX que achacan a un reajuste de la falla del Guadalquivir (Galbis, 1932 a partir de Navarro Neuman, 1917 y 1920). Una revisión de este terremoto ha evaluado su  $I_{max}$  en VIII-XIX (Espinar et al., 2006)

**1518.** En el catálogo de Galbis (1932) se describen una serie de terremotos que van desde el 10 de Junio al 9 de Noviembre. Afectaron a la zona del Levante almeriense, siendo el del día 9 de Noviembre, con epicentro en Vera (Almería), el que alcanzó mayor intensidad (IX), arrasando completamente esta localidad (Espinar, 1994).

**1522.** Almería capital sufrió una violenta sacudida que causó graves daños en una extensa área, desde Ugíjar (Granada) a Vera (Almería) y desde el mar de Alborán hasta Guadix y Baza. El terremoto fue tan devastador, que la ciudad de Almería quedó

convertida en ruinas, alcanzando una intensidad IX-X o incluso de X, ya que afectó gravemente a la fortaleza y a las murallas de la ciudad (ESPINAR MORENO, 1994).

**1526.** En el catálogo sísmico de Mezcuca y Martínez Solares (1983) y en el del Reino de Granada (1995) figura un terremoto que tuvo lugar el 4 de Julio con intensidad VII-VIII y situado en la ciudad de Granada.

*“A 4 de Julio, a las once de la noche y cuatro de la mañana tembló en Granada la tierra, más el emperador que estaba en la Alhambra, ni se alborotó ni se levantó, si bien los de su casa se espantaron”*, (Prudencio de Sandoval, 1634 recogido en Espinar et al, 1994).

En relación a los daños ocasionados en Granada, Velázquez de Echavarría (1768) [citado por Galbis (1932)] dice que el sismo hizo caer muchas torres de la ciudad, entre ellas la Turpina, de la que se desprendió una campana que servía de campanario a la Catedral. El terremoto fue más dañino en la parte baja de la ciudad, donde estaba la Reina (Vidal, 1986), indicando posiblemente un efecto amplificador del suelo (MARTÍNEZ - ZALDÍVAR MORENO, 2006).

**1531.** El 30 de Septiembre ocurrió en Baza un terremoto de intensidad IX. A pesar de la elevada intensidad, sólo se tiene información de daños ocasionados en dos localidades, Baza y Benamaurel, que quedaron ambas prácticamente destruidas. Causó más de 1000 muertos, 966 casas destruidas en baza y 244 de un total de 250 en Benamaurel (Magaña Bisbal, 1978 citado en Sismicidad Histórica del Reino de Granada).

La tasación de los daños se hizo por orden de Carlos I, resultando esto ser de unos 10 millones 45.950 maravedíes, haciendo el rey la gracia de las alcabalas de la ciudad y su partido por 10 años (Martínez - Zaldívar Moreno, 2006). Su intensidad no debió superar el grado de VII.

Este terremoto no está recogido en los catálogos de Neumann (1920) y de Galbis (1932 y 1940), quizás eclipsado por un gran sismo que ocurrió en Lisboa *“...en la que se hundieron 1500 casas, con muerte de gran parte de sus habitantes, quedando casi todas las demás inhabitables”* Galbis (1932), preludio del que estaba por llegar en 1755.

Durante el siglo XVII, se describen muchos terremotos en los catálogos sísmicos, para las zonas de los Pirineos, Palma de Mallorca, Menorca, Murcia, Oporto (Portugal), Alicante,... en cuanto a Granada, no se relata ningún evento; pero si en zonas próximas como Sevilla (1608 y 1624), Almería (1658), Jaén (1668) y Málaga

(1680), siendo el terremoto más importante el de Málaga de 1680 que se sintió en toda España, y causó destrozos muy graves en pueblos de la provincia y en la propia ciudad de Málaga, donde se contabilizaron al menos 70 muertos y unos 250 heridos (Galbis, 1932). Según se describe en el catálogo de Galbis (1932), generó un pequeño tsunami “...el mar al principio del terremoto permaneció en calma, pero luego se agitó sobremanera, levantando un gran oleaje, y se vieron salir violentamente a los peces”.

**1755.** En el siglo XVIII el sismo que destaca entre todos fue el del 1 de Noviembre de 1755, llamado Terremoto de Lisboa, uno de los mayores registraos en la Península Ibérica. Se sintió en toda Europa y una parte de África. Causó daños graves en el sur y centro de Portugal, sobre todo en Lisboa, y en España en la zona del Golfo de Cádiz y en el valle del Guadalquivir hasta Sevilla. Fue un movimiento sísmico de gran duración (varios minutos) debido a su gran magnitud ( $M_w \geq 8.5$ ). El evento causó la activación de un gran deslizamiento en el pueblo de Güevéjar que fue destruido por primera vez, ya que en 1884, coincidiendo con el terremoto de Arenas del Rey, volvió a reactivarse el deslizamiento ocasionando la segunda catástrofe de esta localidad. El efecto más devastador de este terremoto fue un gran tsunami que afectó a las costas portuguesas, marroquíes y del Golfo de Cádiz. Se estimaron los daños, solo en España, en 70.250.070 reales de vellón (Martínez Solares, 2001), unos 105.375 €.

En Granada no fueron muy graves los efectos; “se resintió tanto la Iglesia Colegial del Salvador, que la abandonaron los canónigos (Galbis, 1932)”. En Güevéjar se abrió una tremenda grieta que se ensanchó sepultando en ella varias casas. En Alhama hizo algunos destrozos, aumentando el caudal de sus aguas, que era muy escaso.

### **Terremotos de la región granadina en el s.XIX.**

En este siglo los sismos están mejor documentados que en épocas anteriores. Ocurrieron tres terremotos importantes, 1804, 1806 y 1884, los dos últimos con epicentro en la Depresión de Granada.

#### **1804.**

- 13 de Enero. Poco después de las 17h. hubo un fuerte temblor de tierra, de 2 segundos de duración, que se sintió desde el Sur de Andalucía hasta Madrid y Aranjuez, e incluso en la zona de Melilla donde causó destrozos en varias casas y en la torre vigía. En Motril se repitió a las 17h y 53 m, asolando la ciudad y ocasionando incluso 2 muertos; la intensidad se fijó en  $I_{max} = VIII$  (GALBIS RODRÍGEZ, 1932 y 1940). En Granada, según consta en los archivos de la Catedral, hubo muchos daños en arcos, columnas y cornisas, que se mandaron reparar. En la Iglesia de las Angustias se calló la

cruz que remataba la cúpula. El Ayuntamiento acordó dar gracias por no haberse verificado en Granada desgracias ni ruinas algunas. De ahí que no se superase el grado VI (MSK) en Granada. Los terremotos se siguieron sintiendo en la costa en los meses de Enero, Febrero y Marzo (Vidal, 1986). Posadas et al (2006) han evaluado su magnitud en 6.3.

- 22 a 28 de Agosto. Tuvieron lugar varios eventos sísmicos. El más importante tuvo lugar el 25 de Agosto a las 8h y 30m; se sintió desde Almería a Motril. En Albuñol (Granada) se registraron numerosos daños en las torres de la Iglesia y todos los edificios sufrieron gran deterioro, quedando muchos en ruinas (GALBIS RODRÍGEZ, 1932 y 1940). El pueblo de mayores destrozos fue Dalías (I=IX), donde todos los edificios quedaron en ruinas, habiendo discrepancias en el número de víctimas mortales que oscila según los autores entre 150 – 200 (CAPOTE DEL VILLAR, R. 1997).

#### **1806.**

D. José Ponce de León, en su memoria de terremotos de 1806, dice que en ese año fueron muy frecuentes los terremotos en la Vega de Granada. El más notable fue el ocurrido el 27 de Octubre, con epicentro entre Pinos Puente y Santa Fé, donde alcanzó localmente, debido a la influencia del terreno, el grado IX, afectando también a Ansola, Valderrubio y el Soto (Martínez - Zaldívar Moreno, 2006). Las víctimas anotadas en los libros de defunción investigados son 11 muertos (6 de ellos niños) y 27 personas gravemente heridas (Martínez - Zaldívar Moreno, 2006). La población sintió más de 500 réplicas (Vidal, 1986). En Granada (I=VII), no hubo destrozos graves, ni víctimas mortales. Nicolás Garrido (1807) redactó un completo informe con los efectos de dicho terremoto indicando todo un conjunto de medidas de construcción sismorresistente según las experiencias de los daños que él había observado durante la serie sísmica.

#### **1884.**

La noche del 25 de diciembre de 1884, a las 21 h 08 m, mientras miles de familias se reunían para celebrar la Navidad, fue interrumpida por un fuerte temblor, que ha pasado a la historia como el terremoto de Andalucía. El epicentro, según los datos macrosísmicos, lo sitúan entre Ventas de Zafarraya, Alhama de Granada y Játar; es uno de los terremotos más importantes de la Península Ibérica, que llegó a destruir numerosos pueblos de Granada y Málaga, afectando un área aproximada de unos 5000 Km<sup>2</sup>.



Fig. 32.- Mapa de Isosistas del terremoto de 1884 (Instituto Andaluz de Geofísica , 2003)

Produjo más de 800 muertos y alrededor de 1600 heridos. Destruyó unas 4400 casas y dañó otras 13000, además de producir efectos en el terreno como desprendimientos, deslizamientos, licuefacción, alteración del régimen de las aguas (IGN, 1981). Se estima que alcanzó una magnitud de 6,6 a 7 (Vidal 1986). La máxima acción se sitúa en una faja longitudinal que se extendía E-W, desde la Serranía de Ronda a Sierra Nevada, con una anchura aproximada de unos 50 a 60 Km (Galbis, 1932 y 1940). Este es un ejemplo claro de sismo producido por la actuación de una falla de dirección E-W siguiendo la dirección del pasillo entre Zafarraya y Játar, tal como se pone de manifiesto en el apartado siguiente.

En cuanto a la intensidad, alcanzó en algunos puntos I=X, en muchos I=IX, en Málaga y otros I=VIII, en Granada I=VII, en Cádiz, Sevilla, Córdoba y otros I=VI (Galbis, 1932 y 1940).

El Instituto Geográfico Nacional (1981), en su publicación “El Terremoto de Andalucía del 25 de Diciembre de 1884” recoge una tabla con cifras de muertos, heridos, censo de edificios y edificios destruidos y/o dañados; los datos provienen del diario “El defensor de Granada”, Domingo de Orueta y las Comisiones francesa y española. A continuación se exponen algunas cifras significativas de las localidades más afectadas (Vidal, 1986):

- La población que más sufrió los efectos del terremoto fue Arenas del Rey (grado X), donde hubo 135 muertos (10%), 253 heridos, pudiéndose establecer casi un 100 % de las edificaciones destruidas.

- En Alhama (I=IX) se contabilizó el mayor número de víctimas (463 muertos, 473 heridos) y más del 70% de las casas sufrieron daños muy graves (según el diario "El Defensor de Granada")

- En Ventas (I=IX-X) el 78% de las edificaciones fueron destruidas; 74 víctimas mortales y 14 heridos.

- En Albuñuelas (I=IX), además de los efectos propios del sismo sobre las construcciones, los destrozos se incrementaron debido a movimientos de ladera inducidos por el sismo, debido a la topografía y constitución del suelo. Más del 90 % de los edificios sufrieron daños muy graves.

En Murchas (I=IX) se hundieron el 90% de las casas del núcleo de la población y el 50% de las del término municipal. El resto quedaron con daños muy graves. Hubo 9 muertos y 13 heridos.

Tanto en Murchas como en Albuñuelas se constató una amplificación de los destrozos debido a las condiciones del terreno, hecho que se ha observado "in situ" en el terremoto del 24 de Junio de 1984 (Vidal 1986).

En Jayena (I=IX) hubo grandes daños materiales, 10 muertos y 16 heridos y en Játar (I=VIII-IX) 2 muertos y 16 heridos, 37 casas destruidas y 220 dañadas.

### **Terremotos de la región granadina en el siglo XX.**

Los datos que se disponen de estos eventos son más abundantes y rigurosos por lo que su análisis macrosísmico es más detallado.

#### **1910.**

El 16 de Abril (Sánchez Navarro-Neumann, 1920), o el 16 de Junio (Vidal, 1986), se produjo a las 4h 16m 27s un sismo de magnitud 6.3, que afectó sobre todo a la zona de Adra (grado VII-VIII), abarcando una gran área macrosísmica desde Madrid hasta Ceuta. El terremoto principal derribó algunos tabiques y muros, hundió algún techo y produjo averías importantes en otros edificios como el Ayuntamiento. Tuvo numerosas réplicas sentidas en el mismo día (37) y unas 68 en el resto del mes. En el Observatorio de Cartuja se describe como se sintió este sismo y sus réplicas, se le asigna grado V-VI y

en la ciudad de Granada el grado VI puesto que se cayeron objetos de las casas, una chimenea, tocaron las campanas de la Catedral, etc.

### **1911.**

En este año se produjo una serie sísmica con una etapa de máxima actividad entre los días 31 de Mayo y 10 de Junio, con 22 sacudidas sentidas en Santa Fé. El 31 de Mayo, a las 15 h. 15 m se produjo en el mayor terremoto En la Vega de Granada se produjo este año una serie sísmica. El 31 de Mayo de 1911 a las 15 h 30 m, se produjo un terremoto destructor, con  $M=4,9$ , que ocasionó destrozos en Santa Fé (grado VII-VIII), en Atarfe, Pinos Puente y Láchar (grado VII) y en Huetor Tájar y en Granada (grado VI). En este terremoto, Sánchez Navarro-Neumann (1911) observan licuefacción.

### **1956.**

El 19 de Abril a las 18h 38m 53s, se produjo un terremoto devastador en las inmediaciones de Albolote y Atarfe, que sembró el pánico en la zona de la provincia de Granada comprendida entre Sierra Elvira y la capital. Es uno de los terremotos más destacables del siglo XX en la Península Ibérica y el evento destructor más cercano en el espacio y en el tiempo a la ciudad de Granada. Alcanzó una intensidad máxima de VII- VIII (MSK) y una magnitud de 5.2. El epicentro se sitúa en las coordenadas 37.26 N, 3.73 W y a una profundidad de  $6 \pm 3$  Km

Las pérdidas humanas sumaron 7 muertos directos y 5 debidos a un deslizamiento de tierras junto al río Beiro en Granada por el derrumbamiento de una cueva, situada junto al camino de la Casería de Montijo. Como consecuencia del terremoto y los efectos de la lluvia se hizo una gran grieta en la ladera que produjo el deslizamiento de  $5000 \text{ m}^3$  de tierra. Además se habla de unos 40 heridos, varios centenares de viviendas destruidas, otras muchas inhabitables, graves averías y daños materiales por importe de 20 millones de pesetas de la época (Instituto Andaluz de Geofísica, 2003).

Los daños se vieron aumentados por las numerosas réplicas que siguieron durante varias semanas.

Bonelli y Estaban (1958) publican en los talleres del Instituto Geográfico y Catastral, datos particulares de los daños producidos por este terremoto; a continuación se detallan algunos de estos estudios llevados a cabo en Albolote, Atarfe, Maracena, Santa Fé y Granada:

- Atarfe.- Población de 8.000 habitantes y 1500 casas. Objetos sueltos caídos igual que algunos muebles. Los edificios buenos sufrieron daños y de todos ellos quedaron 600 con grietas reparables, 600 con daños considerables, 200 ruinosos y 10 destruidos. Algunas fachadas derrumbadas al oeste, muros arruinados junto a la estación de ferrocarril. Se citan fenómenos luminosos en el lugar del epicentro.
- Albolote.- Población de 5.000 habitantes y entre 850 y 900 casas. Los objetos cayeron al suelo a distancias de un metro de su posición inicial. Los edificios mejor preparados presentaron grietas en algunos casos considerables. Los de inferior calidad quedaron inservibles y otros hundidos. Las casas quedaron 350 con grietas reparables, 300 con daños considerables e inhabitables, 50 ruinosos y 7 destruidas. La fachada del Ayuntamiento sufrió la pérdida de un remate con el escudo del pueblo. La Iglesia perdió parte del alero y la torre presentaba grietas notables. Muchas viviendas perdieron los tejados.

Se sabe que hubo más de 5 muertos en Albolote y Atarfe y más de 60 heridos además de grandes pérdidas económicas por daños materiales, aunque las noticias son a veces contradictorias puesto que periodistas y especialistas no se ponen de acuerdo totalmente (Instituto Andaluz de Geofísica , 2003).

- Maracena.- Población de 4.000 habitantes y 900 viviendas. Cayeron objetos sueltos y muchos edificios quedaron afectados, uno de tapial quedó destruido. En resumen 700 casas con daños leves, 150 con daños considerables y 10 ruinosos. Algunos edificios tenían derrumbadas la parte superior.
  - Santa Fe.- Población de 11.000 habitantes y 2.000 casas. Cayeron todos los objetos sueltos y muchos trozos de chimeneas. En general el 50% de los edificios presentaban grietas y daños leves. En la relación de daños del Ayuntamiento se decía que 70 viviendas tenían daños considerables y 15 estaban en estado ruinoso. la iglesia con daños considerables, el pórtico cuarteado igual que una parte importante de la nave central.
- a. Granada.- El fuerte terremoto dejó una impresión inolvidable a los que lo sintieron, su intensidad se puso de manifiesto sacando a todos a la calle, el pánico fue general. Objetos caídos, vajillas destruidas, relojes de péndulo parados, caída de una cruz de piedra del Sagrado Corazón y un remate de piedra de la audiencia. Los edificios buenos solo sufrieron grietas, mientras que los de peor construcción como en el Albaicín, resultaron bastante afectados, 10% de las casas fueron desalojadas, 50% con grietas, algunas viviendas ruinosas. En la capital hubo 2 muertos y varios heridos. Se pararon los relojes

del Observatorio de la Cartuja, averías en los sismógrafos y grietas en la rotonda del edificio. En la ciudad todavía hoy muchas personas recuerdan este sismo y hablan de los efectos sobre los raíles del tranvía, las calles se movieron como si fueran pequeñas olas, etc.

### III.2.3. Potencialidad sísmica asociada a Fallas

La potencialidad es la capacidad que tienen las fallas de la comarca de liberar energía bruscamente y se suele representar por el terremoto máximo y la probabilidad de ocurrencia de dicho terremoto en cada falla.

La Cuenca intramontañosa de Granada se originó a partir del Mioceno superior en el contacto entre las zonas internas y externas, posterior a la tectónica de los mantos de las Cordilleras Béticas. Sin embargo, desde el Mioceno inferior-medio se han producido deformaciones que son las responsables de la actividad sísmica actual (Sanz de Galdeano et al., 2003).

El borde occidental de las sierras que circundan la ciudad de Granada por el E, está formado por un conjunto de fallas normales de dirección NW-SE, aunque con muchas desviaciones locales, con buzamientos hacia SW y hundimiento de los bloques situados al SW (Fig. 33). Son sin duda las que mayor salto tienen en la depresión de Granada; sus desplazamientos se produjeron sobre todo durante el Neógeno. Los sistemas de fallas más significativas en este sector se pueden reducir a las siguientes (Sanz de Galdeano, 2001; Sanz de Galdeano et al., 2003):

- i. *Falla del Fargue-Jun.* Pasa por el Fargue y llega hasta la Abadía del Sacromonte; el mejor sitio para su observación es desde las inmediaciones de la localidad de Jun. En su labio oriental afloran sedimentos miocenos, de tonos blanquecinos, claros, mientras que en el occidental se reconocen materiales rojizos, característicos de la Formación Alhambra.

La velocidad de deslizamiento se estima en  $v \geq 25$  mm/año, y un potencial sísmico, atendiendo a la máxima magnitud que es capaz de generar,  $M_{wmax}=6,1-6,4$ ; lo que equivale a intensidades MSK,  $I_0=IX-X$  (relación establecida por López Casado et al, 2000, para la Península Ibérica). Los periodos de retorno cálculos para  $M_w$  de 6 y 6,5, se establecen en 790 años e indefinido, respectivamente. Es una falla que presenta una notable actividad Cuaternaria y tiene asociada una alta sismicidad; prueba de ello es la serie de terremotos de 4 de Junio de 1998.

- ii. *Falla de Granada.* Se sitúa más hacia el oeste, cruzando la ciudad. En realidad, Granada está afectada por varias fallas, especialmente en la zona del barrio del Albaicín, nombre que toma la discontinuidad que desde el sur, pasa por las proximidades de Monachil, sigue por el pie de la colina de los Rebites (donde se encuentra la boca occidental del túnel de la carretera de la Sierra), continua por el pie del Albaicín, llega a La Cartuja y cambia a dirección NNE, hasta los alrededores de Jun. En su parte meridional corta al cono de deyección de la Zubia, perdiéndose en la ciudad y reconociéndose de nuevo en el sector de La Cartuja (proximidades de Crta. que va hacia Víznar) en escarpes de la Formación Alhambra.

La velocidad de deslizamiento es similar a la anterior,  $v \geq 25$  mm/año, y un potencial sísmico,  $M_{wmax}=6,3-6,5$ ; lo que equivale a intensidades MSK,  $I_0=IX-X$  (relación establecida por López Casado et al, 2000, para la Península Ibérica). Los periodos de retorno cálculos para Mw de 6 y 6,5, se establecen en 510 y 2900 años, respectivamente. Es una falla de gran salto vertical (unos 300 m) que afecta a materiales del Pleistoceno.

- iii. *Falla Gabias-Santa Fé.* Más al oeste, ya en la vega y en su límite con los primeros relieves de este sector, aparece otra falla normal, de dirección NW-SE como las anteriores y antitética a estas. En realidad deben ser diversas fallas, aunque no se observen claramente en superficie y no cabe duda de que son activas actualmente. Tienen también asociada bastante sismicidad. Junto con las anteriores conforman la cubeta de Granada.

La velocidad de deslizamiento en este caso es algo inferior a las anteriores,  $10 \leq v < 25$  mm/año, y un potencial sísmico,  $M_{wmax}=6,1-6,5$ ; lo que equivale a intensidades MSK,  $I_0=IX-X$  (relación establecida por López Casado et al, 2000, para la Península Ibérica). Esta falla se deduce por su morfología y el cambio de materiales que hay a ambos lados; tiene asociada notable sismicidad.

- iv. *Fallas del sector Sierra Elvira.* En el borde occidental de Sierra Elvira, hay varias fallas muy activas con sismicidad asociada (en superficie solo se observa una falla; las restantes están cubiertas por sedimentos cuaternarios). Estas fallas determinan una zona que ha sufrido una gran subsidencia durante el Plioceno y Cuaternario debida a la actuación de las mismas, de manera que las calcarenitas bioclásticas, que son sedimentos marinos someros, están actualmente en algunos puntos, varios cientos de metros por debajo del nivel del mar.

En cuanto a la velocidad de desplazamiento de este sistema de fallas, varía entre 0,10 y más 0,25 mm/año, y presentan un potencial sísmico,  $M_{wmax}=6,2-6,5$ ; lo que equivale a intensidades MSK,  $I_0=IX-X$  (relación establecida por López Casado et al, 2000, para la Península Ibérica). Este conjunto de fallas presenta, junto con su continuación hacia Granada, la mayor concentración de terremotos de la cuenca, aunque éstos no alcanzan magnitudes importantes, factor que ha impedido que se produzcan destrozos tan importantes como los acaecidos en el año 1956 (terremoto de Atarfe,  $M_w=5,0$ , intensidad máxima  $I_0=VIII$ ). Fuente: IAG).

La Fig. 33 muestra la distribución de las 507 fallas digitalizadas en la Cuenca de Granada y entorno próximo, susceptibles de generar terremotos o potencialmente activas (Sanz de Galdeano et al., 2003). Como se puede observar, algunas de ellas son bastante extensas, sobre todo la orientada de N70E hasta E-W.

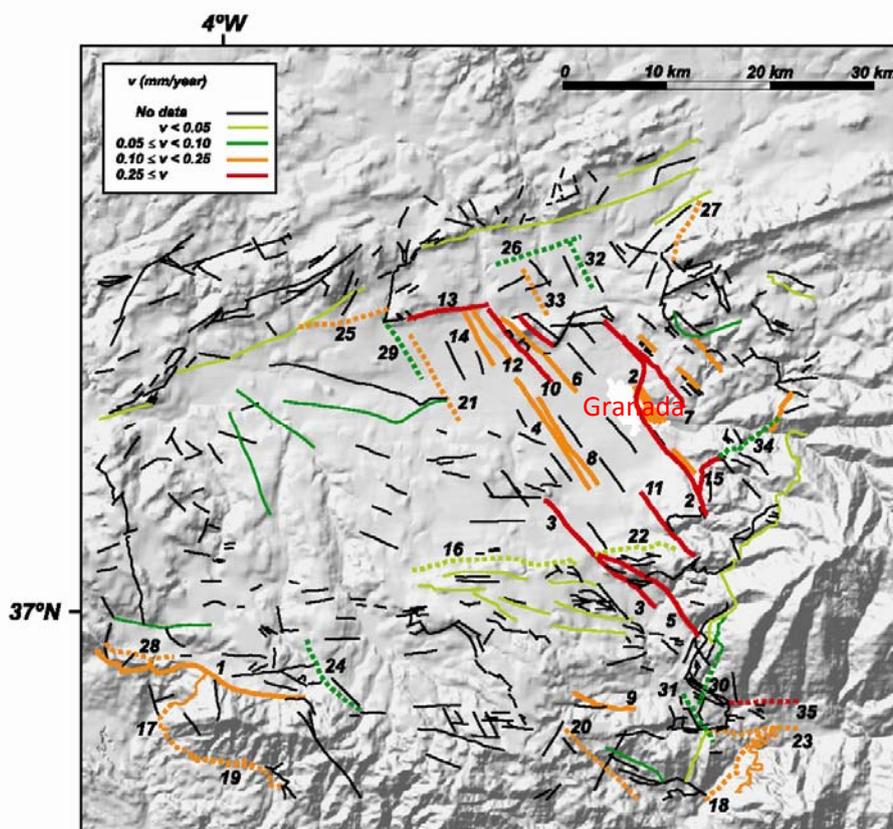


Fig. 33.- Fallas que afectan a la Cuenca de Granada (Sanz de Galdeano et al., 2003). Las fallas consideradas como activas están marcadas con trazos continuos gruesos y las probablemente activas con trazos discontinuos gruesos

### III.2.4. Riesgo Sísmico

#### *Microzonación sísmica*

El daño que puede ocasionar un terremoto está fuertemente influenciado por el tipo de terreno, debido a la diferente respuesta que cada uno muestra ante las sacudidas sísmicas. La zona baja de Granada y su Área Metropolitana se asientan sobre una cuenca sedimentaria con potentes series aluviales recientes poco consolidadas, que además constituyen acuífero; esta situación implica la posibilidad de que se produzcan fenómenos de amplificación local (dependiente de la frecuencia de la onda sísmica), además de una influencia directa sobre otros parámetros como la atenuación y duración de la sacudida.

La presencia de terrenos, considerados geotécnicamente como blandos (de baja consistencia o compacidad), próximos a la superficie de la rasante topográfica produce un aumento considerable de los daños generados por terremotos en las construcciones cimentadas sobre ellos, al condicionar la amplificación de las ondas sísmicas en un rango de periodos de vibración (períodos altos) de los materiales, que coincide con el periodo de vibración de las estructuras (fenómeno de resonancia). La respuesta y la magnitud de esa amplificación de la señal están controladas principalmente por las propiedades geotécnicas de los materiales geológicos, especialmente por sus características dinámicas, así como el espesor de las capas y la profundidad a la que se encuentra el substrato rocoso, (Seed et al., 1976, Aki, 1993, Borcherdt, 1994). Para Granada capital y su Depresión, los efectos de amplificación han sido estudiados por Cheddadi (2001) y Morales (1991), respectivamente.

La microzonación sísmica evalúa la peligrosidad sísmica a escala local, resaltando, sobre todo, la influencia de las condiciones locales en los efectos de los terremotos. Como resultado se obtienen una serie de zonas (microzonas) con peligrosidad sísmica que puede considerarse homogénea. La naturaleza y consistencia del terreno, los cambios litológicos, el espesor de las capas sedimentarias y su edad, contraste de impedancia sísmica, el grado de fracturación de los macizos rocosos, la topografía y la profundidad del nivel freático, entre otros factores, modifican la respuesta dinámica del terreno ante la ocurrencia de un terremoto, con una diferente reacción frente a las acciones sísmicas. La modificación de esta señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas, se conoce como “efecto local” o “efecto sitio” y consiste en la amplificación de dicha señal que puede ser muy significativa en el dominio espectral y temporal.

Los factores que mayor influencia tienen en la modificación de respuesta del terreno son (Diputación de Granada-IGME, 2007):

- El tipo y composición litológica de los materiales, en especial los depósitos superficiales con un comportamiento geotécnico tipo suelo
- El espesor de sedimentos y la profundidad del substrato rocoso o resistente
- Las propiedades dinámicas de los suelos
- La profundidad del nivel freático
- La topografía y la disposición de substrato rocoso en profundidad
- La presencia de fallas, su situación y características (descrito en el epígrafe anterior).

En base las directrices marcadas por Morales et al (1993), que analizaron los “efectos sitio” en la cuenca de Granada mediante el estudio de microtemores (vibraciones aleatorias inducidas en las masas de suelo y roca por fuentes naturales y artificiales), y el Atlas de Riesgos de la Provincia de Granada (2007), se analizan a continuación los factores con mayor incidencia en el efecto de amplificación sísmica, especificando en cada uno de ellos su aplicación a la zona de Granada y su Área Metropolitana, como introducción a la metodología que se utilizará en la definición del mapa de amplificación sísmica para dicha zona:

- **Factor Litológico:** El tipo de material (suelo o roca), sobre el que están cimentadas las edificaciones o futuro terreno portante de nuevos proyectos en una determinada zona, tiene influencia en los efectos sísmicos sobre las edificaciones y estructuras. Los materiales de menor compacidad y/o consistencia modifican las ondas sísmicas de tal forma que sus efectos sobre las construcciones son más dañinos y destructivos; por el contrario, las rocas, con mayor resistencia, atenúan los efectos de las ondas sísmicas. Lógicamente, al tratarse de terrenos naturales (no antrópicos), entre los suelos blandos y las rocas compactas existe una amplia gama de comportamientos frente a las ondas sísmicas.

En Granada y su Área Metropolitana, Vega granadina, predominan los suelos con un grado de consolidación medio, constituidos por arcillas, gravas, cantos, arenas y limos asociados a depósitos aluviales, conos de deyección y depósitos de derrubios de ladera. Además, se reconocen suelos duros (elevado grado de consolidación), representados por conglomerados – Formación Alhambra- y costras calizas, y rocas blandas-medias en el sector de Sierra Elvira constituidas por materiales carbonatadas.

En la Vega de Granada, sobre todo en el sector N y NW existen depósitos sedimentarios de gran espesor que condicionan la respuesta sísmica del terreno, amplificándolo.

- **Factor topográfico:** La topografía del terreno puede ser un elemento amplificador o atenuador de las ondas sísmicas. Ciertas formas de relieve pueden aumentar el grado de amplificación de las ondas sísmicas respecto a las áreas circundantes. En general, el efecto amplificador aumenta con la pendiente del terreno, efecto “jelly-pudding”.

La zona central de la Vega de Granada presenta pendientes inferiores a 15°, incrementándose bruscamente conforme nos acercamos a sus bordes donde los materiales aluviales dejan paso a los conos de deyección, como el de la Zubia, a la F. Alhambra, S<sup>a</sup>. Elvira, etc. Por otro lado, la topografía del basamento influye en la propagación de las ondas creando zonas en la superficie donde estas se concentran. Así mismo, esta topografía, junto con el contraste de impedancias, condiciona el atrapamiento de energía sísmica lo que da lugar a un aumento de la devastación de la sacudida sísmica. Este fenómeno es importante en la Vega de Granada por la existencia de depocentros importantes.

- **Factor hidrogeológico:** La presencia de nivel freático próximo a la superficie del terreno constituye un factor de amplificación de las ondas sísmicas (el efecto amplificador aumenta con la menor profundidad del nivel de agua), por lo que debe tenerse en cuenta este factor para la evaluación de los “efectos locales” de los terremotos.

Aparte de los niveles freáticos colgados que se reconocen en intercalaciones granulares groseras, La Vega de Granada constituye un acuífero (descrito en el apartado III.1.4) en el cual la profundidad a la que se encuentra el agua crece desde el NW, donde se detecta a escasos metros de la superficie, hacia el SE, donde la profundidad de la superficie freática se localiza a más de 100 m.

Estos tres factores permitirán configurar, como se verá en los apartados de Metodología (V) y Resultados y Discusión (VI), un mapa de amplificación sísmica que divide a La Vega de Granada en dos mitades, una WNW y otra SSE, en donde la amplificación se establece como alta y media, respectivamente.

### ***Peligrosidad Sísmica***

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, como pueden ser la oscilación del terreno, así como la licuefacción de éste, deslizamientos de tierra, inundaciones, movimientos de fallas, etc., a los que se pueden llamar efectos secundarios de un terremoto. El tamaño y localización de estos efectos colaterales dependerán de diversos factores, principalmente de las características geológicas y geotécnicas del lugar, pero

indudablemente de las características de la fuente sísmica (hipocentro, mecanismo, intensidad, magnitud, duración, contenido frecuencial, etc.). Este concepto no depende de los elementos introducidos por el hombre (salvo que éste altere las condiciones del suelo), al contrario que el concepto de riesgo que sí depende fuertemente de la vulnerabilidad de las construcciones (y otros elementos expuesto al riesgo), así en una zona deshabitada el riesgo es cero, independientemente de que la peligrosidad sea muy alta, ya que no existen elementos en riesgo.

De acuerdo con el BOE nº238 de 2 de octubre de 2004, la Directriz básica de protección civil ante el riesgo sísmico estableció la obligación de elaborar planes especiales de emergencia ante este riesgo en aquellas comunidades autónomas en cuyo territorio existen áreas donde son previsibles sacudidas sísmicas de intensidad igual o superior al grado VI (EMS), delimitadas en el mapa de peligrosidad sísmica de España para un período de retorno de 500 años (IGN) [Fig. 34].

Asimismo, el anexo II de la Directriz básica de Protección Civil incluye una relación de municipios comprendidos en áreas donde son previsibles sismos de intensidad igual o superior al grado VII, para que, en tales áreas, se elaboren los catálogos de elementos en riesgo, (construcciones cuya destrucción, con probabilidad razonable, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio imprescindible para la comunidad o aumentar los daños por efectos catastróficos asociados, incluidas las construcciones de singular importancia). Toda la provincia de Granada se encuentra dentro del área donde se espera una intensidad de grado mayor o igual a VII.

Actualmente, se encuentra en vigor la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02), aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, que derogó a la Norma NCSE-94 (que fue aprobada por el Real Decreto 2543/1994, de 29 de diciembre).

La Norma NCSE-02 establece los valores de peligrosidad sísmica expresados en aceleración en roca que afectan al territorio nacional, que una vez traducidos a sus correspondientes valores de intensidad han supuesto, en suma, una alteración del ámbito geográfico a efectos de planificación que se contempla en la Directriz básica de planificación de Protección Civil ante el riesgo sísmico vigente.

Como puede apreciarse en los Mapas de Peligrosidad Sísmica (Fig. 34 y Fig. 35) la provincia de Granada es el área de mayor peligrosidad del territorio español, ya que tanto en rango de intensidades como en aceleraciones, presenta los mayores valores, intensidades mayores o iguales a VII y aceleraciones máximas esperadas de hasta 0,25 g en roca (para la localidad de Escúzar). La peligrosidad sísmica de la ciudad y su entorno, nos indica que son esperables con cierta frecuencia terremotos con intensidad máxima VII, con una frecuencia media a baja los de  $I_{m\acute{a}x} = VIII$  y con frecuencia muy baja los de  $I_{m\acute{a}x} = IX$ .

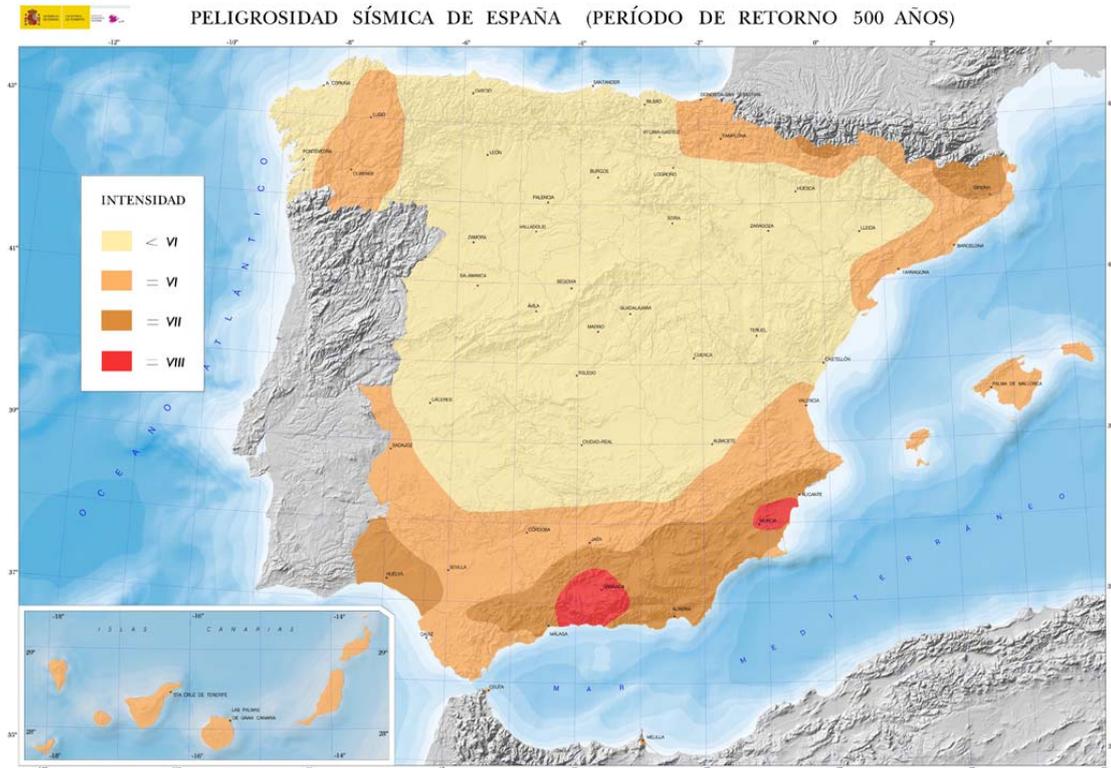


Fig. 34.- Mapa de peligrosidad sísmica de España (en valores de intensidad, escala EMS-98) [Fuente: IGN]

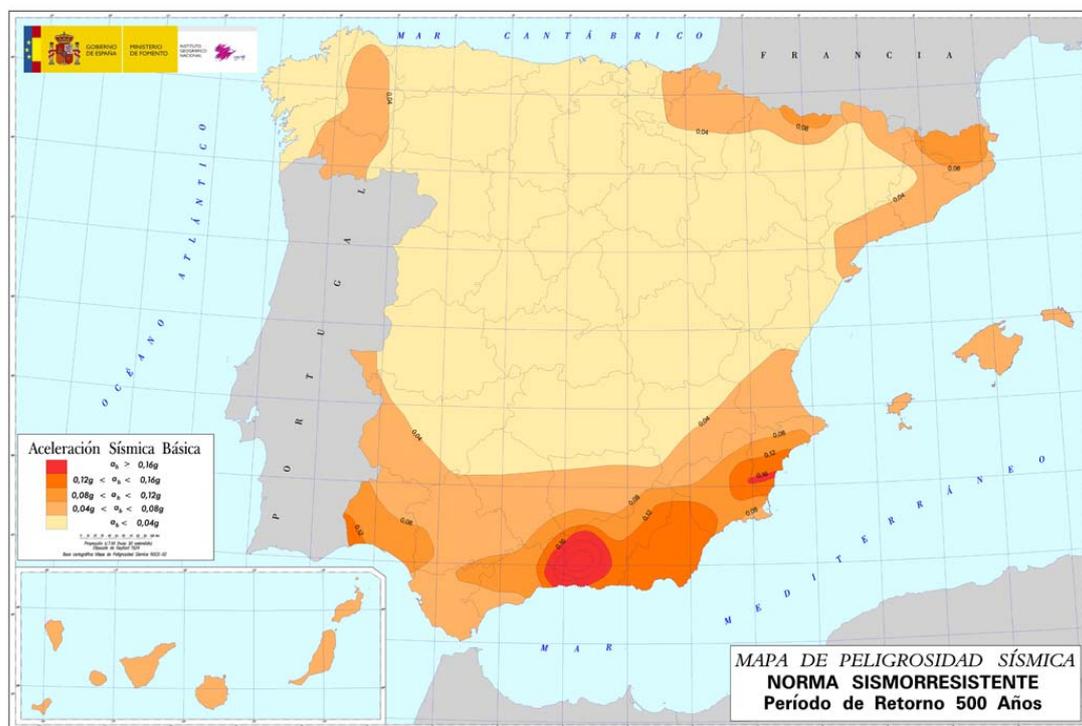


Fig. 35.- Mapa de peligrosidad sísmica de España (en valores de aceleración) [Fuente: IGN]

Los métodos de evaluación de la peligrosidad (respuesta de terreno ante los movimientos sísmicos) se clasifican en dos grandes grupos:

- **Deterministas.** Asumen la hipótesis de estacionariedad de la sismicidad, considerando que los terremotos en el futuro se producirán de forma análoga a como lo hicieron en el pasado y conducen a la estimación de los límites superiores del movimiento, expresados por los valores máximos del parámetro empleado para su descripción. Éstos concluyen, por ejemplo, con una intensidad esperada de VIII en una zona determinada, que se interpreta como la mayor intensidad que se va a sentir en la misma como consecuencia de cualquier terremoto en la zona circundante.
- **Probabilistas.** Deducen las relaciones de recurrencia de los fenómenos sísmicos de una zona a partir de la información existente en la misma y con ellas obtienen las funciones de probabilidad de los parámetros buscados. Estas funciones asocian a cada valor del parámetro una probabilidad anual de excedencia, o bien un periodo de retomo, que se define como el valor inverso de esa probabilidad. Así, un posible resultado sería una intensidad VIII en el emplazamiento con probabilidad anual de ser superada de 0.002, o bien esa misma intensidad con periodo de retorno de 500 años. En contra de lo que intuitivamente cabe suponer, el periodo de retorno no indica el intervalo de tiempo promedio entre dos terremotos que generan esa intensidad, sino el periodo en años en el que se espera que la intensidad del movimiento alcance el nivel de referencia (en el ejemplo VIII), con probabilidad mayor o igual del 64%.

### ***Vulnerabilidad sísmica***

La otra parte importante para evaluar el riesgo sísmico de una región es la estimación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras construidas por el ser humano. La experiencia ha enseñado, a través de los terremotos pasados que existen estructuras de una misma tipología que pueden sufrir un mayor grado de daño debido a un terremoto a pesar de localizarse en el mismo sitio (Benedetti, et al, 1988;; Yépez, 1996; EMS, 1998). Esto se debe a que existen estructuras con una calidad estructural mejor que otras, o en otras palabras, su vulnerabilidad es menor. Por lo tanto, se puede llegar a plantear que la vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupo de estructuras está relacionada con la calidad estructural o capacidad de sus elementos estructurales para resistir un terremoto, de modo que cuanto menor es ésta mayor es su vulnerabilidad.

El que una estructura sea más o menos vulnerable ante un terremoto de determinadas características, es una propiedad intrínseca de cada estructura, es decir, es independiente de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento, por lo tanto, una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo, a menos que se encuentre en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica. Puede observarse, desde este punto de vista que los estudios de vulnerabilidad sísmica se pueden aplicar a cualquier obra de ingeniería civil, como son edificaciones, presas, carreteras, puentes, taludes, depósitos, centrales nucleares y, en general, a toda obra en la que se requiera conocer su comportamiento ante un posible terremoto y las consecuencias que puedan producir.

Una de las primeras tareas que hay que plantearse en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, es el alcance que tendrán los estudios de Riesgo Sísmico. Este paso es importante, ya que la vulnerabilidad sísmica se puede evaluar de una manera muy específica realizando un estudio muy exhaustivo de las estructuras o muy general como puede ser un estudio a nivel urbano, tal como el realizado por Iglesias et al. (2002).

El conocimiento del comportamiento de una estructura es generalmente complejo y dependiente de un sin número de parámetros que en su mayoría son difíciles de obtener. Algunos de estos parámetros incluyen, la obtención de las características del movimiento sísmico del lugar, la resistencia de los materiales con los que está construida, la calidad de la construcción, la interacción con los elementos no estructurales, las obras de fábrica y otras sobrecargas existente en la estructura en el momento del terremoto, entre otros muchos.

Sin embargo, la realización de estudios a nivel urbano, se puede reducir al conocimiento de algunos parámetros básicos para poder clasificar la estructura, o, en otras palabras al conocimiento de su calidad estructural. Normalmente, al plantear la realización de un estudio de riesgo sísmico lleva implícito la realización del estudio de grandes áreas para lo cual, los estudios a nivel urbano son los más factibles. Por lo tanto, es oportuno aclarar que estos estudios generalmente están englobados dentro de un marco estadístico, por lo que casi todas las estimaciones de la vulnerabilidad tienen niveles significativos de incertidumbres asociados. Gran parte de esto se debe a que las estimaciones se realizan sin considerar estudios detallados en la construcción, condición y comportamiento de la estructura. A menudo, la estimación de la vulnerabilidad se realiza basada en observaciones visuales sin referencia en cálculos del comportamiento estructural. Aunque no existe una metodología estándar o procedimiento para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, algunas instituciones (como la Comisión de Seguridad Sísmica de California, CSSC, 1999) proponen clasificarlas en tres grupos principales, de acuerdo a:

1. La experiencia obtenida en sismos pasados basada en el hecho de que ciertas clases de construcciones tienden a compartir características comunes y a experimentar tipos similares de daño debidos a un terremoto. En base a esto se han desarrollado una serie de funciones de vulnerabilidad sísmica de edificios, para las cuales sólo se requiere identificar la clase de edificio para hacer referencia a la función. Es conocida como vulnerabilidad observada o empírica.

2. La experiencia obtenida en los desarrollos de ingeniería. En este caso, los cálculos estructurales se utilizan para cuantificar la cantidad de fuerza y deformación inducida en la construcción por el movimiento del terremoto, y compararlas con la capacidad de la estructura. En ingeniería las estimaciones de la vulnerabilidad también tienden a tener incertidumbres asociadas con ellas, debido a que en ocasiones es muy difícil cuantificar la capacidad y resistencia exacta de la estructura y también la predicción de la respuesta. A este tipo se le conoce como vulnerabilidad calculada o ingenieril.

3. Una combinación de ambos, en este caso se utilizan tanto los cálculos estructurales como la experiencia de los datos para estimar la vulnerabilidad, obteniendo menos incertidumbres y permitiendo la calibración de los cálculos estructurales con el comportamiento observado de los edificios.

Una división muy parecida la realizó Dolce et al. (1994) y fue adoptada por Yépez (1996), para el estudio de una muestra de edificios del “Eixample” de Barcelona, agregando un grupo más y refiriéndose a las metodologías como técnicas.

En España la escala macrosísmica de uso oficial es la Escala Macrosísmica Europea en su revisión de 1998 (EMS 98). Es una escala elaborada sobre la escala MSK, de uso generalizado en Europa anteriormente. La escala EMS mejora y afina los procedimientos para el diagnóstico de intensidades y al ser equivalente en sus valores a la MSK permite continuidad con la información macrosísmica anteriormente elaborada con la antigua escala. Una de las principales novedades es la inclusión de edificación moderna con distintos grados de sismorresistencia que la hacen idónea para el análisis de parques inmobiliarios heterogéneos de amplia cronología. La escala EMS posee tres clases de vulnerabilidad descendente para la edificación tradicional o corriente (A -C) y otras tres clases para edificaciones de factura moderna que incorporan de forma ascendente mayores consideraciones sismorresistentes. (D -F) [Fig. 36].

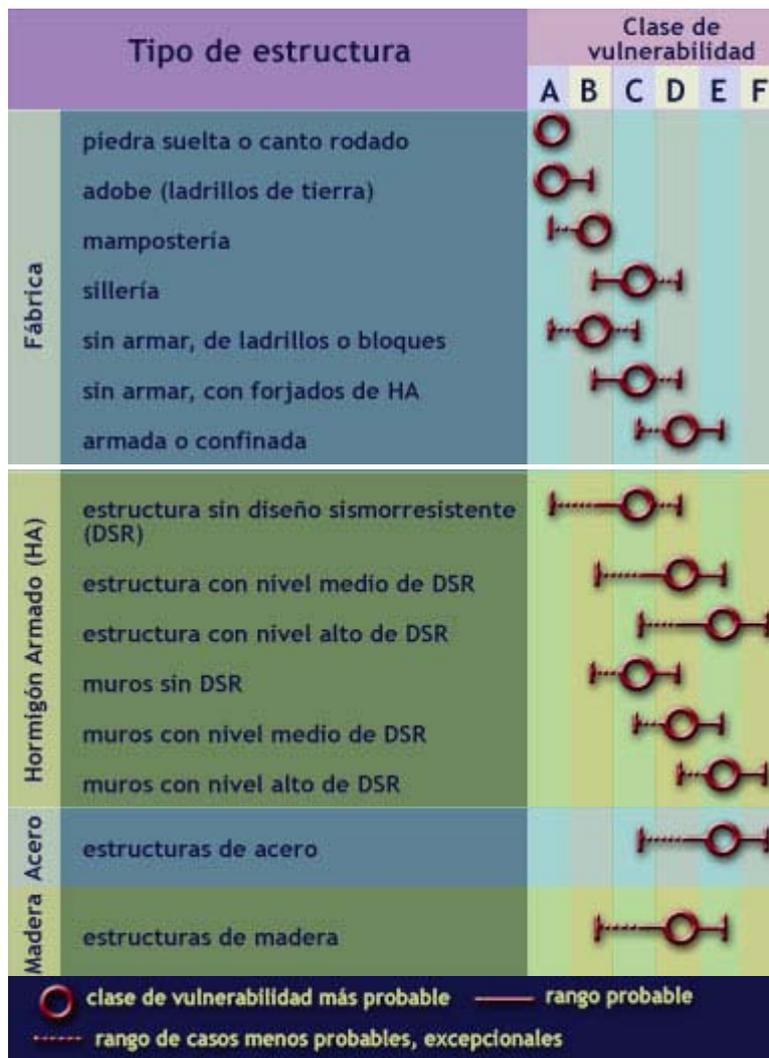


Fig. 36.- Diferenciación de estructuras (edificios) en clases de vulnerabilidad. EUROPEAN MACROSEISMIC SCALE 1998 (EMS-98) – Fuente: IGN-

## **IV.COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE SUELOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS**

---



## IV.1. Introducción

La resistencia del terreno es de fundamental importancia en un estudio geotécnico, por ello, la capacidad mecánica del subsuelo se puede analizar en una primera aproximación de forma empírica o por formulación analítica. El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece en su tabla D.25 (DB-SE-C- Anexo D.) una gama de valores para orientación de presiones admisibles en magapascales (MPa) según el tipo de terreno (Tabla 13).

La Resistencia del terreno frente al fenómeno de hundimiento, que puede producirse al alcanzarse el estado límite último, contempla el análisis de la generación de superficies de rotura cuando la componente vertical de la tensión media entre cimiento y terreno, es mayor a un valor crítico llamado carga de hundimiento. En líneas generales se trata del establecimiento de las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas exteriores aplicadas y la resistencia ejercida por el terreno frente a ellas.

El valor de la carga de hundimiento depende de los parámetros resistentes del terreno, tipo de carga, geometría de la cimentación y empotramiento.

El criterio de rotura más usado para la caracterización resistente de los suelos es el llamado de Mohr-Coulomb o lineal, donde se define:

- *Resistencia al Corte.*- Tensión tangencial máxima que un suelo puede soportar sin llegar a la rotura.

El CTE, para definirla, establece dos situaciones:

- *Con Drenaje.*- se refiere a las situaciones en que, ya sea por buena permeabilidad, o por largo tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, el terreno ha disipado los excesos de presión intersticial que se podrían haber producido durante el proceso de carga.
- *Sin Drenaje.*- se refiere a las situaciones en que, ya sea por falta de drenaje o por corto tiempo transcurrido desde la aplicación de la carga, en el terreno existen las mismas cargas intersticiales que se han producido durante el proceso de carga.

Tabla 13.- Presiones admisibles a efectos orientativos. (Tabla D.25 del CTE. SE-C. Anexo D.)

Terreno	Tipos y condiciones	Presión admisible [Mpa]	Observaciones
Rocas	Rocas ígneas y metamórficas sanas <sup>(1)</sup> (Granito, diorita, basalto, gneis)	10	Para los valores apuntados se supone que la cimentación se sitúa sobre roca no meteorizada
	Rocas metamórficas foliadas sanas <sup>(1), (2)</sup> (Esquistos, pizarras)	3	
	Rocas sedimentarias sanas <sup>(1)</sup> . <sup>(2)</sup> Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin karstificar, conglomerados cementados	1 a 4	
	Rocas arcillosas sanas <sup>(2), (4)</sup>	0,5 a 1	
	Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0,30m, excepto rocas arcillosas	1	
	Calizas, areniscas y rocas pizarrosas con pequeño espaciamiento de los planos de estratificación <sup>(3)</sup>	-	
	Rocas muy diaclasadas o meteorizadas <sup>(3)</sup>	-	
Suelos granulares (% finos inferior al 35% en peso)	Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas	>0,6	Para anchos de cimentación (B) mayor o igual a 1 m y nivel freático situado a una profundidad mayor al ancho de la cimentación (B) por debajo de ésta
	Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas	0,2 a 0,6	
	Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas	<0,2	
	Arena muy densa	>0,3	
	Arena medianamente densa	0,1 a 0,3	
	Arena suelta	<0,1	
Suelos finos (% de finos superior al 35% en peso)	Arcillas duras	0,3 a 0,6	Los suelos finos normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados en los que sean de esperar asientos de consolidación serán objeto de un estudio especial. Los suelos arcillosos potencialmente expansivos serán objeto de un estudio especial
	Arcillas muy firmes	0,15 a 0,3	
	Arcillas firmes	0,075 a 0,15	
	Arcillas y limos blandos	<0,075	
	Arcillas y limos muy blandos		
Suelos orgánicos		Estudio especial	
Rellenos		Estudio especial	

(1) Los valores indicados serán aplicables para estratificación o foliación subhorizontal. Los macizos rocosos con discontinuidades inclinadas, especialmente en las cercanías de taludes, deben ser objeto de análisis especial.

(2) Se admiten pequeñas discontinuidades con espaciamiento superior a 1 m

(3) Estos casos deben ser investigados "in situ"

(4) Estas rocas son susceptibles de hinchar por efecto de la relajación de tensiones asociada a las excavaciones. También son susceptibles de reblandecerse por efecto de su exposición al agua.

En el caso de materiales rocosos, su resistencia suele ser muy superior a la necesaria para las cargas transmitidas por las superestructuras de los edificios a través de las cimentaciones correspondientes, por ello no suele hacerse un cálculo en detalle de la carga de hundimiento, a menos que sean cargas importantes, o rocas blandas o un terreno fracturado (Tabla 13).

Los interiores de los macizos rocosos suelen contener singularidades que pueden modificar la estabilidad en caso de excavaciones. Por ello es preciso evaluar la resistencia al corte de dichas irregularidades; ello requiere del análisis geomorfológico y cinemático de las posibles inestabilidades. Lo habitual es efectuar un estudio cualitativo de la matriz rocosa, resistencia a la compresión simple, el valor del índice RQD, estado de las discontinuidades, grado de alteración, etc.

El cálculo de la resistencia del terreno, con referencia exclusivamente a limitaciones frente a hundimiento, se puede realizar mediante:

- Fórmulas teóricas o semiempíricas.- para lo cual ha de obtenerse con la mayor exactitud las propiedades físicas y mecánicas más características del terreno, en general, densidades, ángulo de rozamiento interno y cohesión.

Los ensayos más corrientes realizados en laboratorio para obtener los parámetros anteriores, son: Triaxial, Corte Directo y Compresión Simple; a través de las probetas utilizadas en estos ensayos se establecen también las densidades.

- Ejecución de ensayos in situ.- Presiométricos, Placas de carga, SPT, extracción de muestras inalteradas a percusión, Penetración Estática (CPT, CPTU), Penetración Dinámica Continua (Borros y DPSH), Vane Test, Down-Hole, Cross-Hole.

## **IV.2. Reconocimiento del terreno**

La Normativa vigente en España a tal efecto es el Código Técnico de la Edificación (CTE); aprobado por Real Decreto 314/2006 de 17 de Marzo (BOE 20-03-2006). En el Documento Básico "SE-C. Seguridad Estructural: Cimientos" se recogen las directrices marcadas para establecer la intensidad y profundidad de los ensayos de campo así como valores orientativos del número de ensayos de laboratorio.

La intensidad de reconocimientos debe establecerse teniendo en cuenta el tipo de construcción y el tipo de terreno.

El CTE establece cuatro tipos de construcciones en función de la superficie y número de plantas (incluidos los sótanos) - Tabla 14-.

Tabla 14.- Tipo de Construcción. (Tabla 3.1 del CTE. SE-C.)

TIPO	DESCRIPCIÓN
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie de carga inferior a 300 m <sup>2</sup>
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 y 20 plantas
C-4	Construcciones monumentales o singulares, o con más de 20 plantas.

En cuanto al tipo de terreno, lo divide en tres tipos (Tabla 15): T-1 (terrenos favorables); T-2 (terrenos intermedios); T-3 (terrenos desfavorables).

Tabla 15.- Grupos de terreno (Tabla 3.2 del CTE. SE-C)

GRUPO	DESCRIPCIÓN	
T-1	<b>Terrenos favorables</b>	
	Aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados	
T-2	<b>Terrenos intermedios</b>	
	Los que presentan variabilidad, o que en a zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,00 m	
T-3	<b>Terrenos desfavorables</b>	
	Los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial, se considerarán en este grupo	
	T-3.1	a) Suelos expansivos
	T-3.1	b) Suelos colapsables
	T-3.1	c) Suelos blandos o sueltos
	T-3.2	d) Terrenos kársticos en yesos o calizas
	T-3.2	e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado
	T-3.2	f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m
	T-3.3	g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos
	T-3.2	h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades
	T-3.3	i) Terrenos con desnivel superior a 15º
	T-3.2	j) Suelos residuales
T-3.1	k) Terrenos de marisma	

El CTE también establece la distancia máxima ( $d_{max}$  en m) entre puntos de ensayo, profundidades orientativas [P en m] (bajo el nivel de excavación) [Tabla 16] y número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración para los tipos de terreno T-1 y T-2 (Tabla 17). En el caso de terrenos T-3 recomienda intercalar puntos de reconocimiento en las zonas problemáticas hasta definir las adecuadamente.

Tabla 16.- Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas (Tabla 3.3 del CTE. SE-C)

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	GRUPO DE TERRENO					
	T1		T2		T3	
	$d_{max}$ (m)	P(m)	$d_{max}$ (m)	P(m)	$d_{max}$ (m)	P(m)
C-0, C-1	35	6	30	18	18	25
C-2	30	12	25	25	16	30
C-3	25	14	20	30	14	35
C-4	20	16	17	35	12	40

Tabla 17.- Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración (Tabla 3.4 del CTE. SE-C)

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	NÚMERO MÍNIMO					% DE SUSTITUCIÓN				
	T-1	T-2	T-3.1	T-3.2	T-3.3	T-1	T-2	T-3.1	T-3.2	T-3.3
C-0	-	1	3	3	3	-	66	50	66	50
C-1	1	2	3	3	3	70	50	40	60	40
C-2	2	3	4	4	4	70	50	40	60	40
C-3	3	3	5	5	5	50	40	30	55	30
C-4	3	3	6	6	6	40	30	20	50	20

La prospección del terreno podrá llevarse a cabo mediante calicatas, sondeos mecánicos, pruebas de penetraciones continuas o métodos geofísicos. En los reconocimientos de los tipos de construcción C-0 y grupo de terreno T-1, las pruebas de penetración deben estar apoyadas con otras técnicas de reconocimiento como calicatas.

En zonas sísmicas, como la de estudio, y para edificios de los tipos C-1 y C-2 se recomienda la utilización de ensayos “down-hole” o “cross-hole” (norma ASTM: D 4428) con el fin de identificar la velocidad de propagación de las ondas S ( $v_s$ ) que permite clasificar las distintas unidades geotécnicas de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02). 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.; lo que ocurre en todos los municipios de la provincia de

Granada, excepto Puebla de Don Fabrique y Alicún de Ortega cuya aceleración sísmica básica es de 0,08 g.

La NCSE-02 propone para obtener el valor del coeficiente de terreno “C” de cálculo que se determinen los espesores  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $e_3$  y  $e_4$  de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente (clasificados en función de la  $V_s$ ), existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie. Lo que obliga a reconocer al menos 30 m bajo la cota de excavación o disponer de información suficiente de estudios anteriores.

### IV.3. Propiedades y módulos dinámicos

La sacudida provocada por un terremoto es una carga cíclica rápida que provoca en el suelo un comportamiento tenso-deformacional no lineal (Fig. 37). Las propiedades dinámicas más importantes son el módulo dinámico de rigidez al cortante “G” y la razón de amortiguamiento “ $\xi$ ”. El módulo de corte se define como la relación entre la tensión y la deformación de corte en un punto determinado de la curva de la Fig. 37 y es una medida de la dureza del material. Se obtiene calculando la pendiente de la curva tensión- deformación, distinguiendo entre el módulo de corte tangente ( $G_{tan}$ ), secante ( $G_{sec}$ ) o máximo ( $G_{max}$ ) en función de dónde se evalúa la pendiente. El módulo de corte G está relacionado con el coeficiente de Poisson “ $\nu$ ” y el módulo de Young “E” según:

Esta fórmula es válida para materiales que tienen un comportamiento isótropo. El coeficiente de Poisson también es un parámetro dinámico pero se considera que tiene una influencia menor. En la Tabla 18 se muestran valores típicos de este parámetro para arcilla, arena y roca.

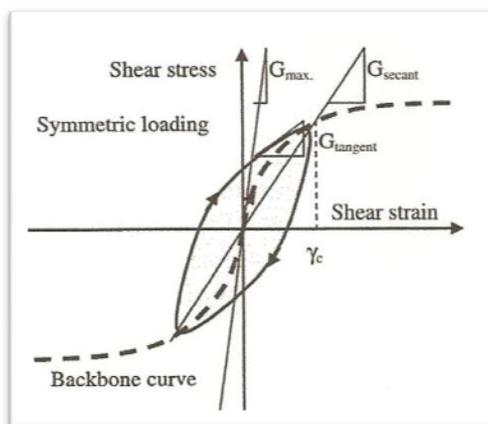


Fig. 37.- Curva de histéresis deformación de corte  $\gamma$  - tensión de corte  $\tau$ , y definición del módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ), tangente ( $G_{tan}$ ) y secante ( $G_{sec}$ ). La tensión  $\tau$  se expresa en kPa y la deformación  $\gamma$  es adimensional y se expresa en %. (SRBULOV, 2008)

Tabla 18.- Razón de Poisson  $\nu$  asociado a diferentes tipo de material (RODRÍGUEZ SEGURADO, 2005)

TIPO DE MATERIAL	RAZÓN POISSON $\nu$
Arcilla	0,40-0,45
Arena	0,30-0,40
Roca	0,15-0,25

La deformación tangencial del terreno es el parámetro principal que controla el comportamiento del suelo bajo cargas cíclicas (Seed e Idriss,1970, Ishihara,1982, Dobry y Vucetic, 1987). La Fig. 38 ilustra los diferentes tipos de comportamiento que cabe esperar en los suelos sometidos a estas cargas. Por debajo de una deformación tangencial de  $10^{-5}$  el comportamiento de la mayor parte de los suelos es elástico.

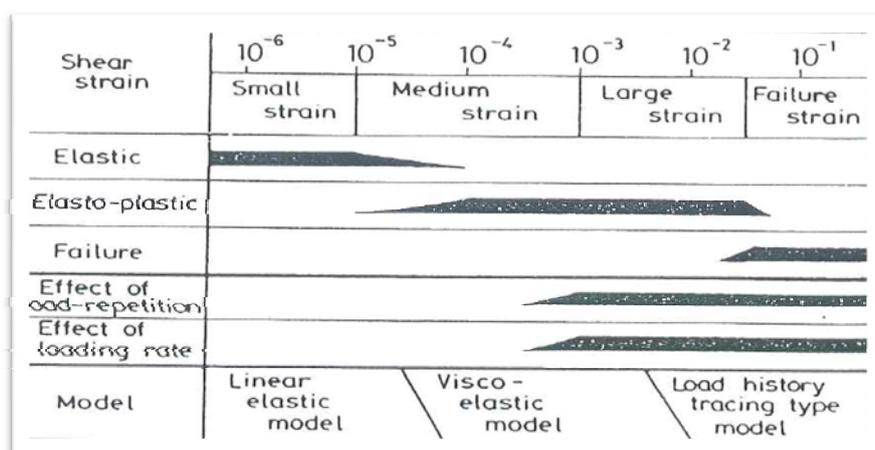


Fig. 38.- Comportamiento dinámico de los suelos (Ishihara, 1982)

En este caso se justifica el uso de un modelo elástico lineal caracterizado por un solo parámetro: el módulo de deformación tangencial  $G_{max}$ . Dicho parámetro se relaciona con la velocidad de propagación de las ondas tangenciales  $V_s$ , mediante la siguiente expresión:

donde  $\rho$  es la densidad del suelo incluido su contenido de agua. Las unidades de  $G_{max}$  son masa por longitud<sup>-1</sup> por tiempo<sup>-2</sup> ( $M L^{-1} T^{-2}$ ).

El uso de la velocidad de las ondas sísmicas  $S$  es uno de los medios más utilizados para medir in situ  $G_{max}$ , aunque este método presenta limitaciones. Por ejemplo, en zonas donde las condiciones de esfuerzo son anisótropas la interpretación de la velocidad de las ondas sísmicas debe realizarse con cuidado porque la anisotropía puede causar variaciones en la velocidad de las ondas sísmicas de cizalla variando su dirección (Roesler, S.K, 1979; Stokoe, K.H. et al, 1985; Yan, L. and Byrne, P.M, 1991). En

estos casos,  $G_{\max}$  se puede estimar a partir de los datos obtenidos en ensayos de laboratorio.

Para deformaciones tangenciales comprendidas entre  $10^{-5}$  y  $10^{-3}$  el comportamiento del suelo es ya elasto-plástico y el módulo secante de deformación tangencial  $G$  tiende a disminuir a medida que aumenta la deformación tangencial. Al mismo tiempo el suelo disipa una cierta cantidad de energía en cada ciclo de carga. Teniendo en cuenta que el mecanismo de disipación de energía de los suelos es fundamentalmente histerético, es decir producido esencialmente por rozamiento interno entre sus partículas, se puede representar esa característica de su comportamiento dinámico mediante la razón de amortiguamiento “ $\xi$ ”, definida en función del área del ciclo de histéresis  $\Delta W$  y la amplitud de la deformación tangencial  $\gamma_c$  (Fig. 37) tal y como se indica a continuación:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{G_{\text{sec}} \gamma_c^2}$$

donde  $W_D$  corresponde a la energía disipada,  $W_S$  es la energía de deformación máxima

Cuando el nivel de deformación tangencial que experimenta el suelo supera el valor de  $10^{-3}$ , las propiedades del material tienden a cambiar, tanto con la amplitud de la deformación tangencial  $\gamma_c$  como con el número de ciclos. La forma en que los parámetros  $G$  y  $\xi$  antes considerados cambian con el número de ciclos depende de la evolución que experimente durante el proceso de carga cíclica la presión efectiva entre las partículas del suelo. Una vez hallada la ley que permite definir esa evolución los parámetros  $G$  y  $\xi$  previamente definidos pueden considerarse suficientemente representativos del comportamiento cíclico del material siempre y cuando los ciclos de histéresis utilizados para su valoración sean compatibles con dicha ley.

Es habitual la representación normalizada del módulo de corte versus el módulo de corte máximo, conocida como curva de reducción de módulo, donde se observa que el módulo de corte disminuye a medida que aumenta el nivel de deformación. La razón de amortiguamiento también depende del nivel de deformación siendo mayor a medida que aumenta la deformación de corte (Fig. 39).

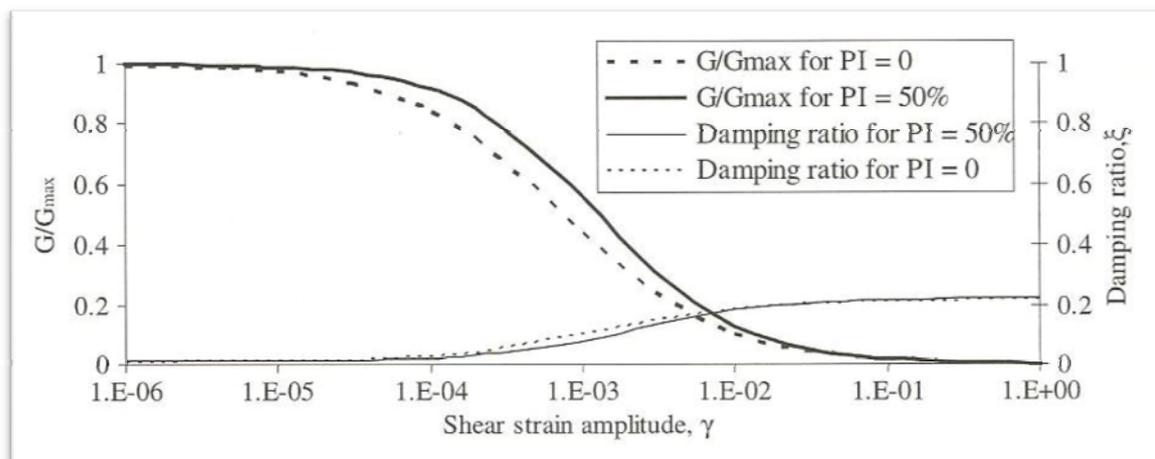


Fig. 39.- Curva de reducción de módulo de corte y variación de la razón de amortiguación con el nivel de deformación de corte para un suelo Cuaternario – PI: índice de Plasticidad en %- (Srbulov, 2008)

#### IV.4. Cuantificación de las propiedades dinámicas de los suelos

Como ya se ha mencionado anteriormente, las investigaciones de las propiedades geotécnicas del terreno se lleva a cabo mediante reconocimientos por sondeos, ensayos in situ, geofísica y ensayos de laboratorio. Los ensayos in situ habituales son el SPT, y el CPT y SCPT. Las técnicas geofísicas más usadas son los ensayos “up y down-hole”, “cross-hole” y las ondas superficiales. Los ensayos de laboratorio más característicos para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos son: ensayos de columna resonante, ensayo triaxial cíclico y ensayo de corte directo cíclico.

#### IV.5. Ensayos de Laboratorio

##### Ensayo de columna resonante.

Los antecedentes del equipo resonante se remontan a 1937 (Ishimoto e Iida), posteriormente Bishopp (1959), Hardin (1965), Drnevich, Hall y Richard (1967) fundamentaron la teoría en que se basa la interpretación de los resultados del equipo resonante.

Se utiliza usualmente para determinar las propiedades del suelo a deformaciones inferiores a  $10^{-4}$  %. Consiste en someter muestras cilíndricas de suelo a un estado de vibración forzada longitudinal o torsional por medio de sistema electromagnético, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia de la muestra (Fig. 40).

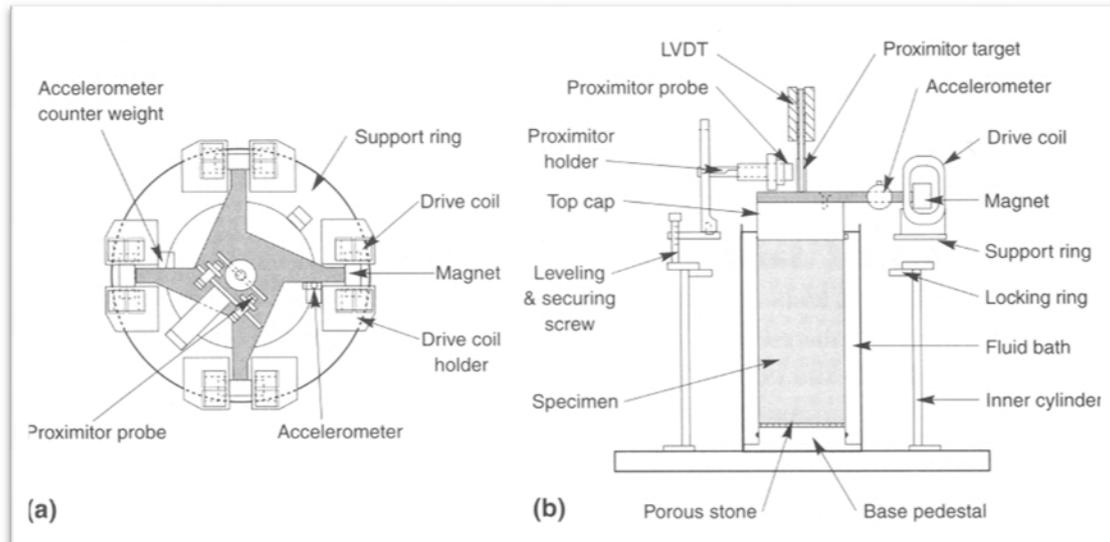


Fig. 40.- Dispositivo tipo de un ensayo de columna de resonancia: (a) Vista superior del sistema de carga (b) Vista lateral del sistema de carga (Kramer, 1996).

Tras la preparación de la muestra, se somete a una carga cíclica. Inicialmente la frecuencia de carga tiene un valor bajo y se aumenta progresivamente hasta que la amplitud de deformación alcanza un valor máximo. La frecuencia más baja para la cual la respuesta de la muestra es máxima se conoce como frecuencia fundamental y depende de la rigidez de la muestra, de su geometría y de las características del dispositivo de la columna de resonancia.

En este ensayo se obtiene la velocidad  $v_s$ , que se puede correlacionar con el módulo de corte  $G$ .

### Ensayo triaxial cíclico.

Consiste en determinar las propiedades dinámicas de una probeta de mediante la aplicación de una presión confinante equivalente a las tensiones existentes en el terreno, induciendo solicitaciones dinámicas a partir de una tensión vertical cíclica.

Los antecedentes de este ensayo pueden establecerse en las investigaciones realizadas para la construcción del Canal de Panamá (Díaz Rodríguez, 2006).

Normalmente, el ensayo se realiza en un aparato como el de la Fig. 41, manteniendo una presión de confinamiento ( $\sigma_{3c}$ ) constante y aplicando el esfuerzo axial cíclicamente (con frecuencia de 1 Hz) con magnitud de  $\pm\sigma_d$ , como se indica en la Fig. 42. Según Seed y Lee (1996) esta metodología produce resultados semejantes a los obtenidos en ensayos triaxiales cíclicos donde tanto la carga axial como la de confinamiento varían de forma cíclica y sincronizada, esta situación es mucho más compleja por lo que normalmente se realiza mediante la situación descrita inicialmente.

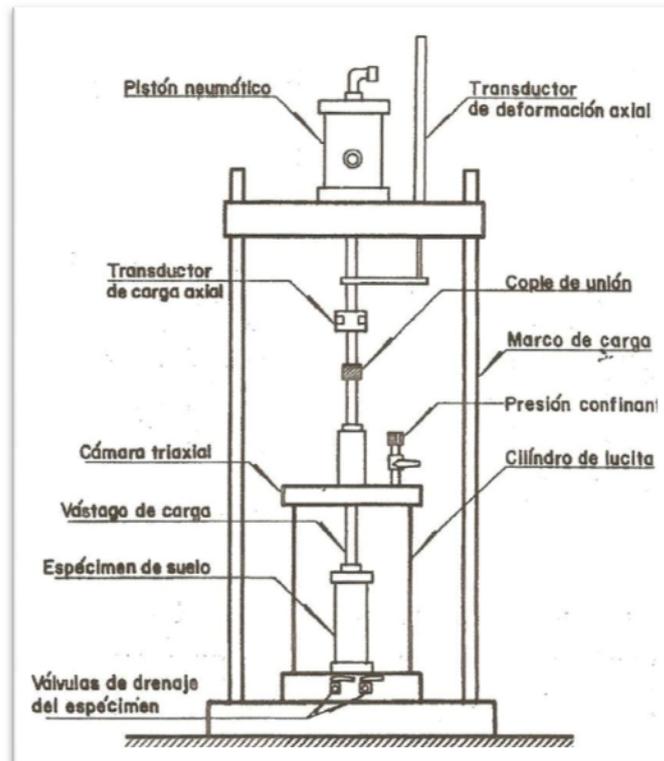


Fig. 41.- Cámara triaxial cíclica (Díaz Rodríguez, 2006)

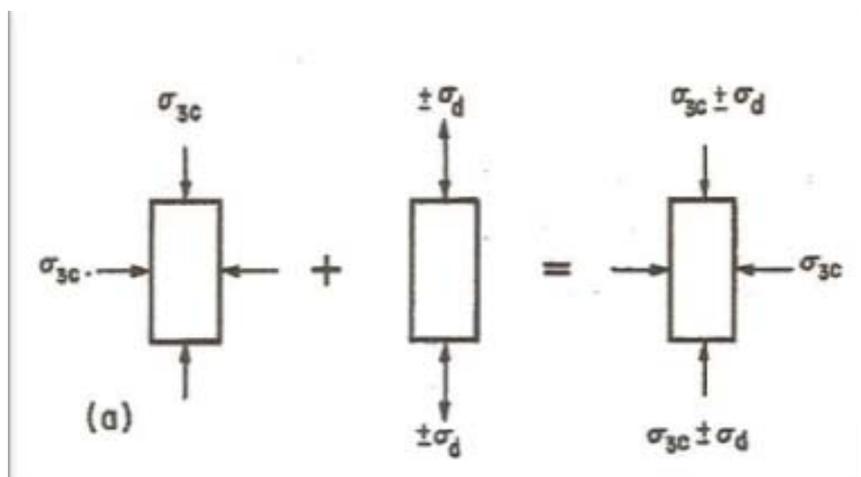


Fig. 42.- Esquema de aplicación de cargas en el ensayo triaxial cíclico convencional (Díaz Rodríguez, 2006)

En este ensayo se obtiene gráficamente el módulo equivalente de Young ( $E_{eq}$ ), como la pendiente línea AC en la Fig. 43, y de forma empírica, en función del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), el módulo dinámico de rigidez al cortante ( $G$ ) y, mediante el área del bucle de histéresis y el área del triángulo, el amortiguamiento ( $\xi$ ).

$$E_{eq} = 2(1 + \nu)G_{sec}; \quad G_{sec} = \frac{E_{eq}}{2(1+\nu)}$$

$$\xi = \frac{\text{Área del bucle de histéresis}}{4\pi \cdot \text{Área del triángulo BCD}}$$

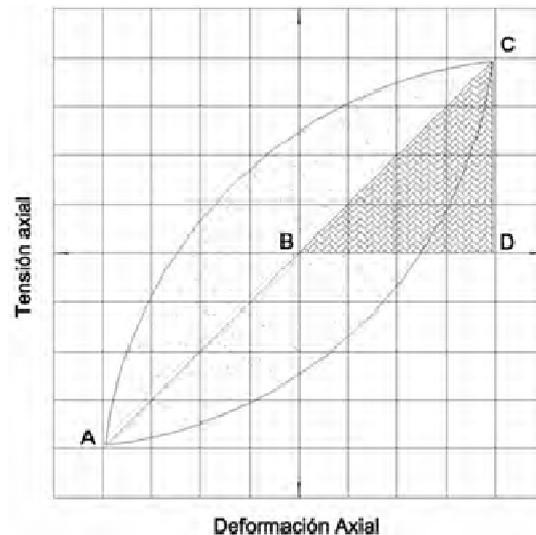


Fig. 43.- Idealización para la evaluación de  $E_{eq}$  y  $\xi$  (Patiño Nieto, 2009)

#### Ensayo de corte directo simple cíclico.

La prueba de corte simple cíclico, respecto a la prueba triaxial y otros tipos de pruebas, es la más apropiada para reproducir en laboratorio las condiciones tensionales originadas por la acción sísmica y por tanto es la que con mayor frecuencia se hace para estudiar el riesgo de licuación de medios granulares.

La finalidad de este ensayo es la estimación de la resistencia al corte de una probeta sometida a sollicitaciones de dinámicas de carácter cíclico y analizar los fenómenos de licuefacción. Es el ensayo más utilizado para las pruebas de licuefacción.

Consiste en someter a una muestra cilíndrica de escaso espesor, situada en el interior de una célula de paredes rígidas, a esfuerzos cíclicos de cizalla en la parte superior o inferior de la probeta, dejando fija la que no esté sometida a esfuerzo (Fig. 44).

Dicha probeta se deforma de manera parecida a como lo hace un suelo sometido a la propagación vertical de las ondas s (Kramer, 1996).

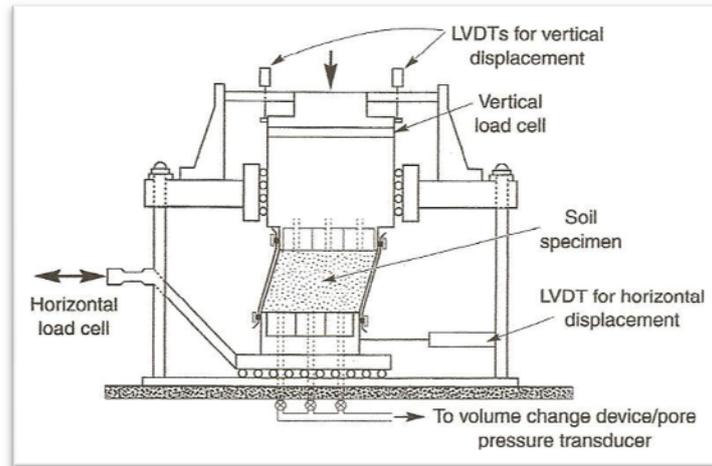


Fig. 44.- Aparato de corte directo simple. Tipo NGI, con membranas reforzadas de alambre (Kramer, 1996)

Los resultados típicos obtenidos mediante pruebas de corte simple cíclico, son la deformación tangencial unitaria en función de la tensión tangencial y el número de ciclos en función de la deformación tangencial unitaria (Fig. 45 y Fig. 46).

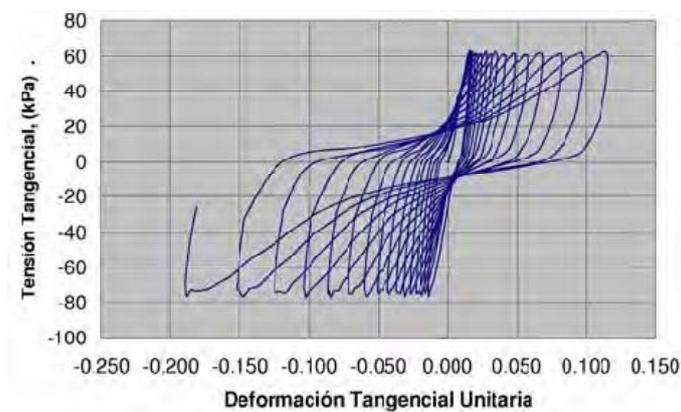


Fig. 45.- Variación de la tensión tangencial en función de la deformación tangencial (Patiño Nieto, 2009).

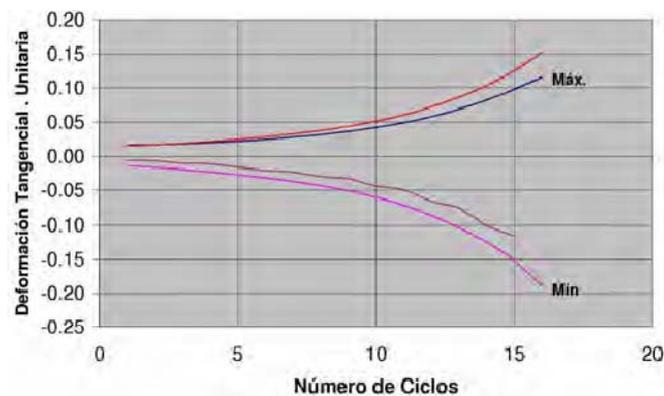


Fig. 46.- Variación de la deformación tangencial en función del número de ciclos (Patiño Nieto, 2009).

## IV.6. Ensayos de Campo

Los ensayos de campo tienen, respecto a las pruebas de laboratorio, la ventaja de eliminar las incertidumbres originadas por la alteración que sufren las muestras durante el proceso extracción, transporte y manipulación, pero igualmente tienen las limitaciones que se mencionan más adelante. , en el apartado correspondiente.

A continuación se describen los procedimientos para obtener en campo la respuesta del terreno.

### Ensayo de propagación de ondas de superficie.

Consiste en generar un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia conocida, y medir la longitud de las ondas generadas.

Para generar dichas ondas se coloca un vibrador (mecánico o electromagnético) sobre una placa de acero. Con el vibrador se produce un estado establecido de ondas Rayleigh de una frecuencia,  $f$ , conocida y mediante la colocación de geófonos en la superficie del terreno se puede medir la longitud de onda,  $L$ , de la vibración provocada (Fig. 47).

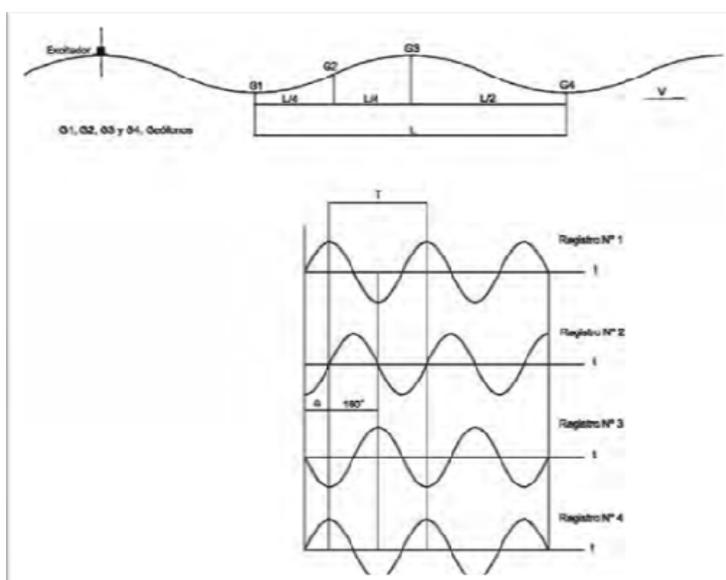


Fig. 47.- Esquema ilustrativo de la prueba de campo relacionada con la propagación de ondas de superficie (Kramer, 1996)

Con la disposición de geófonos indicada en la Fig. 47, entre el registro Nº 1 y Nº 2 hay un desfase igual a  $\theta$ , entre el registro Nº 1 y Nº 3 hay un desfase de  $180^\circ$  y los registros Nº 1 y Nº 4 están en fase.

Durante la ejecución de la prueba el geófono G3 se separa del G1 hasta garantizar que el desfase sea igual a 180°. Posteriormente se verifica que el G2 tenga un desfase de 90° y que el G4 esté en fase. De esta manera se evalúa la longitud de onda (L) como la separación entre los geófonos G1 y G4.

Con base en la longitud de onda evaluada en campo, se calcula la velocidad de propagación de onda Rayleigh mediante la expresión:

$$V_r = L \cdot f$$

Donde:  $V_r$  = velocidad de propagación de las ondas Rayleigh

L = longitud de onda obtenida en campo

f = frecuencia del vibrador.

La velocidad de propagación de ondas Rayleigh es aproximadamente igual a la velocidad de propagación de ondas de cizalla  $-V_s-$  (Díaz Rodríguez, 2006, a partir de Ohta y Goto, 1976); por tanto, el módulo de rigidez al cortante (G), con base en los resultados obtenidos a partir de la prueba de propagación de ondas de superficie, puede ser evaluado mediante la expresión:

$$G_{max} = \rho \cdot v_r^2$$

Donde: G = módulo de rigidez al cortante

$V_r$  = velocidad de propagación de las ondas Rayleigh

$\rho$  = masa específica

La profundidad efectiva de las ondas Rayleigh ha sido estimada empíricamente por Ballard (1964) y resulta ser de  $\frac{1}{2}$  de  $L_r$ . Esta profundidad constituye la principal desventaja del uso de esta técnica. Además, pueden presentar errores si se trata de un depósito estratificado.

### **Sísmica de refracción**

En este tipo de prueba de campo se mide la velocidad de propagación de ondas elásticas generadas por un impacto (vertical u horizontal) o una explosión en la superficie del terreno.

La prueba de refracción sísmica, esquematizada en la Fig. 48 , consiste en la colocación alineada de geófonos sobre la superficie del terreno, distanciados entre 1 y 15 metros y a una distancia entre el punto de disparo y el primer geófono igual a la prefijada entre geófonos, la cual debe ser constante.

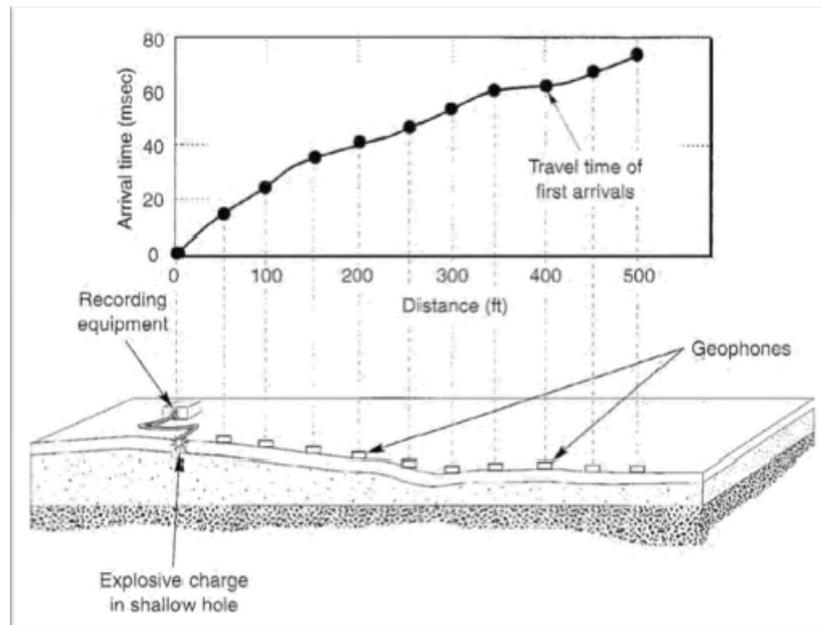


Fig. 48.- Esquema del ensayo de refracción sísmica (Kramer, 1996)

Mediante el equipo de captura de datos, el cual amplifica y acondiciona las señales, se registra el tiempo de llegada de la señal a cada uno de los geófonos, respecto al tiempo cero, o de disparo, o de generación de la onda que se propaga a través de cada uno de los diferentes estratos.

Con los resultados obtenidos en campo se dibuja la curva distancia – tiempo de llegada. En la escala horizontal se coloca la distancia entre geófonos y en la escala vertical el tiempo transcurrido entre el momento de la generación de la onda y el momento de llegada de la señal a cada uno de los diferentes geófonos.

Al trazar la envolvente tal como se muestra en la Fig. 49, se obtiene una serie de líneas rectas cuyas pendientes están relacionadas con las velocidades de propagación de onda en cada uno de los estratos; las ordenadas de las intersecciones de las líneas corresponden a cambios de velocidad y las abscisas de las mismas intersecciones están directamente relacionadas con los espesores de los diferentes estratos por los que se propagó la onda.

La prueba tiene como limitación el hecho de que, necesariamente la velocidad de propagación de la onda debe aumentar con la profundidad. De lo contrario se corre el riesgo de no detectar la presencia de estratos de consistencia blanda, en los que la velocidad de propagación de onda es baja.

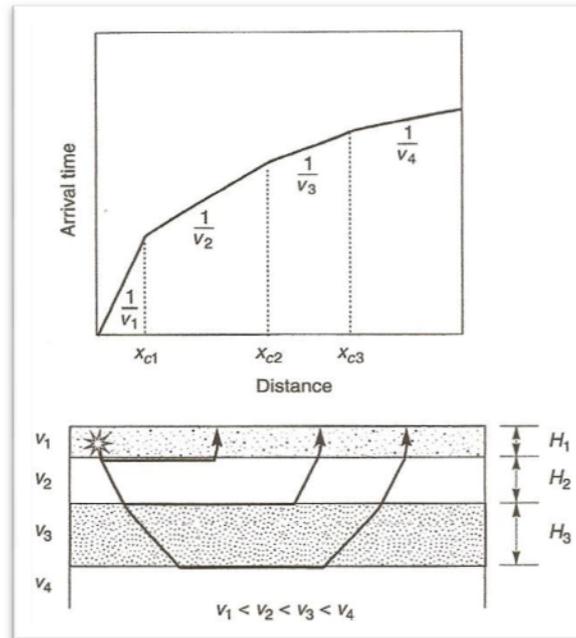


Fig. 49.- Esquema de interpretación del ensayo de refracción sísmica (Kramer, 1996)

### Prueba de resonancia vertical

El fundamento teórico de este tipo de ensayo está íntimamente relacionado con la interacción suelo-estructura. Consiste en colocar, a una profundidad  $z$ , sobre una base de hormigón un excitador vertical (Fig. 50 –izquierda-), encargado de generar vibración con diferentes frecuencias, para obtener la curva frecuencia-amplitud de movimiento (Fig. 50 –derecha-), con objeto de determinar la frecuencia de resonancia,  $f_R$  vertical, del sistema vibrador-cimentación –suelo.

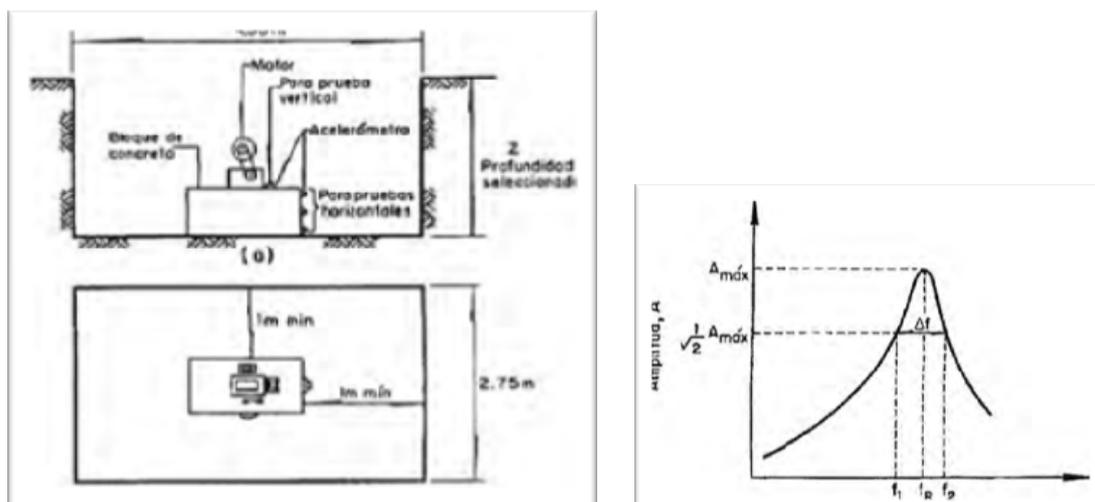


Fig. 50.- Esquema ilustrativo del montaje para la realización de la prueba de resonancia vertical (izquierda). Curva de respuesta de frecuencia del conjunto vibrador – placa – suelo (derecha) (Díaz Rodríguez, 2006)

Según Barkan (1962) el coeficiente de compresión elástica ( $C_u$ ) está dado por la expresión:

$$C_u = \frac{4\pi^2 f_R^2 M}{A_b}$$

donde,  $f_R$  = frecuencia de resonancia en Hz

$M$  = masa de la placa y vibrador

$A_b$  = área de contacto placa-suelo

El coeficiente de compresión elástica ( $C_u$ ), se puede relacionar con el módulo equivalente de Young ( $E_{eq}$ ) a través de la expresión:

$$C_u = \frac{E_{eq}}{(1 - \nu^2)} \frac{C_s}{\sqrt{B \cdot L}}$$

donde,  $\nu$  = relación de Poisson

$B$  = Ancho de área de contacto

$L$  = Longitud de área de contacto

$C_s$  = Coeficiente en función de la relación  $L/B$

Tabla 19.- Valores de  $C_s$  (Barkan, 1962)

L/B	$C_s$
0,1	1,06
1,5	1,07
2,0	1,09
3,0	1,13
5,0	1,22
10,0	1,41

La mayor desventaja del ensayo de resonancia es la zona reducida de suelo que participa en el ensayo.

### Pruebas sísmicas “Up-Hole” y Down-Hole”

El principio básico de este tipo de prueba se relaciona con la evaluación de la velocidad de propagación de ondas a través del medio que se considere, generadas en un punto llamado emisor, y registradas en otro llamado receptor (Fig. 51).

Parea llevar a cabo los ensayos es necesario la realización de un sondeo. Existen dos modalidades en función de donde se sitúe el emisor y el receptor:

- a) El emisor se coloca dentro del sondeo y el receptor en superficie, por tanto, la onda viaja de abajo hacia arriba. En este caso la prueba se conoce con el nombre de “Up-Hole”

b) El emisor se coloca en superficie y el receptor dentro del sondeo, por tanto, la onda viaja de arriba hacia abajo. En este caso la prueba se conoce con el nombre de “Down-Hole”

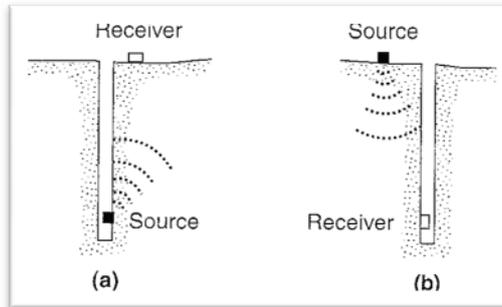


Fig. 51.- Ensayos “up-hole” y “down-hole” (Kramer, 1996)

El emisor o el receptor emplazado dentro del sondeo se pueden ubicar a diferentes profundidades, por lo que es posible obtener un perfil de velocidades como el indicado en la Fig. 52.

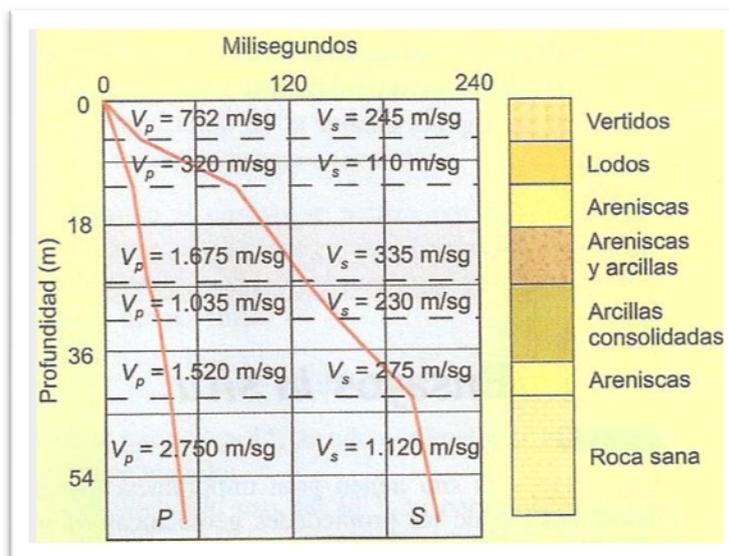


Fig. 52.- Ejemplo de variación de la velocidad de propagación de las ondas de compresión y cortante en función de la profundidad (González de Vallejo et al., 2002)

La principal desventaja de los ensayos down-hole y up-hole es la rápida atenuación de la energía con la profundidad.

### Prueba sísmica “Cross-Hole”

El principio fundamental de esta prueba es igual al de las pruebas sísmicas “Up-Hole” y “Down-Hole”. La diferencia radica en la necesidad de realizar al menos dos sondeos, dado que es necesario que el elemento emisor se emplace en uno de ellos y el receptor en el otro sondeo, (Fig. 53a). La prueba también se puede realizar

mediante tres o más sondeos, (Fig. 53b), dispuestos todos alineados con el sondeo donde se emplaza el elemento emisor o radialmente con respecto a éste.

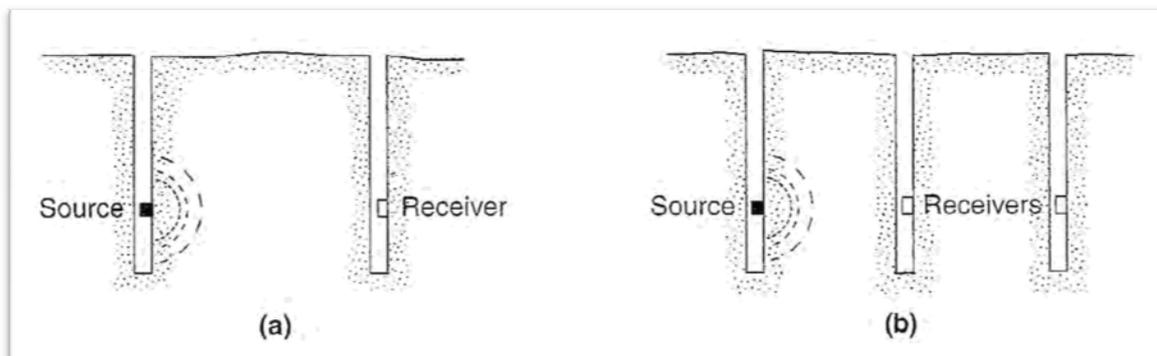


Fig. 53.- Ensayo "cross-hole", con dos (a) y tres sondeos (b)

Al igual que en las pruebas "Up-Hole" y "Down Hole", los niveles de deformación son pequeños y comprendidos entre  $10^{-1}$  y  $10^{-3}\%$ . Por tanto los módulos de rigidez al cortante (G) que se evalúan por este método son máximos y se les puede calificar como de "elásticos".

Este ensayo es muy útil para la medición de la variación del módulo dinámico de rigidez al cortante (G) con la profundidad.

#### Prueba de cono sísmico (SCPT)

La prueba del cono sísmico (Robertson & Campanella, 1985) es muy similar al ensayo sísmico "Down-Hole", excepto que no requiere la realización del sondeo, debido a que la prueba se hace con un cono convencional instrumentado con un geófono o con un acelerómetro instalado en la parte alta del tramo de fricción.

La prueba se realiza simultáneamente con el hincado del cono, el cual se detiene a diferentes profundidades para enviar desde la superficie impulsos que son posteriormente captados por el sensor instalado en el interior del mismo.

La prueba se interpreta de manera similar a la utilizada en la prueba sísmica "Down-Hole". Por su eficiencia, actualmente esta prueba tiende a ser más usada que las de tipo "Down-Hole" y "Up-Hole". Incluso ya se hacen ensayos similares a los "Cross-Hole", pero utilizando dos conos sísmicos (Kramer, 1996).

#### Prueba de penetración estándar (SPT)

Este ensayo es uno de los más antiguos utilizados en ingeniería geotécnica y en algunas aplicaciones para ingeniería sísmica. Consiste en clavar una barra que

incorpora una punta afilada en un sondeo dejando caer una maza de 63.6 Kg desde una altura de 76 cm Se incluye en este apartado porque esta prueba de penetración (SPT), es un procedimiento indirecto, para medir las propiedades dinámicas de un suelo, en este caso para conocer el potencial de licuefacción y es la que se usa más comúnmente para caracterizar la resistencia a la licuefacción de medios granulares finos.

El valor de resistencia N debe corregirse en función de la energía aplicada.  $(N_1)_{60}$  es el valor del SPT, normalizado para una presión aproximada de  $10 \text{ T/m}^2$  y una energía eficaz del 60%, se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N \frac{E_m}{0,60 \cdot E_{ff}}$$

donde,  $N_m$  = resistencia de penetración medida

$C_N$  = factor de corrección  $(P_a/\sigma'_v)^{0,5}$

$P_a$  = Presión atmosférica (100 KPa)

$\sigma'_v$  = tensión efectiva

$E_m$  = energía aplicada durante la prueba

$E_{ff}$  = energía teórica de la maza en caída libre.

En el apartado V.4.1 y V.4.2 se expondrá la metodología de cálculo para densificación en arenas así como susceptibilidad a la licuefacción, a través del valor corregido del SPT, llamado  $(N_1)_{60}$ .

#### IV.7. Capacidad portante para cimentaciones superficiales

Los estudios teóricos de la presión de hundimiento se han basado en la hipótesis de un mecanismo o modelo de rotura bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límite de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas. Posteriormente, se han aplicado coeficiente correctores para tener en cuenta la forma del cimiento, la excentricidad, inclinación de la carga, etc.

Uno de los primeros conjuntos de ecuaciones sobre capacidad portante fue el propuesto por Terzaghi (1943), que modificaba la ecuación propuesta por Prandtl (1920) desarrollada para una cimentación en faja indefinida. Estas ecuaciones y las posteriores, Meyerhof (1951, 1963) y más tarde Hansen (1957, 1970), sientan las bases del uso general de las cimentaciones, condiciones de partida y superficies de rotura que provocan el fallo éstas, estudiadas tanto para dimensiones conocidas como para fajas indefinidas (Fig. 54). Más tarde, Chen (1975), DAS (1987), Shin et al (2002),

Kumar (2003), Dewaikar y Mohapatro (2003), Kumar and Kouzer (2007), Georgiadis (2009), entre otros muchos, estudian diferentes aspectos de las fórmulas iniciales y sus parámetros correctores.

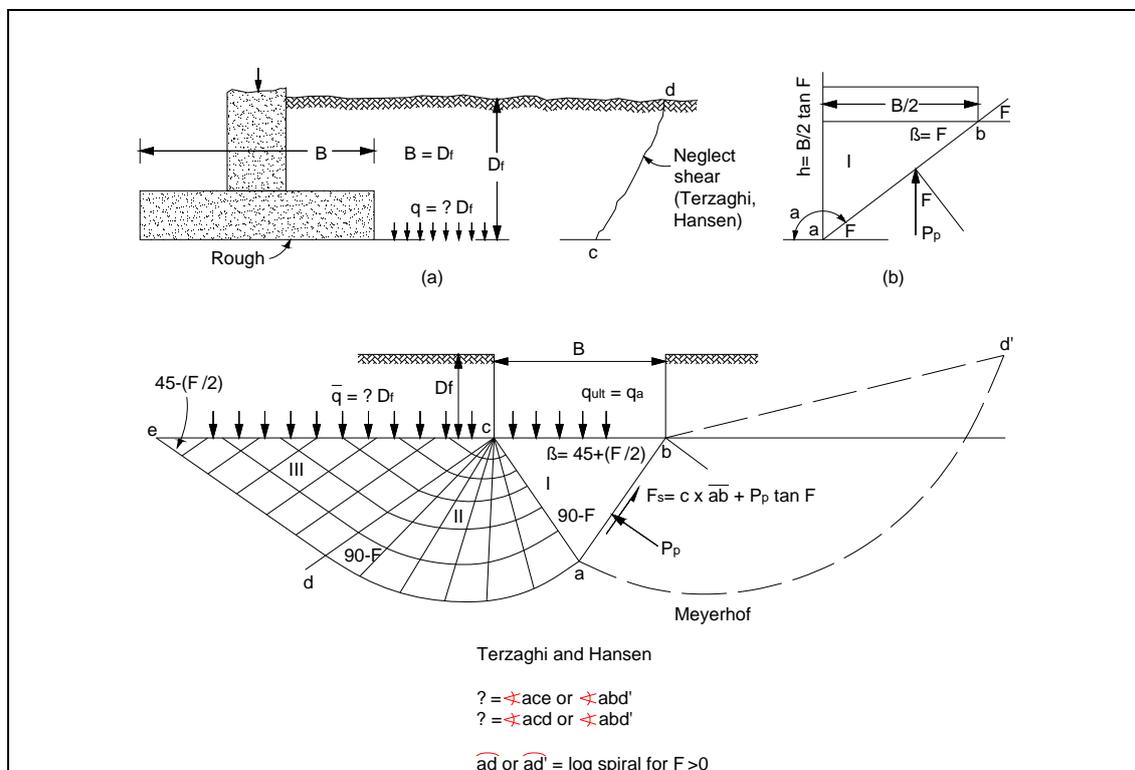


Fig. 54.- Superficies de rotura de cimentaciones superficiales según Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) y Hansen (1957).

Normalmente, los cálculos se realizan en condiciones estáticas, es decir, si tener en cuenta las excentricidades de las cargas que transmite la superestructura y momentos asociados en un evento sísmico, ya que se usa un coeficiente de seguridad global (normalmente 3). En el apartado siguiente se desarrollan las metodologías de cálculo más frecuentes, incluidas las establecidas por el CTE y el Eurocódigo 7 (UNE-ENV-1997-1:1994, Anexo B).

#### IV.7.1.Limitada por hundimiento en condiciones estáticas y pseudo-estáticas

Como se ha mencionado anteriormente, la Teoría de Terzaghi (1943), posterior a Prandtl (1920), supuso la primera formulación que posteriormente ha sido ampliada por varios autores, como Meyerhoff (1951), Hansen (1957) y Vesic (1975), incorporando nuevos factores de capacidad de carga y distintas formulaciones empíricas para calcularlos.

Las ecuaciones fundamentales de Terzaghi son las siguientes:

$$\text{Zapatas Corridas: } q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + 0,5\gamma BN_\gamma$$

$$\text{Zapatas Cuadradas: } q_{ult} = 1,3cN_c + \bar{q}N_q + 0,4\gamma BN_\gamma$$

$$\text{Zapatas Circulares: } q_{ult} = 1,3cN_c + \bar{q}N_q + 0,3\gamma BN_\gamma$$

donde:

$c$ = cohesión del terreno de cimentación

$\bar{q}$ = sobrecarga sobre el nivel de cimentación =  $\gamma_1 \cdot D_f$

$D_f$ = empotramiento de la cimentación

$\gamma_1$ = peso específico del terreno en el tramo de empotramiento

$B$ = ancho de la cimentación

$\gamma$ = peso específico del terreno bajo el nivel de cimentación

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ = factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno ( $\phi$ ). Se denominan respectivamente factor de cohesión ( $N_c$ ), de sobrecarga ( $N_q$ ) y de peso específico ( $N_\gamma$ ).

Los factores de capacidad de carga según Terzaghi se calculan:

$$N_c = ctg\phi(N_q - 1); N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2}-\phi\right)tg\phi}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}; N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\phi$$

Se pueden generar tablas, como la aportada por Rodríguez Ortiz et al. (1982), donde se detallan los factores de capacidad de carga para distintos ángulos de rozamiento interno ( $\phi$ ).

Tabla 20. Factores de Capacidad de Carga estáticos

$\phi$	Nc	Nq	N $\gamma$	Nq/Nc	tg $\phi$	$\phi$	Nc	Nq	N $\gamma$	Nq/Nc	tg $\phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,19	0,00	26	22,25	11,85	12,53	0,53	0,49
1	5,16	1,09	0,07	0,21	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,73	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,92	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,85	16,44	19,33	0,59	0,55
4	6,15	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,52	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,85	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,50	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,17	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,18	0,68	0,65
8	7,54	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,89	2,25	1,03	0,29	0,16	35	46,13	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,34	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,58	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,27	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,02	0,80	0,78
13	9,79	3,26	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,39	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,32	64,20	109,42	0,85	0,84
15	10,97	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,65	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,33	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,11	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,94	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
20	14,84	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,11	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,81	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,66	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,27	222,31	496,02	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,94	265,51	613,17	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,87	0,51	0,47						

El CTE (Ministerio de Vivienda, 2006) expresa la presión de hundimiento de una cimentación directa mediante una ecuación donde, partiendo del postulado general de Terzaghi y utilizando las teorías de Meyerhoff y Hansen, se han introducido, además de los factores de capacidad de carga, otros coeficientes correctores para considerar otros factores como, profundidad, forma en planta del cimiento, inclinación de la carga y proximidad a un talud:

$$q_h = C_k N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0k} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_k N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

donde:

$q_h$ = presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno  $R_k$ .

$q_{0k}$ = presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base.

$c_k$ = valor característico de la cohesión del terreno.

$B^*$ = ancho equivalente del cimiento.

$\gamma_k$ = peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento.

$N_c, N_q, N_\gamma$ = factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno ( $\phi_k$ ). Se denominan respectivamente factor de cohesión ( $N_c$ ), de sobrecarga ( $N_q$ ) y de peso específico ( $N_\gamma$ ).

$d_c, d_q, d_\gamma$ = coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad.

$s_c, s_q, s_\gamma$ = coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento.

$i_c, i_q, i_\gamma$ = coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical.

$t_c, t_q, t_\gamma$ = coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

### Valor de cada uno de los coeficientes correctores

Coeficientes "d". Influencia de la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación: Cuando la base de la cimentación se sitúa a cierta profundidad  $D$  (empotramiento) bajo la superficie del terreno (Fig. 55), la superficie de rotura teórica, asociada al estado límite último de hundimiento, ha de movilizar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la cimentación. Para tener en cuenta este efecto, que obviamente aumenta la presión de hundimiento disponible, se emplearán los coeficientes de corrección  $d_c, d_q, d_\gamma$ . El CTE emplea el método de Hansen (1970).

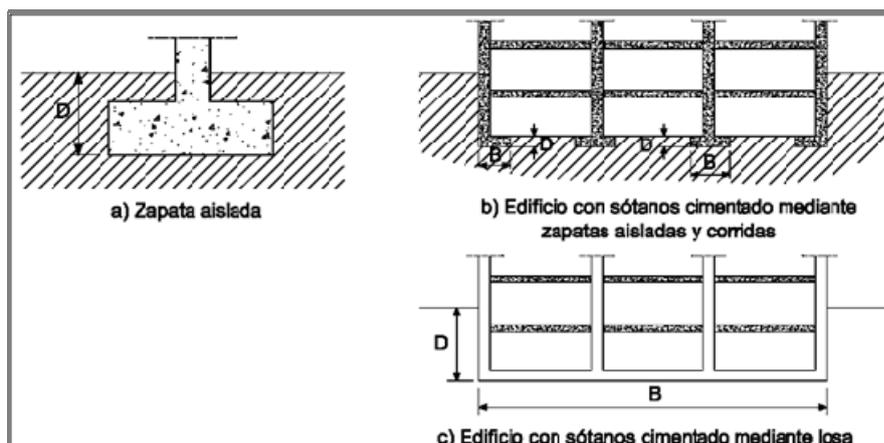


Fig. 55.- Profundidad de empotramiento "D" a considerar en la determinación de la presión de hundimiento (CTE. SE-C. Anexo F.)

1.- El factor  $d_c$  es un coeficiente de profundidad, a aplicar al término de cohesión, que depende del empotramiento (D), ancho de la cimentación y un factor  $K_p$ , que es función a su vez del ángulo de rozamiento interno  $-\phi$  (Meyerhof, 1951, tomado de BOWLES, 1982).

$$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}; K_p = tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Según el CTE, dicho coeficiente,  $d_c$ , se puede calcular mediante la relación profundidad/ancho de cimentación (Fig. 56):

$$d_c = 1 + 0,34 \cdot \arctg \left( \frac{D}{B^*} \right)$$

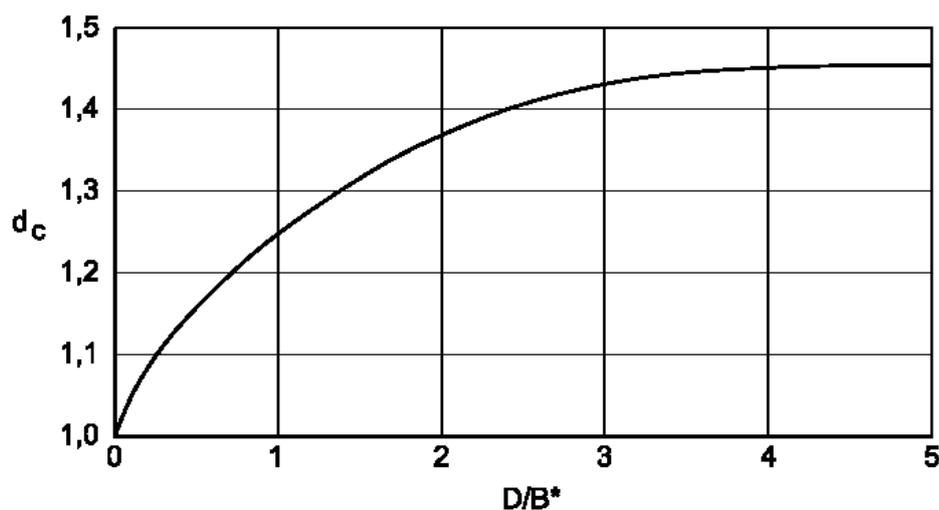


Fig. 56.- Coeficiente de corrección  $d_c$  (CTE. SE-C. Anexo F.)

2.- El coeficiente corrector  $d_q$ , es el que se aplica al factor  $N_q$ , depende de la relación  $N_q/N_c$ , del ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y de la relación entre el empotramiento ( $D$ ) y el ancho de la cimentación ( $B$ ). A continuación se presenta la ecuación expuesta en el CTE:

$$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \text{sen}\phi_k)^2 \arctg \frac{D}{B^*}; \text{ para } \phi_k = 0: d_q = 1$$

El valor de  $\frac{N_q}{N_c}$  puede considerarse igual que  $\text{tg } \phi_k$ , con un valor aproximado de 0,2.

Meyerhof (1951, 1963) – en BOWLES (1982)-, asigna un valor de  $d_q = d_\gamma = 1$ , para  $\phi = 0$ , igual que el CTE. Además añade que para valores de  $\phi \geq 10$  el valor de  $d_q$  y  $d_\gamma$  se calcula mediante la expresión:

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}; K_p = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

3.- El coeficiente corrector  $d_\gamma$ , empleado para corregir  $N_\gamma$ , el CTE establece un valor de  $d_\gamma = 1$

El CTE establece las siguientes consideraciones acerca del coeficiente “d”:

- a. El proyectista considerará prudentemente la inclusión de estos coeficientes de corrección. No se deben tener en cuenta en el caso de construir zapatas poco profundas en terrenos arcillosos, de plasticidad elevada, que en épocas secas puedan desarrollar grietas por retracción. En estas circunstancias no podría contarse con la resistencia al corte del terreno situado sobre la base de la cimentación, ya que sería nula en la dirección a favor de los planos de las grietas.
- b. No se deben emplear los factores de corrección anteriores para profundidades de cimentación  $D$  (Fig. 55) bajo la superficie del terreno menores de 2 m. Tampoco se deben considerar en cimentaciones cercanas a taludes o cuando no se pueda garantizar la permanencia, en el tiempo, del terreno situado por encima de la base de cimentación.

El Eurocódigo 7 (UNE-ENV-1997-1:1994, Anexo B) indica que también se deberán tener en cuenta las influencias adicionales con respecto a la profundidad de empotramiento, pero no expone ningún cálculo.

Coeficientes "s". Influencia de la forma de la cimentación:

El CTE establece las siguientes ecuaciones a tener en cuenta por el efecto de la forma del cimientto:

1.- Coeficiente corrector del factor  $N_c$ :

$$S_c = 1,20 \quad \text{para zapata cuadrada o circular}$$

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B^*}{L^*} \quad \text{para zapata rectangular}$$

2.- Coeficiente corrector del factor  $N_q$ :

$$S_q = 1,20 \quad \text{para zapata cuadrada o circular}$$

$$S_q = 1 + 1,5 \operatorname{tg} \phi_k \cdot \frac{B^*}{L^*} \quad \text{para zapata rectangular}$$

3.- Coeficiente corrector del factor  $N_\gamma$ :

$$S_\gamma = 0,6 \quad \text{para zapata cuadrada o circular}$$

$$S_\gamma = 1 + 0,3 \cdot \frac{B^*}{L^*} \quad \text{para zapata rectangular}$$

El Eurocódigo 7 (UNE-ENV-1997-1:1994, Anexo B), en condiciones sin drenaje, el único coeficiente que interviene es el del término de cohesión,  $S_c$ , y lo calcula de la misma forma que el CTE. En cambio, para situaciones con drenaje:

$$S_c = \frac{S_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{para cimentación cuadrada, circular o rectangular}$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{sen} \phi' \quad \text{para cimentación rectangular}$$

$$S_q = 1 + \operatorname{sen} \phi' \quad \text{para cimentación cuadrada o circular}$$

$$S_\gamma = 1 + 0,3 \frac{B'}{L'} \quad \text{para cimentación rectangular}$$

$$S_\gamma = 0,7 \quad \text{para cimentación cuadrada o circular}$$

En el caso de Meyerhof (1951, 1963) – en BOWLES (1982)-, para  $\phi=0$ ,  $S_q=S_\gamma=1,0$ .

para  $\phi \geq 10$ :

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L}; K_p = tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

para zapatas cuadradas o circulares en general:

$$S_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L}; K_p = tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Coeficientes "i". Influencia de la inclinación de la resultante de las acciones sobre la cimentación:

El CTE establece las siguientes ecuaciones a tener en cuenta por efecto de componentes horizontales de cargas sobre la zapata:

1.- Coeficiente corrector del factor  $N_c$ :

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}; \quad \text{para } \phi_k = 0: i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_k}} \right)$$

2.- Coeficiente corrector del factor  $N_q$ :

$$i_q = (1 - 0,7tg\delta_B)^3 \cdot (1 - tg\delta_L)$$

donde, el ángulo "δ" mide la desviación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical (V), así como sus componentes según dos direcciones ortogonales

$$tg\delta = \frac{H}{V}; \quad tg\delta_B = \frac{H_B}{V}; \quad tg\delta_L = \frac{H_L}{V}$$

siendo, H= componente horizontal de la resultante de las acciones

$H_B$ ,  $H_L$  = componentes de H en dos direcciones ortogonales (habitualmente paralelas a los ejes o direcciones principales de la cimentación)

3.- Coeficiente corrector del factor  $N_\gamma$ :

$$i_\gamma = (1 - \text{tg}\delta_B)^3 \cdot (1 - \text{tg}\delta_L)$$

Además el CTE establece las siguientes premisas:

- a. Cuando se pueda asegurar una cierta cohesión “c” en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá emplear un ángulo  $\delta^*$  menor, dado por la expresión:

$$\text{tg}\delta^* = \frac{\text{tg}\delta}{1 + \frac{B \cdot L \cdot c_k}{V \cdot \text{tg}\phi_k}}$$

- b. Cuando la componente horizontal de la resultante sea menor del 10% de la vertical, se podrá tomar  $i_c = i_q = i_\gamma = 1$ .

El Eurocódigo 7 (UNE-ENV-1997-1:1994, Anexo B):

- en condiciones sin drenaje

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{\frac{1 - H}{A' \cdot c_u}} \right)$$

donde,

$A' = B' \cdot L'$ , área efectiva de proyecto de la cimentación, definida como la base de la cimentación o, en caso de cargas excéntricas, el área reducida de la cimentación, cuyo centro de gravedad coincida con el punto de aplicación de la resultante de las cargas  
 $c_u$  = resistencia al corte sin drenaje.

- en condiciones con drenaje

1.- La inclinación de la carga, originada por una carga horizontal H, paralela a L'

$$i_q = i_\gamma = \frac{1 - H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot\phi'}; \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}; \text{ igual que el CTE}$$

2.- La inclinación de la carga, provocada por una carga horizontal, H paralela a B':

$$i_q = \left( \frac{1 - 0,7 H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^3 ; i_\gamma = \left( \frac{1 - H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^3$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}; \text{igual que el CTE}$$

Meyerhof (1951, 1963) – en BOWLES (1982)- establece las siguientes fórmulas para los coeficientes de corrección con respecto a la inclinación de la carga, en función del ángulo de desviación ( $\alpha$ ) de la carga con respecto a la vertical:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ}; i_\gamma = \left( 1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2$$

Coeficientes "t". Influencia de la proximidad de un talud a la cimentación:

El CTE de la edificación introduce estos coeficientes para los casos en el que el terreno situado junto a la cimentación no sea horizontal, sino que presente una inclinación descendente de ángulo  $\beta$  (expresado en radianes) respecto a la horizontal.

1.- Coeficiente corrector del factor  $N_c$ :  $t_c = e^{-2 \cdot \beta \cdot \tan \phi_k}$

2.- Coeficiente corrector del factor  $N_q$  y  $N_\gamma$ :  $t_q = t_\gamma = 1 - \sin 2\beta$

El CTE hace las siguientes consideraciones acerca de los coeficientes "t":

- En situaciones de dimensionado transitorias en condiciones sin drenaje, el efecto de la inclinación del terreno podrá tenerse en cuenta calculando la presión de hundimiento como si la superficie del suelo fuera horizontal, reduciéndola posteriormente en un valor  $2 \cdot \beta \cdot c_u$ .
- Cuando el ángulo de inclinación del terreno sea superior a  $\phi'/2$  debe llevarse a cabo un estudio específico de estabilidad global.
- Cuando el ángulo de inclinación del terreno sea menor o igual a  $5^\circ$ , se podrá tomar  $t_c = t_q = t_\gamma = 1$ .

El Eurocódigo 7 (UNE-ENV-1997-1:1994, Anexo B) no hace referencia a la influencia que representa la proximidad de la cimentación a un talud.

#### IV.7.1.1. Cimentaciones con excentricidades o cargas inclinadas

Una cimentación está sujeta, aún sin eventos sísmicos, a cargas excéntricas originadas por momentos, en una o dos direcciones, transmitidos por la superestructura al pilar conectado con dicha cimentación. Si además se tiene en cuenta la acción excepcional de un sismo, dichos momentos se ven incrementados, aumentado la excentricidad de la carga vertical, por lo que, como se verá a continuación, disminuye la superficie cargada de la cimentación, término que se conoce como área equivalente de un cimiento ( $B^* \cdot L^*$ ).

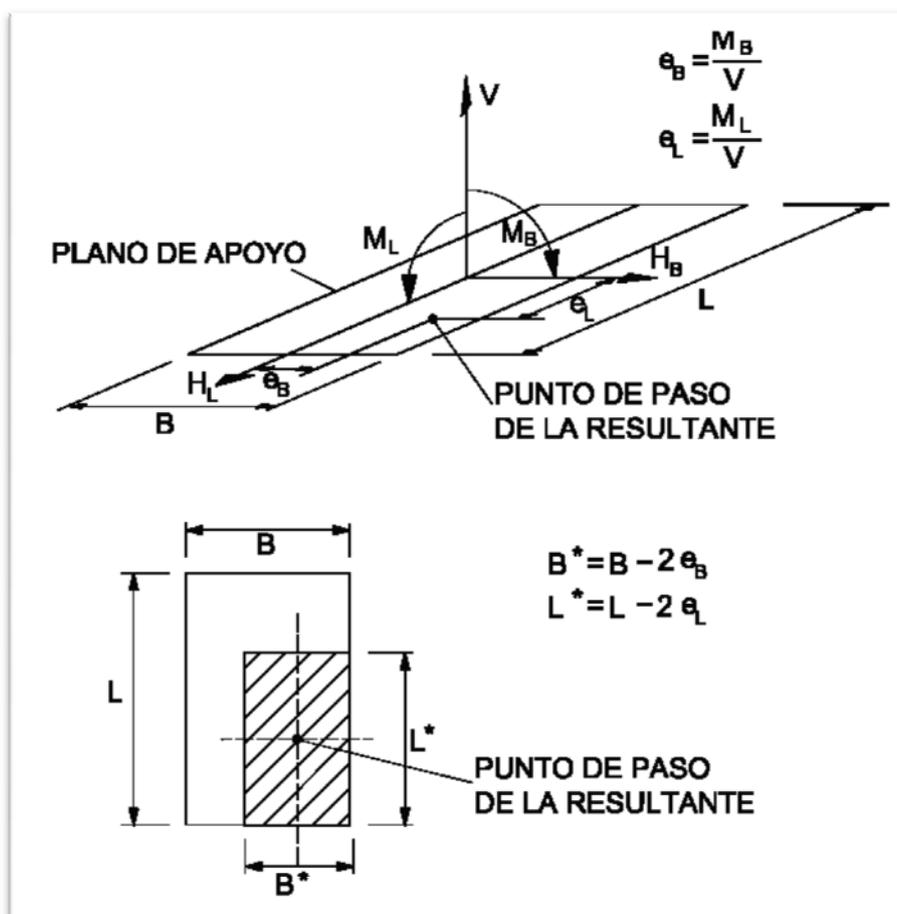


Fig. 57.- Definición de área equivalente de una zapata (CTE. DB-SE-C, 2006)

Por lo anterior, la aplicación de momentos adicionales, en una o dos direcciones, provocados por la acción sísmica, conlleva una excentricidad de la carga y consecuentemente una reducción del área cargada, por lo que se incrementa la tensión transmitida al terreno disminuyendo el coeficiente de seguridad, pudiendo producirse el hundimiento o rotura si éste alcanza un valor inferior a 1. Es por ello que hay que sobredimensionar la cimentación para adecuarla a esta nueva situación, que aunque se cataloga como transitoria y excepcional, se debe tener en cuenta. Esto es lo que se conoce como el método Pseudo-Estático.

#### IV.7.2. Limitada por hundimiento en condiciones sísmicas

La capacidad portante de las cimentaciones es un tema muy importante de la investigación en la Ingeniería Geotécnica. Tal como se mencionó en el apartado anterior, Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Hansen (1970), Vesic (1973), Chen (1975), Das (1987), Shin et al (2002), Kumar (2003), Dewaikar y Mohapatro (2003), Kumar and Kouzer (2007), Georgiadis (2009) y muchos otros han estudiado ampliamente la capacidad de las cimentaciones superficiales en situación de carga estática. Entre la limitada literatura disponible sobre la capacidad portante en condiciones sísmicas, Meyerhof (1953, 1963) se encuentran entre los primeros, donde las fuerzas sísmicas se aplicaban a la estructura mediante cargas pseudo-estáticas inclinadas. Sin embargo, no fue considerado en estos análisis el efecto de las fuerzas sísmicas sobre el substrato portante que conlleva introducir la fuerza de inercia provocada en éste.

Por lo anterior, Sarma y Iossifelis (1990), Richards et al. (1993), Budhu y Al-Karni (1993) y Kumar y Kumar (2003), Choudhury y Subba Rao (2005) consideran el efecto de las fuerzas sísmicas para ambos casos, la estructura y la masa portante de suelo.

Para el análisis de la capacidad portante en condiciones sísmicas, teniendo en cuenta las fuerzas que actuarían en un evento sísmico sobre la cimentación y sobre el substrato portante por bajo y alrededor de ésta, se necesita redimensionar los factores de capacidad de carga de los términos de cohesión, sobrecarga y peso específico:

$$N_c, N_q, N_\gamma; \text{ en condiciones estáticas}$$

$$N_{cd}, N_{qd}, N_{\gamma d}; \text{ en condiciones dinámicas}$$

Richards, et al. (1993) y Choudhury & Subba Rao (2005), cuantifican dichos factores de capacidad de carga sísmicos para distintos ángulos de rozamiento interno y distintos coeficientes sísmicos de aceleraciones, tanto en la dirección horizontal ( $K_h$ ) como en la vertical ( $K_v$ ). Así la ecuación general de Terzaghi se puede expresar:

$$q_{ud} = cN_{cE} + \bar{q}N_{qE} + 0,5\gamma BN_{\gamma E}$$

donde,

$q_{ud}$  = capacidad de carga sísmica frente a hundimiento

$N_{cE}, N_{qE}, N_{\gamma E}$  = Factores sísmicos de capacidad de carga

$\bar{q}$  = sobrecarga sobre el nivel de cimentación =  $\gamma_1 \cdot D_f$

$\gamma_1$  = peso específico del terreno en el tramo de empotramiento

$B$  = ancho de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del terreno bajo el nivel de cimentación

Para el cálculo de los factores sísmicos de capacidad de carga, distintos autores han establecido ecuaciones complejas en función de los coeficientes de aceleración sísmica, tanto horizontal como vertical, funciones trigonométricas (tipo sen, cos, tg), el ángulo de rozamiento interno del terreno y coeficientes sísmicos de empuje pasivo adoptado del cálculo de estabilidad para muros de contención (cuya metodología de cálculo se expone, por ejemplo, en Subba Rao & Choudhury, 2005). Las fuerzas de rozamiento, aceleraciones y ángulos que intervienen se muestran en las Fig. 58 y 59.

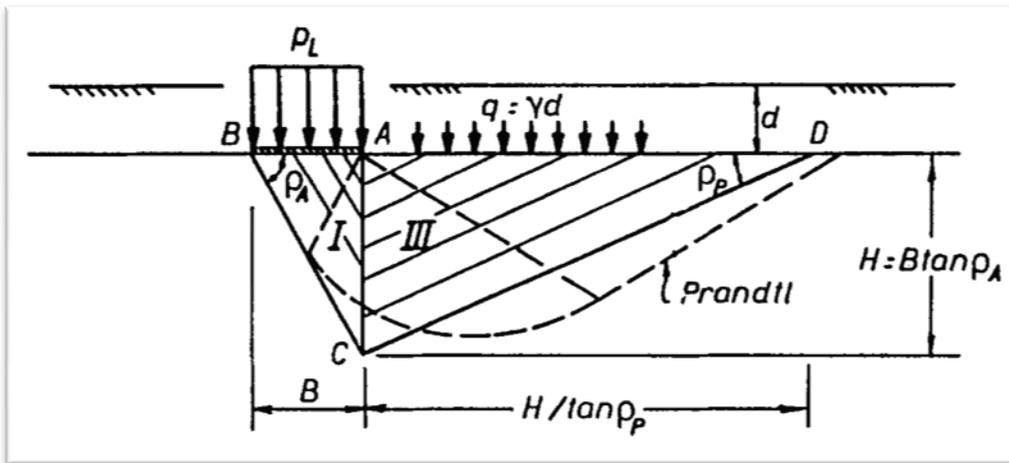


Fig. 58.- Modelo simplificado de Coulomb para zapatas (Richards et al., 1993)

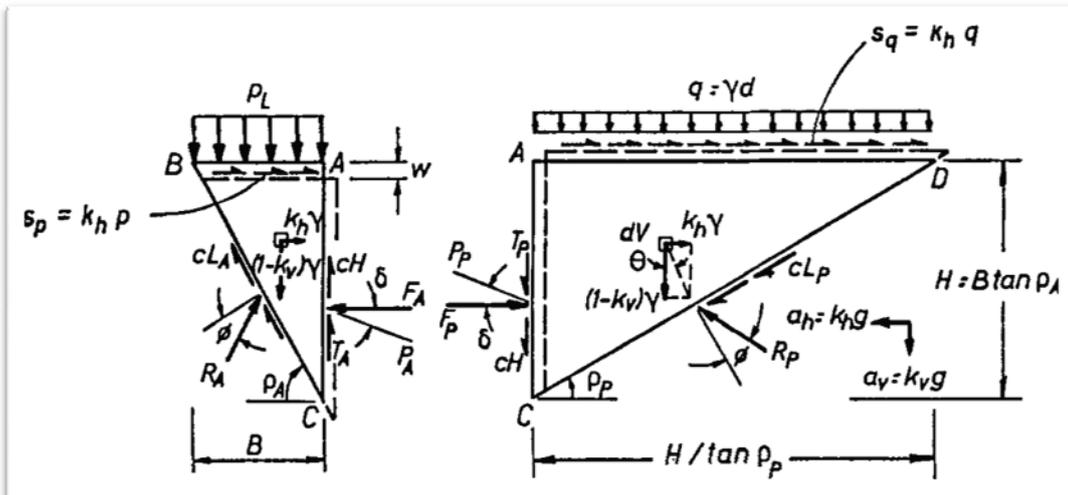


Fig. 59.- Mecanismo de rotura de Coulomb con fuerzas de rozamiento verticales (Richards et al., 1993)

Existen tablas que comparan los valores de los factores de capacidad de carga estáticos, para diferentes autores, con los dinámicos (Tabla 21, Tabla 22 y Tabla 23).

Tabla 21.- Comparación del Factor sísmico de Capacidad de Carga  $N_{cd}$  con el Factor estático de Capacidad de Carga  $N_c$  dado por varios autores

Autores		$\Phi(^{\circ})$							
		10		20		30		40	
Choudhury & Subba Rao (2005)	$N_{cd}$	8,31	% Variación	14,74	% Variación	29,86	% Variación	74,28	% Variación
Terzaghi (1943)	$N_c$	9,6	13,44	17,7	16,72	37,2	19,73	95,7	22,38
Meyerhof (1951)		8,34	0,36	14,83	0,61	30,13	0,90	75,25	1,29
Hansen (1970)		8,34	0,36	14,83	0,61	30,13	0,90	75,25	1,29
Prakash and Saran (1971)		-	-	17,3	14,80	36,6	18,42	94,8	21,65
Vesic (1973)		8,34	0,36	14,83	0,61	30,13	0,90	75,25	1,29
Griffiths (1982)		8,3	0	14,8	0,41	30,1	0,80	-	-
Saran and Agarwal (1991)		-	-	17,7	16,72	37,2	19,73	96	22,63
Eurocode 7 (1996)		8,34	0,36	14,83	0,61	30,13	0,90	75,25	1,29
Soubra (1999)		-	-	14,87	0,87	30,25	1,29	75,8	2,01

Tabla 22.- Comparación del Factor sísmico de Capacidad de Carga  $N_{qd}$  con el Factor estático de Capacidad de Carga  $N_q$  dado por varios autores

Autores		$\Phi(^{\circ})$							
		10		20		30		40	
Choudhury & Subba Rao (2005)	$N_{qd}$	2,47	% Variación	6,39	% Variación	18,35	% Variación	63,95	% Variación
Terzaghi (1943)	$N_q$	2,7	8,52	7,4	13,65	22,5	18,44	81,3	21,34
Meyerhof (1951)		2,5	1,20	6,4	0,16	18,4	0,27	64,1	0,23
Hansen (1970)		2,5	1,20	6,4	0,16	18,4	0,27	64,1	0,00
Prakash and Saran (1971)		-	-	7,4	13,65	22,4	18,08	81,3	21,34
Vesic (1973)		2,5	1,20	6,4	0,16	18,4	0,27	64,1	0,23
Griffiths (1982)		2,5	1,20	6,4	0,16	18,4	0,27	-	-
Saran and Agarwal (1991)		-	-	7,4	13,65	22,5	18,44	81,6	21,63
Eurocode 7 (1996)		2,5	1,20	6,4	0,16	18,4	0,27	64,1	0,23
Soubra (1999)		-	8,52	6,41	0,31	18,46	0,60	64,55	0,93

Tabla 23.- Comparación del Factor sísmico de Capacidad de Carga  $N_{vd}$  con el Factor estático de Capacidad de Carga  $N_v$  dado por varios autores

Autores		$\Phi(^{\circ})$							
		10		20		30		40	
Choudhury & Subba Rao (2005)	$N_{vd}$	0,82	% Variación	4,27	% Variación	20,03	% Variación	107,1	% Variación
Terzaghi (1943)	$N_v$	1,2	31,67	5	14,60	19,7	-1,68	100,4	-6,67
Meyerhof (1951)		0,4	-105,00	2,9	-47,24	15,7	-27,58	93,6	-14,42
Hansen (1970)		0,4	-105,00	2,9	-47,24	15,1	-32,65	79,4	-34,89
Prakash and Saran (1971)		-		3,8	-12,37	19,4	-3,25	115,8	7,51
Vesic (1973)		1,2	31,67	5,4	20,93	22,4	10,58	109,3	2,01
Griffiths (1982)		-		2	-113,50	8,5	-135,65	-	
Saran and Agarwal (1991)		-		6,4	33,28	29,4	31,87	116,1	7,75
Bolton and Lau (1993)		0,3	-173,33	1,6	-166,88	7,7	-160,13	-	
Manoharan and Dasgupta (1995) 0,70		2,1	60,95	9,1	53,08	-		-	
Eurocode 7 (1996)		0,53	-54,72	3,93	-8,65	20,09	0,30	105,9	-1,13
Paolucci and Pecker (1997)		-		-		23,1	13,29	123,3	13,14
Woodward and Griffiths (1998)		0,3	-173,33	1,5	-184,67	7,6	-163,55	-	
Soubra (1999)		0,84	2,38	4,66	8,37	21,81	8,16	120,2	10,90
Zhu et al. (2001)		0,45	-82,22	3,37	-26,71	17,58	-13,94	97,93	-9,36
Kumar (2003)		0,69	-18,84	3,43	-24,49	15,57	-28,64	85,73	-24,93
Dewaikar and Mohapatro (2003)		-		-		21,4	6,40	141,3	24,20

También se pueden encontrar en los artículos científicos, ábacos como en Richards et al. (1993), donde correlaciona los ratios de los Factores sísmicos de Capacidad de Carga ( $N_{vE}$ ,  $N_{qE}$ ,  $N_{cE}$ )/Factores estáticos de Capacidad de carga ( $N_{vS}$ ,  $N_{qS}$ ,  $N_{cS}$ ), la relación entre el coeficiente de aceleración horizontal ( $k_h$ ) y vertical ( $k_v$ ) y el ángulo de rozamiento interno del terreno ( $\phi$ ). Según Richards et al (1993), la aceleración vertical tiene poco o nulo efecto sobre las cimentaciones, y en general sobre las edificaciones, por lo que establece un valor de  $k_v=0$ .

Sin embargo, Choudhury & Subba Rao (2005), aunque atribuyen la disminución de los factores de capacidad de carga a la aceleración horizontal ( $K_h$ ), también le asignan en torno a un 10 % de incremento en el descenso de dicho parámetros en el caso de  $K_h=K_v$ .

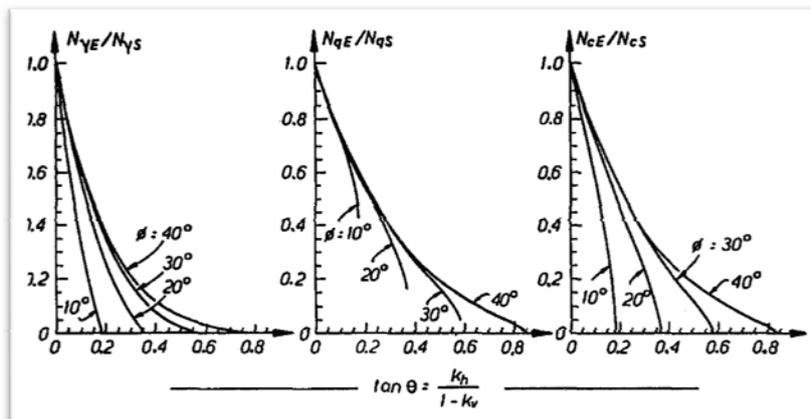


Fig. 60.- Razones de los Factores de Capacidad de Carga sísmicos y estáticos (Richards et al., 1993)

#### IV.7.3. Limitada por asientos en condiciones sísmicas

De forma análoga al movimiento sísmico lateral producido en las superficies teóricas de rotura [Fig. 54, 58 y 59] (Richards et al., 1993), las cimentaciones pueden asentar, con un planteamiento similar, durante un terremoto siempre que el valor del ratio de aceleración ( $K_h/1-K_v$ ) supere un valor crítico ( $K_h^*$ ). Incluso con niveles moderados de aceleración, el costo de las cimentaciones diseñadas para permanecer por debajo de este valor crítico y evitar el “asiento sísmico” puede ser excesivo y para terremotos de importancia puede ser prohibitivo. A tal efecto, la modelización se realiza a través del cálculo frente a la estabilidad al deslizamiento en muros para posteriormente aplicarlo al diseño de la cimentación. El mecanismo en cuña de Coulomb “activo-pasivo” permite el análisis basándose en el deslizamiento de un bloque, utilizado por Richardson y Olmos (1979) para el cálculo sísmico de los desplazamientos de las cimentaciones de muros de contención.

Una vez iniciado el deslizamiento, la cuña activa se mueve hacia abajo y hacia los lados en el ángulo  $\rho_{AE}$ , empujando la cuña pasiva hacia los lados como requiere el mecanismo de Coulomb. Se puede decir que el desplazamiento que tiene lugar, en un terremoto real, se incrementa con el tiempo.

Los asientos provocados por sismo, se calculan multiplicando el desplazamiento calculado por  $\tan \rho_{AE}$ :

— —

donde,

$\Delta$  (m)= desplazamiento unidireccional del bloque deslizante.

$v$  (m/s),  $A$ ( $m/s^2$ ) = velocidad y coeficiente de aceleración de pico del terremoto que se considere.

$g$  ( $m/s^2$ )= aceleración de la gravedad

El posible asiento de una cimentación en condiciones sísmicas viene marcado por los desplazamientos laterales en las dos direcciones, por esto dicho asiento se puede calcular:

$$w = 2\Delta t g \rho_{AE}$$

La  $\text{tg } \rho_{AE}$ , para suelos incoherentes, se puede determinar en función del coeficiente horizontal de aceleración ( $K_h$ ) y el ángulo de rozamiento interno del terreno (Fig. 61).

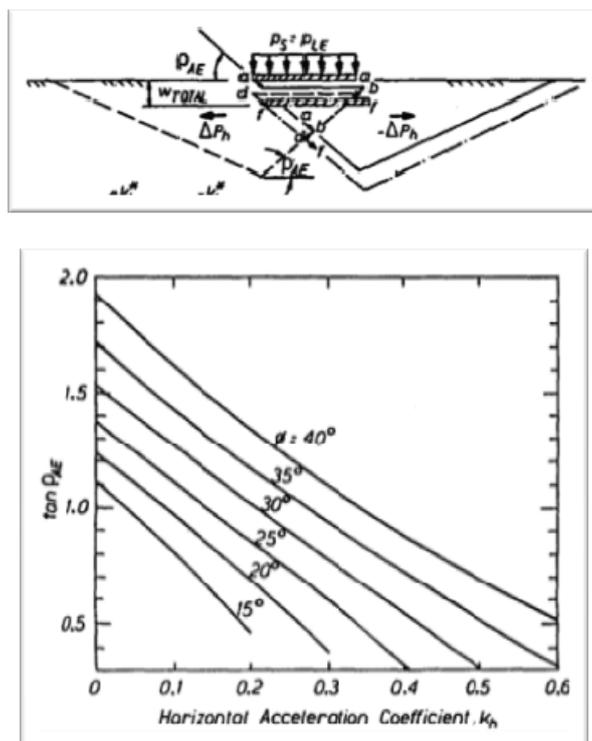


Fig. 61.- Tangente del ángulo activo ( $\rho_{AE}$ ) de Coulomb para zapatas (RICHARDS, ELMS, & BUDHU, 1993)

Asimismo, en función del coeficiente de seguridad adoptado en condiciones estáticas y la relación entre el empotramiento y el ancho de la cimentación ( $d/B$ ) se puede establecer el valor de aceleración crítica ( $K_h^*$ ) que ocasione el inicio del asiento de la cimentación (Fig. 62).

De los ábacos de la Fig. 62 se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- A mayor ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) e igual valor de coeficiente estático de seguridad, la aceleración crítica ( $K_h^*$ ) requerida para desencadenar el inicio del asiento de una cimentación superficial, en terrenos incoherentes, es cada vez mayor.

- A mayor profundidad de empotramiento, e igual ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) y coeficiente estático de seguridad, es necesaria una mayor aceleración crítica ( $K_h^*$ ) para iniciar el fenómeno de asiento en una cimentación superficial.
- A igual profundidad de empotramiento y ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), la aceleración crítica ( $K_h^*$ ) necesaria para provocar el inicio del asiento de la cimentación es cada vez menor conforme disminuimos el valor de coeficiente estático de seguridad.

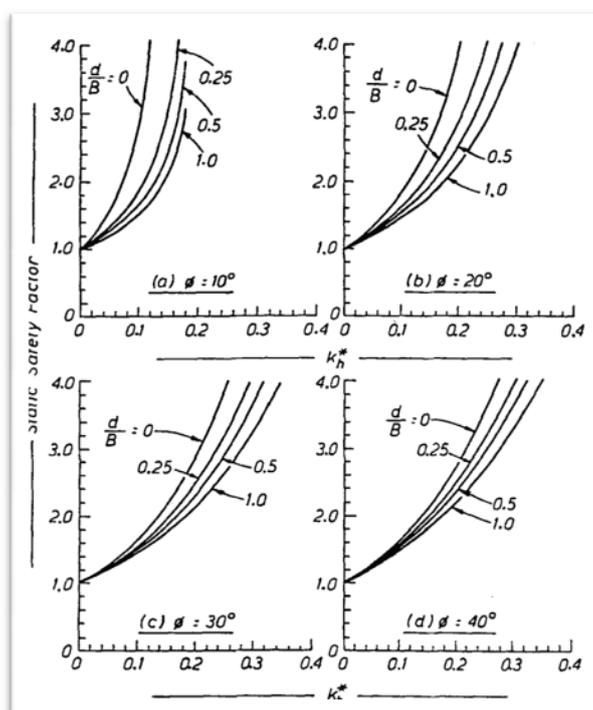


Fig. 62.- Aceleración crítica ( $K_h^*$ ) para inicio de asiento en terrenos incoherentes –  $c=0$ - (RICHARDS, ELMS, & BUDHU, 1993)

Para el correcto funcionamiento de una edificación frente a asientos diferenciales, el CTE (2006) en su DB-SE-C, establece los siguientes valores límite de las distorsiones angulares admisibles en función del tipo de estructura (Tabla 24):

Tabla 24.- Valores límite basados en la distorsión angular (CTE, DB-SE-C, 2006)

TIPO DE ESTRUCTURA	LÍMITE
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000

## IV.8. Carga de hundimiento en cimentaciones profundas

Cuando los niveles superficiales del terreno son poco resistentes o muy compresibles, puede resultar imposible conseguir mediante cimentaciones directas el adecuado coeficiente de seguridad, o limitar los asentamientos a valores admisibles para la estructura. Asimismo, aunque el terreno sea resistente, puede suceder que las cargas transmitidas por la superestructura sean muy elevadas y, en ese caso sea difícil conseguir un adecuado coeficiente de seguridad.

En circunstancias especiales en que sea preciso limitar estrictamente los asentamientos diferenciales, las cimentaciones directas pueden no ser una solución apropiada. En esos casos será necesario apoyar o transmitir las cargas a niveles más profundos y más competentes.

Además, cuando en el suelo y subsuelo se reconocen materiales estructuralmente inestables, como arcillas expansivas, suelos colapsables, suelos licuefactables, una posibilidad de cimentación es no apoyar directamente sobre estos suelos, sino transmitir las cargas a niveles más profundos mediante pilotaje.

Las primeras reglas de diseño parecen ser las recogidas por L. B. Alberti (1485), especificando longitudes superiores a  $1/8$  de altura del muro soportado y un diámetro superior a  $1/12$  de la longitud. Reglas similares fueron propuestas por Palladio (1570). En la reconstrucción del Puente de Rialto en Venecia por A. da Ponte se especificó hincar los pilotes hasta una penetración de «2 de dos con 24 golpes». Fontana (1543-1607) construyó una amplia base pilotada para el obelisco vaticano. Bullet (1691) rebajó la esbeltez de los pilotes a  $1/16$  ó  $1/18$  de su longitud.

El primer tratado sobre pilotes parece deberse a Perronet (1708-1794) quien indica que la hinca debe hacerse hasta un rechazo de 1-4 mm en la última andanada de 25-30 golpes. La primera fórmula de hinca fue propuesta en 1851 iniciándose los estudios modernos en los que destacan los nombres de Hiley, De Beer, Meyerhof, Caquot-Kerisel, Mindlin, Poulos, Whitaker, Vesic, etc.

Aunque en la Edad Media ya existían máquinas para hinca de pilotes, las primeras máquinas a vapor fueron utilizadas por Nasmyth en 1845. Los pilotes metálicos de fundición comenzaron a usarse hacia 1818 y en 1900 se introdujeron los perfiles laminados. En 1897 Raymond patentó el pilote que lleva su nombre. Los pilotes de hormigón comenzaron a usarse en Suecia en 1939.

### IV.8.1. Modelos de cálculo

#### Formulación básica (CTE. DB-SE-C, 2006)

La resistencia característica al hundimiento de un pilote aislado se considera dividida en dos partes: la contribución de la punta y la contribución del fuste (Fig. 63):

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

donde:

$R_{ck}$  = carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote produce su hundimiento. Cuando parte del pilote quede exenta (fuera del terreno) se tomará como “cabeza”, a efectos de cálculo de la carga de hundimiento, la sección horizontal al nivel del terreno.

$R_{pk}$  = parte de la carga que se supone soportada por la punta. Resistencia por punta.

$R_{fk}$  = parte de la carga que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste. Resistencia por fuste.

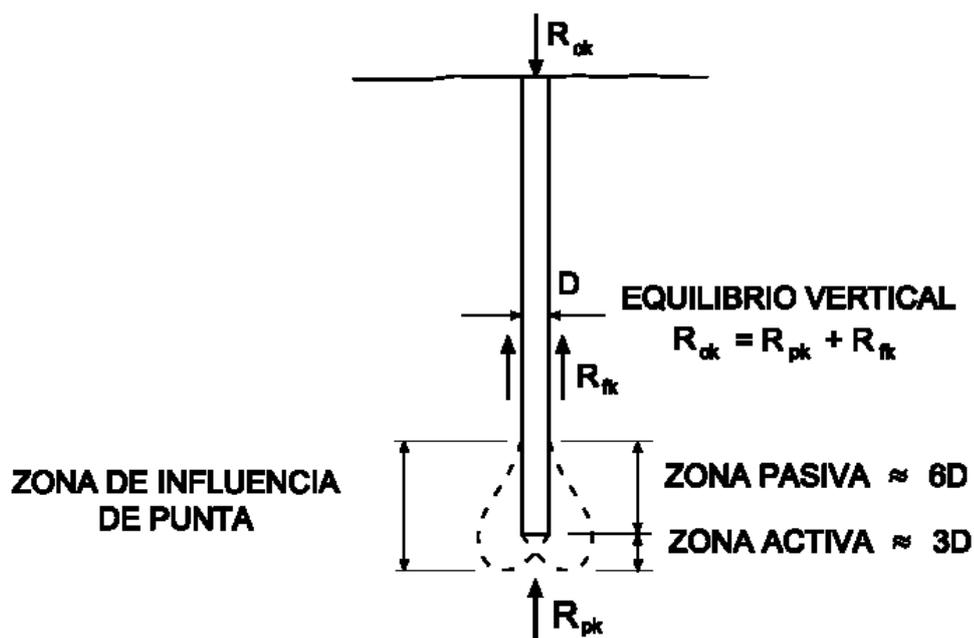


Fig. 63.- Esquema de la distribución de la carga de un pilote aislado (CTE. DB-SE-C, 2006)

En el caso de la Norma Tecnológica de la edificación (NTE – Acondicionamiento del terreno- cimentaciones-, 1987) se consideran tres zonas en el terreno de influencia de la punta, zona activa superior (A), zona activa inferior (B) y zona de seguridad (C); la longitud de dichas zonas, al igual que en el CTE, varían en función del diámetro del pilote y además, en el caso de la NTE, del tipo de terreno (coherente o granular) [Fig. 64 y Tabla 25].

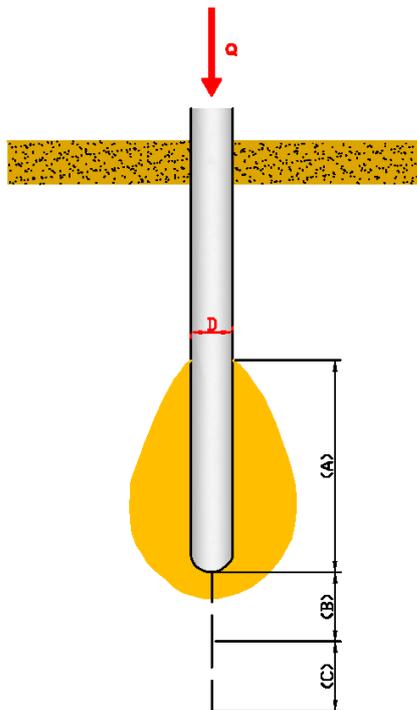


Tabla 25.- Longitud de influencia de la punta en cada zona (según NTE)

Zonas	Terrenos Coherentes (Arcillas)	Terrenos Granulares (Arenas)
Zona activa superior (A)	4D	8D
Zona activa inferior (B)	1,5D	3D
Zona de seguridad (C)	1,5D	3D

Fig. 64.- Zonas de influencia de la punta (según NTE)

Las resistencias por punta y por fuste se supondrán proporcionales a las áreas de contacto respectivas; pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$R_{pk} = q_p \cdot A_p; R_{fk} = \int_0^L \tau_f \cdot p_f \cdot dz$$

donde:

$q_p$  = resistencia unitaria por la punta.

$A_p$  = área de la punta.

$\tau_f$  = resistencia unitaria por el fuste.

$L$  = longitud del pilote dentro del terreno.

$p_f$  = perímetro de la sección transversal del pilote.

$z$  = profundidad contada desde la superficie del terreno.

En general, la resistencia unitaria por fuste es variable con la profundidad, por lo que el cálculo de la resistencia por fuste normalmente requiere la integración indicada en la expresión precedente. En los casos en que la resistencia por fuste sea constante por tramos y también lo sea el contorno del pilote en cualquier sección horizontal, la resistencia por fuste tiene una expresión más sencilla:

$$R_{fk} = \sum \tau_f \cdot A_f$$

donde:  $A_f$  = área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo.  $\tau_f$  = resistencia unitaria por fuste en cada tramo.

Para considerar el efecto “grupo” de pilotes el CTE establece que la separación entre pilotes no exceda de un valor igual o mayor de 3 diámetros, y además que el número de pilotes sea mayor o igual a 4. Por estas razones, se puede decir que dicho efecto grupo se dará en pantallas de pilotes y cimentaciones muy especiales, consideraciones que quedan fuera del objeto de esta Tesis.

### **Determinación de la resistencia de hundimiento mediante ensayos de in situ**

#### **a. Carga de hundimiento en función del SPT**

El método de evaluación de la seguridad frente al hundimiento de pilotes basado en el SPT es adecuado para suelos granulares que no tengan gran proporción de gravas y se puede aplicar tanto a pilotes hincados como a perforados.

Según la experiencia actual, la resistencia por punta se puede evaluar, para pilotes hincados, con la expresión:

$$q_p = \alpha \cdot N \text{ (MPa)}$$

donde:

N = valor medio del índice N del SPT. A estos efectos se obtendrá la media en la zona activa inferior y la media en la zona pasiva superior. El valor de N a utilizar será la media de las dos anteriores (limitado el valor de N a 50).

$\alpha$  = número adimensional que depende del tipo de terreno y del tamaño del pilote.

El valor de  $\alpha$  debe obtenerse a partir de datos locales específicos. A falta de experiencias contrastadas podrá suponerse:

$$\alpha = \left(0,1 + \frac{D_{50}}{D_r}\right) \cdot f_D \leq 0,4$$

donde:

$D_{50}$  = tamaño medio de la curva granulométrica de las arenas (mm).

$D_r$  = tamaño de referencia = 2 mm

$f_D$  = factor de corrección por tamaño del pilote. Se tomará:

$$f_D = 1 - \frac{D}{D_0}$$

D = diámetro del pilote.

$D_0$  = diámetro de referencia, se tomará  $D_0 = 3 \text{ m}$

El CTE establece un valor de  $\alpha$ , denominado en este caso  $f_N$ , de 0,4 para pilotes hincados y 0,2 para pilotes hormigonados in situ.

Del mismo modo, la resistencia por fuste en un determinado nivel dentro del terreno para un pilote de madera o de hormigón hincado puede considerarse igual a:

$$\tau_f = 2,5N \text{ (KPa)}$$

Para pilotes metálicos hincados el valor de  $\tau_f$  que se obtenga de esta expresión será reducido en un 10%.

En cada caso N es el valor del índice SPT al nivel considerado. Se debe utilizar, como valor de cálculo para evaluar la resistencia por punta, la semisuma del valor medio obtenido en la zona activa y del valor medio en la zona pasiva. Los valores del índice N deben ser aquéllos que corresponden a una energía nominal del 60%. Si en el ensayo en cuestión se conoce esa energía, los índices N podrán adecuarse debidamente.

Se advierte que, en cualquier caso, los índices N del SPT deben obtenerse para presiones efectivas similares a las del futuro servicio de la cimentación. Excavaciones o rellenos posteriores a la ejecución de los ensayos SPT pueden inducir cambios en el índice correspondiente, ya que el resultado del ensayo depende, entre otros factores, de la presión vertical efectiva al nivel del ensayo. Una forma de estimar el efecto en el valor de N de la posible diferencia de presiones causada por una excavación o un relleno puede hacerse con ayuda de la correlación indicada en la Tabla 26.

Tabla 26.- Factor de corrección del índice "N" del SPT por la sobrecarga efectiva de las tierras.  
 $N_{\text{(corregido)}} = f \cdot N$  (Ministerio de Fomento. , 2006)

Presión vertical efectiva al nivel del ensayo (kPa)	Factor de corrección, f
0	2
25	1.5
50	1.2
100	1
200	0.8
≥400	0.5

En cualquier caso, no se deben utilizar a efectos de estos cálculos índices N superiores a 50.

Los pilotes excavados pueden tener una resistencia por punta y por fuste claramente menor. Durante la excavación en terrenos arenosos se produce un entumecimiento del terreno y esto puede disminuir su resistencia.

Por otro lado ha de considerarse que la compresión horizontal del terreno contra el fuste de los pilotes es mayor en los pilotes hincados (que desplazan y comprimen el terreno) que en los pilotes excavados «in situ». La calidad de la limpieza del fondo de los pilotes excavados “in situ” con su punta en arenas debe vigilarse, pues se cuenta con su colaboración en la capacidad portante. Para tener en cuenta estos hechos, a efectos de calcular su carga de hundimiento en arenas mediante el SPT, se aplicarán los valores de “ $q_p$ ” indicados para los pilotes hincados, aplicando un coeficiente de reducción igual a 0.5; para “ $\tau_f$ ” se tomarán los valores indicados, con un coeficiente reductor de 0,75.

Para pilotes mixtos de carácter intermedio, entre los hincados y los perforados (hincas con ayudas de preexcavación, lanzas de agua, etc.), se aplicarán coeficientes de reducción comprendidos entre los anteriores y la unidad, según se estime que la ayuda a la hinca pueda disminuir más o menos el efecto de compactación del suelo granular.

La utilización del método del SPT en suelos cohesivos sólo puede hacerse con fines orientativos, pudiéndose emplear correlaciones entre SPT y CPT siempre que la resistencia a compresión  $q_u > 0.1$  MPa.

En rocas o gravas, la ejecución del SPT debe conducir a rechazos sistemáticos y por lo tanto a una carga de hundimiento no evaluable por este procedimiento.

#### **b. Carga de hundimiento a partir de ensayos de penetración dinámica continuos**

Si en un suelo granular se dispone de resultados de ensayos penetrométricos dinámicos continuos se pueden traducir los resultados correspondientes a índices SPT, y utilizar el método SPT.

Dada la débil correlación existente entre unos y otros ensayos de penetración, conviene consultar la experiencia local o disponer, en cada obra concreta, de ensayos de contraste que refuercen esta correlación.

Debe tenerse especialmente en cuenta que los ensayos penetrométricos continuos pueden conducir a resultados optimistas (golpeos altos) para profundidades grandes. Salvo justificación especial, los resultados de estos ensayos no deben usarse,

sin elementos de contraste, para evaluar la capacidad portante de pilotes de más de unos 15 m de longitud enterrada.

### c. Carga de hundimiento a partir de ensayos penetrométricos estáticos

Con los penetrómetros estáticos se puede medir, de manera continua, la resistencia unitaria en la punta del cono “ $q_c$ ” y por fuste “ $\tau_f$ ” en cualquier tipo de suelo, dependiendo de la potencia del equipo de ensayo.

Los valores medidos pueden ser aplicados al cálculo de la carga de hundimiento de pilotes verticales hincados, teniendo en cuenta las consideraciones siguientes:

- A efectos de estos cálculos no se utilizarán valores de  $q_c$  superiores a 20 MPa.
- El valor de  $q_c$  a utilizar para evaluar la resistencia por punta será la media del valor medio de  $q_c$  correspondiente a la zona activa inferior y del valor medio de  $q_c$  correspondiente a la zona activa superior.
- El valor medio se multiplicará por el factor de corrección  $f_D$  indicado anteriormente.
- Si en el ensayo se ha medido la resistencia por fuste, se aplicará directamente el valor medio correspondiente para calcular la resistencia por fuste del pilote.
- Si en el ensayo penetrométrico no se ha medido la resistencia unitaria por fuste, se podrá suponer que tal valor es igual a 1/100 de la resistencia por punta a ese mismo nivel si el suelo es granular y del orden de 1/50 si el suelo es cohesivo. En cualquier caso, la resistencia por fuste obtenida de esta manera indirecta no será superior a 0,12 MPa.

Para pilotes excavados o hincados con ayudas (perforaciones previas, lanzas de agua) ejecutados en suelos granulares se aplicarán los coeficientes reductores indicados en el caso del cálculo de carga de hundimiento a partir de ensayos SPT.

### d. Carga de hundimiento calculada a partir del presiómetro

El ensayo presiométrico permite obtener la “presión límite” mediante empuje horizontal contra las paredes de un sondeo. La carga de hundimiento por punta de los pilotes está relacionada con ese valor; existe una correlación lineal entre ambas variables. De acuerdo con la experiencia existente y para la estimación de la carga de hundimiento por punta de pilotes hincados, se puede escribir:

$$q_p = k(p_l - K_0 \cdot \sigma'_{v0}) \cdot f_D$$

donde:

$K_0$  = coeficiente de empuje al reposo. En general se puede tomar un valor de 0,5.

$p_l$  = presión límite efectiva, después de descontar la presión del agua que pudiera existir en el sondeo.

$\sigma'_{v0}$  = presión vertical efectiva al nivel del ensayo cuando se realizó éste.

$q_p$  = carga unitaria de hundimiento por punta para pilotes hincados.

$f_D$  = factor de reducción por efecto del tamaño del pilote que se indica en el apartado correspondiente al cálculo de carga de hundimiento a partir de ensayos SPT.

$K$  = factor adimensional de correlación. Si no existen estudios locales que permitan justificar un valor adecuado, puede suponerse el valor siguiente:

$K = 1,5$  para suelos cohesivos.

$K = 3,2$  para suelos granulares.

Para rocas alteradas es prudente adoptar el valor de  $K$  correspondiente a los suelos cohesivos. Si la alteración de la roca no conduce a la presencia de arcillas el parámetro  $K$  puede ser mayor, aunque nunca superior al correspondiente a los suelos granulares.

El valor de  $p_l$  a utilizar en los cálculos debe ser el valor medio correspondiente a la zona de la punta, tanto de zona activa como pasiva.

La resistencia por fuste puede suponerse igual al valor siguiente:

$$\tau_f = \frac{1}{10} (p_l - K_0 \cdot \sigma'_{v0})$$

donde:

$\tau_f$  = resistencia unitaria por fuste para pilotes hincados.

$p_l$  = valor medio de la presión límite efectiva al nivel considerado.

$\sigma'_{v0}$  = presión vertical efectiva al nivel del ensayo cuando se realizó éste.

$K_0$  = coeficiente de empuje al reposo. En general se puede tomar un valor de 0,5.

El valor máximo de  $\tau_f$  debe quedar limitado a los valores siguientes:

$\tau_f < 125$  kPa, suelos granulares y rocas.

$\tau_f < 90$  kPa, suelos arcillosos.

Para pilotes metálicos hincados, el valor de  $\tau_f$  que se obtenga según el procedimiento anterior será reducido en un 10 %.

Para pilotes excavados en suelos granulares se harán las reducciones que se indican en el apartado de cálculo de carga de hundimiento a partir de ensayos SPT; la resistencia por punta, salvo que se adopten procesos constructivos específicos, se reducirá en un 50% y la resistencia por fuste se reducirá en un 25% respecto a los valores indicados para los pilotes hincados de hormigón.

### Métodos basados en soluciones analíticas

Este procedimiento, de aplicación general, tiene un fundamento parcial en la teoría de la plasticidad y permite la obtención aproximada de la resistencia por punta y por fuste para las tres clases de terreno consideradas y para los dos tipos de pilotes (hincados y perforados).

#### a. Suelos Granulares

Por analogía con las fórmulas que se deducen de la teoría de la plasticidad al estudiar problemas de hundimiento, se supondrá que la carga de hundimiento por punta de pilotes hincados en suelos granulares es:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \cdot f_D$$

donde:

$f_p = 3$  para pilotes hincados

$f_p = 2,5$  para pilotes hormigonados in situ

$\sigma'_{vp}$  = presión vertical efectiva al nivel de la punta antes de instalar el pilote.

$N_q$  = factor de capacidad de carga definido por la expresión siguiente a partir de ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ).

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$f_D$  = factor adimensional definido

$$f_D = 1 - \frac{D}{D_0}$$

D = diámetro del pilote.

$D_0$  = diámetro de referencia, se tomará  $D_0 = 3$  m

El ángulo de rozamiento  $\phi$  debe obtenerse mediante ensayos de laboratorio realizados con muestras inalteradas o poco alteradas sometidas a las altas presiones

que suelen existir en la zona de la punta de los pilotes. A falta de ensayos, el ángulo de rozamiento puede deducirse indirectamente mediante correlaciones empíricas.

En caso de que la longitud “ $L_a$ ” del pilote dentro de las arenas supere el valor:

$$L_a = D \cdot \sqrt{N_q}$$

dicha condición puede darse en pilotes largos, entonces se utilizará el valor de  $\sigma'_{vp}$  al nivel de profundidad  $L_a$  bajo la superficie de las arenas, teniendo así una consideración parcial del efecto de la profundidad crítica a partir de la cual deja de crecer la carga de hundimiento por punta.

Salvo justificación especial, no se utilizarán en los cálculos de carga de hundimiento de pilotes hincados valores de  $q_p$  superiores a 20 MPa.

La resistencia por punta de pilotes excavados se calcula como se ha indicado anteriormente, y al resultado obtenido se le aplicará un coeficiente reductor de 0,5, salvo que el asiento no tenga consecuencias importantes o que se tomen precauciones especiales para mejorar el contacto del pilote con el terreno en su punta.

La resistencia por fuste en suelos granulares se estimará con la expresión:

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \tan \phi$$

donde:

$\sigma'_v$  = presión vertical efectiva al nivel considerado.

$K_f$  = coeficiente de empuje horizontal.

$f$  = factor de reducción del rozamiento del fuste.

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno del suelo granular.

Para pilotes hincados se tomará  $K_f = 1$  y para pilotes perforados se tomará  $K_f = 0,75$ . Para pilotes híbridos, ejecutados con ayudas que reducen el desplazamiento del terreno, se tomará un valor intermedio en función de la magnitud de esa ayuda.

Para pilotes de hormigón “in situ” o de madera se tomará  $f = 1$ . Para pilotes prefabricados de hormigón se tomará  $f = 0,9$  y para pilotes de acero en el fuste se tomará  $f = 0,8$ .

El valor de  $\tau_f$ , además, no sobrepasará los límites siguientes:

- Pilotes hincados  $\tau_f < 120$  kPa
- Pilotes excavados  $\tau_f < 90$  kPa

## b. Suelos Cohesivos

La carga de hundimiento de pilotes verticales en suelos cohesivos (limosos o arcillosos) ha de calcularse en dos situaciones que corresponden al hundimiento sin drenaje o a corto plazo y al hundimiento con drenaje o a largo plazo.

### Carga de hundimiento sin drenaje

Si la carga que puede hundir el pilote se aplica rápidamente respecto a la capacidad drenante del terreno, la carga unitaria de hundimiento por punta “ $q_p$ ”, tanto de los pilotes hincados como de los pilotes excavados, será:

$$q_p = (9 - 3D)c_u$$

donde:

D = diámetro real o virtual (igual área de punta) del pilote, expresado en metros.

$c_u$  = resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo al nivel de la punta (en torno de más-menos dos diámetros).

En esas mismas condiciones la carga unitaria de rotura por fuste será:

$$\tau_f = \frac{100 \cdot c_u}{100 + c_u} \quad (\tau_f \text{ y } c_u \text{ en KPa})$$

En pilotes con fuste de acero en contacto con el suelo cohesivo el valor de  $\tau_f$  se afectará por un coeficiente reductor de 0,8.

### Carga de hundimiento con drenaje

En los suelos cohesivos se estimará la carga de hundimiento a largo plazo utilizando los valores efectivos del ángulo de rozamiento y de la cohesión deducidos de los ensayos de laboratorio. Para ello se utilizarán las expresiones indicadas para suelos granulares, añadiendo los términos de cohesión correspondientes, tal como se indica a continuación.

- **Carga por punta**

$$q_p = (3\sigma'_{vp} \cdot N_q + 3c' \cdot N_c) \cdot f_D \quad (\text{pilotes hincados})$$

donde:  $N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$

$c'$  = cohesión efectiva.

el resto de los parámetros tiene el mismo significado que el cálculo para suelos granulares.

Para pilotes excavados se tomará como valor de  $q_p$  la mitad del obtenido según la ecuación anterior, salvo que en su construcción se adopten medidas específicas para aumentar la resistencia por punta.

- **Carga por fuste**

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \tan \phi + c'$$

donde:

$c'$  = cohesión efectiva del terreno.

el resto de los parámetros tiene el mismo significado que el cálculo para suelos granulares.

### c. Suelos Cohesivos bajo la punta de los pilotes

En ciertas ocasiones se proyectan y construyen pilotajes que resisten por punta en estratos granulares resistentes que, a su vez, descansan sobre estratos o formaciones de suelos cohesivos más blandos; tal es el caso de la Formación aluvial de la vega de Granada donde en algunos sectores (zona de Vegas del Genil, Cullar Vega, Las Gabias y SE Ogíjares) existe una alternancia de suelos finos y suelos granulares. En estos casos puede producirse un fenómeno de “punzonamiento” del estrato resistente y el hundimiento del pilote en el suelo blando inferior.

Pueden existir también situaciones en las que bajo la punta existan zonas de menor resistencia que reduzcan la carga de hundimiento por punta “ $q_p$ ”. Si esa zona débil es una arcilla cuya resistencia al corte sin drenaje es “ $c_u$ ”, la carga por punta del pilote quedará limitada por el valor siguiente:

$$q_p \leq 9c_u + \sigma'_v \left( 1 + \frac{4H}{D} \tan^3 \phi \right)$$

donde:

H = distancia de la punta del pilote al estrato del suelo cohesivo blando inferior.

D = diámetro real o equivalente (igual área) del pilote.

$c_u$  = resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo blando.

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno del material granular en la zona de la punta.

$\sigma'_v$  = presión vertical efectiva natural (sin la presencia del pilote) a la cota de ubicación de la punta.

Por otra parte, esta situación puede conducir a una limitación severa de la carga por razones de asientos del piloteaje.

#### IV.8.2. Asientos en el caso de un Pilote Aislado

El asiento típico de un pilote vertical aislado sometido a una carga vertical de servicio en su cabeza igual a la máxima recomendable por razones de hundimiento, según se ha estimado en el apartado anterior, está próximo al 1% de su diámetro más el acortamiento elástico del pilote. Con esa idea, la relación carga-asiento se puede expresar mediante la siguiente fórmula aproximada (CTE. SE-C. Anexo F.):

$$s_i = \left( \frac{D}{40R_{ck}} + \frac{l_1 + \alpha \cdot l_2}{AE} \right) \cdot P$$

donde:

$s_i$  = asiento del pilote individual aislado

$D$  = diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá un diámetro equivalente)

$P$  = carga sobre la cabeza

$R_{ck}$  = carga de hundimiento

$l_1$  = longitud del pilote fuera de terreno

$l_2$  = longitud del pilote dentro del terreno

$A$  = área de la sección transversal del pilote

$E$  = módulo de elasticidad del pilote

$\alpha$  = parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno,  $\alpha=1$  para pilotes que trabajan principalmente por punta y  $\alpha=0,5$  para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias,  $\alpha$  tiene también valores intermedios entre los dos citados, interpolables linealmente en función de las cargas por punta y por fuste estimadas.

#### IV.8.3. Rozamiento negativo

La situación de rozamiento negativo se produce cuando el asiento general de la superficie del terreno es mayor que el asiento de la cabeza del pilote. En esa situación, el pilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, el rozamiento negativo hace que la carga total de compresión que el pilote ha de soportar aumente.

El asiento del terreno puede ser debido a su peso propio (terrenos en fase de consolidación) o, más frecuentemente, por causa de cargas colocadas en superficie (rellenos) después de construir el pilote o colocadas antes, pero estando aún el proceso de consolidación en marcha. Puede ser también debido a rebajamientos del

nivel freático. Las vibraciones y los sismos pueden inducir asientos que provoquen rozamiento negativo.

La identificación del problema puede realizarse mediante un cálculo previo de los asientos del terreno y del pilote y comparando ambos. En general, es suficiente una pequeña diferencia de asientos para que se produzca la situación de rozamiento negativo; basta con asientos diferenciales del orden de 1 cm para que el rozamiento negativo se desarrolle notablemente. Tal situación puede darse en asientos producidos por densificación en un sismo, cuestión a tener en cuenta a la hora de dimensionar la cimentación profunda ya que supone un incremento de carga axial.

#### **IV.9. Efectos Sísmicos sobre el suelo**

Los depósitos de suelos afectados por vibraciones sísmicas pueden sufrir cambios importantes en su capacidad resistente y provocar daños considerables a las construcciones ubicadas sobre esos depósitos.

Los cambios en la estructura del suelo son causados por las fuerzas de inercia que se generan por la propagación de las ondas sísmicas. La magnitud de las deformaciones unitarias se puede estimar como la razón entre la velocidad inducida de una partícula de suelo ( $\dot{w}$ ), y la velocidad de avance de la onda ( $V_s$ ) según la siguiente ecuación (Troncoso, 1992):

$$\gamma_{xz} = \frac{\dot{w}}{V_s}$$

Dependiendo de la rigidez del suelo, que condiciona la velocidad de propagación de las ondas, se tiene que, para terremotos de fuerte magnitud, las deformaciones unitarias pueden alcanzar valores entre  $10^{-3}$  y  $10^{-1}$  %. Estas distorsiones pueden causar la densificación del suelo, si éste puede drenar rápidamente, variar las presiones de poros en condiciones no drenadas, o reducir la resistencia el corte a valores mínimos. Las consecuencias de estos comportamientos son asientos de cimentaciones, hundimientos o flotación de obras subterráneas, vuelco de edificios, deslizamientos de taludes y fallas de flujo de depósitos no confinados.

##### **IV.9.1. Densificación y asientos**

La densificación de depósitos de arena suelta se produce cuando el agua intersticial puede drenar fácilmente, generando el reordenamiento de las partículas del suelo por la variación en el índice de vacíos y por lo tanto su densificación. Este fenómeno causa variados tipos de daños debido a los cambios de volumen del terreno portante, principalmente asientos diferenciales (Fig. 65).



**Fig. 65.- Daños causados por densificación. Izquierda: Pequeño asiento inducido durante el terremoto de Loma Prieta, California el 17 de Octubre de 1989 –  $M=7,09$ - (Seed, 1989). Derecha: Asiento diferencial en un bloque de viviendas inducido por el terremoto de Izmit, Turquía el 17 de Agosto de 1999 – $M=7,4$ - (Sezen, H)**

El grado de compactación depende de la posición que adopten las partículas. Al margen de las roturas que se puedan producir entre los granos (fundamentalmente cuando se aplican cargas elevadas), los reajustes sólo son posibles si se distorsiona la estructura de las partículas lo suficiente como para permitir el cambio de posición relativa entre las mismas.

Aunque en principio el comienzo de este proceso de distorsión se pueda atribuir a diferentes causas (aceleraciones, fluctuaciones en las tensiones, etc.), el factor más importante y el que controla fundamentalmente la densificación de las arenas secas es la amplitud de la deformación tangencial, compacidad relativa y número de ciclos de carga. Este hecho ha sido reconocido por Barkan (1962), Drnevich (1967), Silver y Seed (1969, 1971a, 1971b), Youd (1972), Troncoso (1997) y otros investigadores, fundamentalmente D'Appolonia y D'Appolonia (1967) y Whitman y Ortigosa (1968). Estos últimos autores han demostrado experimentalmente que las aceleraciones verticales alternadas sólo producen cambios significativos en la densidad del suelo cuando superan el valor 1 g (Fig. 66 y Fig. 67). Estos niveles de aceleración son corrientes en problemas de compactación dinámica del suelo (gran deformación), no así en fenómenos sísmicos (pequeña deformación) por lo que normalmente se puede despreciar esta acción.

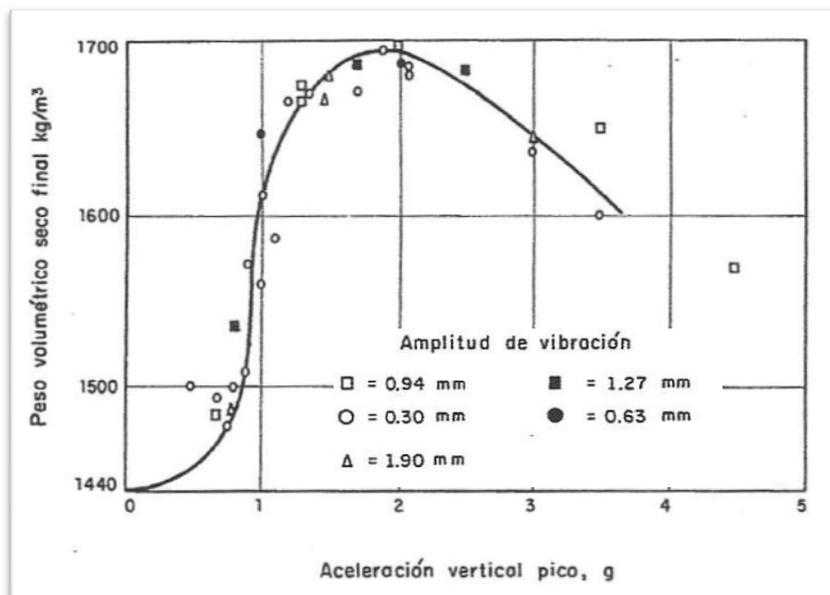


Fig. 66.- Efecto de la intensidad de la aceleración vertical sobre la densificación de la arena en pruebas de mesa vibratoria (D'Appolonia y D'Appolonia, 1967)

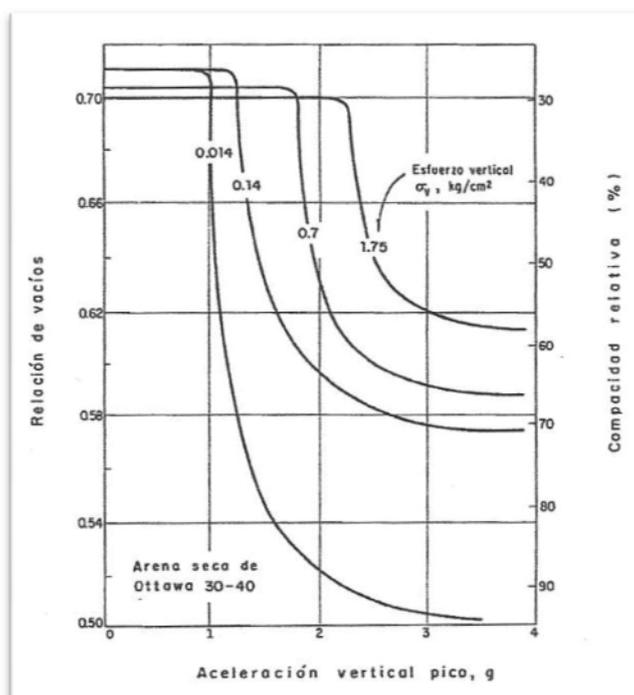


Fig. 67.- Efecto de la intensidad de aceleración vertical y esfuerzo de confinamiento sobre la densificación de arena seca de Ottawa en pruebas de mesa vibratoria (Whitman y Ortigosa, 1968)

Las relaciones de tensión-deformación y las variaciones de volumen son diferentes para arenas sueltas y para arenas densas (Fig. 68). Las arenas sueltas se comprimen para cualquier nivel de deformación, mientras que las arenas densas se comprimen primero, pero luego se dilatan para deformaciones mayores. A partir de este comportamiento se define el índice crítico de vacíos y la densidad relativa crítica,

que corresponden a la frontera entre comportamiento de compresión y de dilatación. Sin embargo, no existe una densidad crítica universalmente aceptada para la cual tenga lugar esta transición, estando influenciada generalmente por el estado de tensiones y la amplitud de deformación de corte (Cuellar et al., 1977).

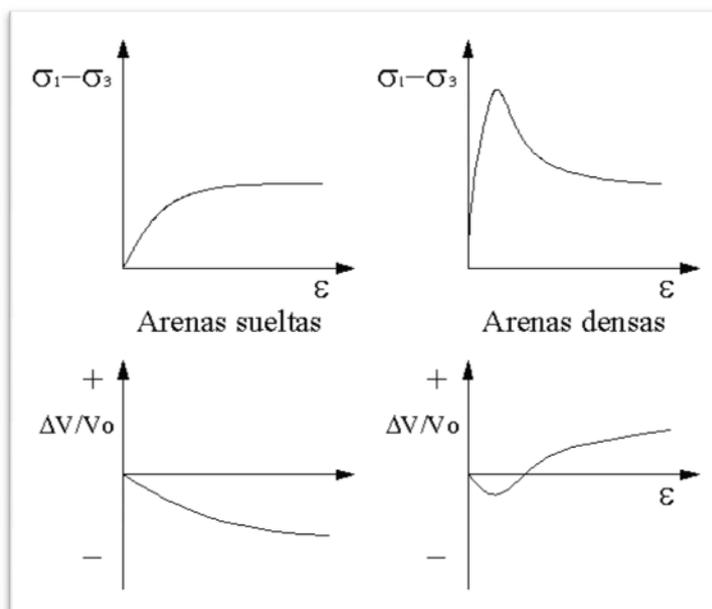


Fig. 68.- Comportamiento mecánico de arenas (Troncoso, 1992)

Los estudios experimentales sobre densificación de arenas han venido realizándose sistemáticamente en mesas vibrantes y aparatos de corte simple, especialmente con muestras de poco espesor y gran tamaño (>1 m), que acusan mucho menos las concentraciones de tensiones en los bordes de la muestra. En base a estos estudios ha podido probarse que, junto con la deformación tangencial cíclica impuesta al suelo, la densidad relativa inicial y el número de ciclos son factores que intervienen también activamente en el fenómeno. El efecto de estas variables se muestra en la Fig. 68. Para distintos valores de la presión de confinamiento de la arena, se observa que, para arenas sueltas ( $D_r < 60\%$ ) [Fig. 69] secas o saturadas con drenaje, la densificación aumenta significativamente con la deformación tangencial cíclica impuesta al suelo y con el número de ciclos (especialmente al iniciarse el ensayo), siendo el aumento menos acusado para arenas densas ( $D_r > 60\%$ ). La reducción de volumen tiene lugar en forma progresiva, hasta que se alcanza un valor límite de la densidad final (definida según la norma ASTM D-4253-00) que supera en muchos casos el 100%.

El efecto de la aplicación simultánea de dos excitaciones horizontales (componentes horizontales “x,y” de un sismo) equivale aproximadamente a sumar los asentamientos que produce cada excitación por separado (Fig. 70). Por el contrario, el efecto de la presión de confinamiento del material sobre la compactación, si existe, es despreciable (Pyke et al., 1974).

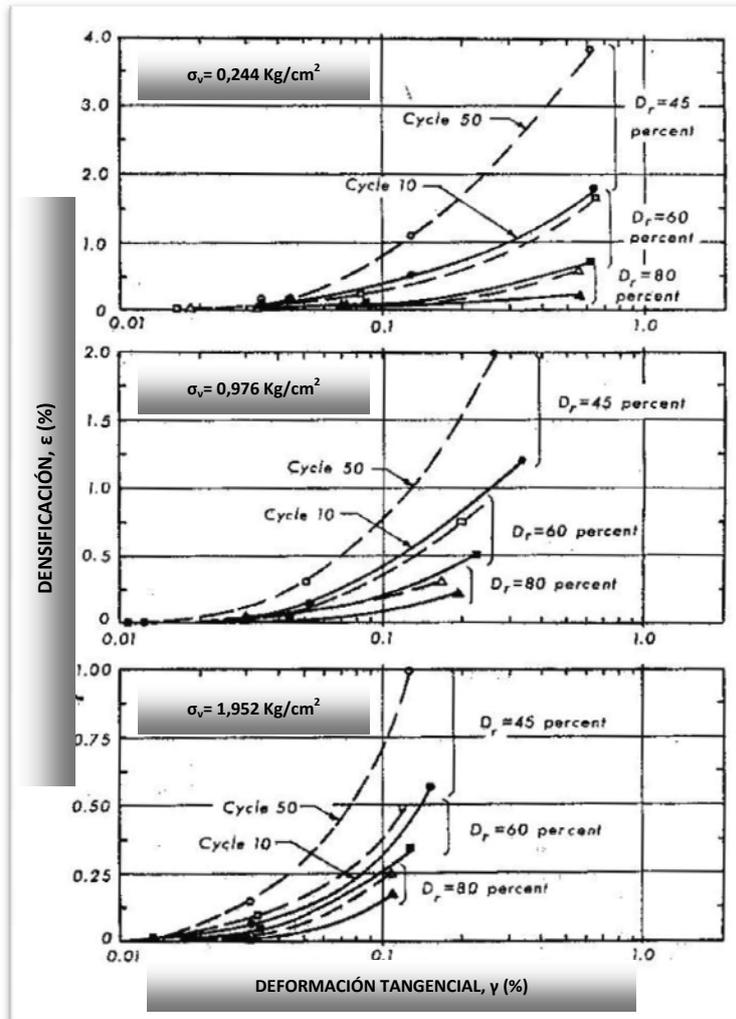


Fig. 69.- Influencia del número de ciclos de deformación en la densificación de la arena (Silver y Seed, 1971b)

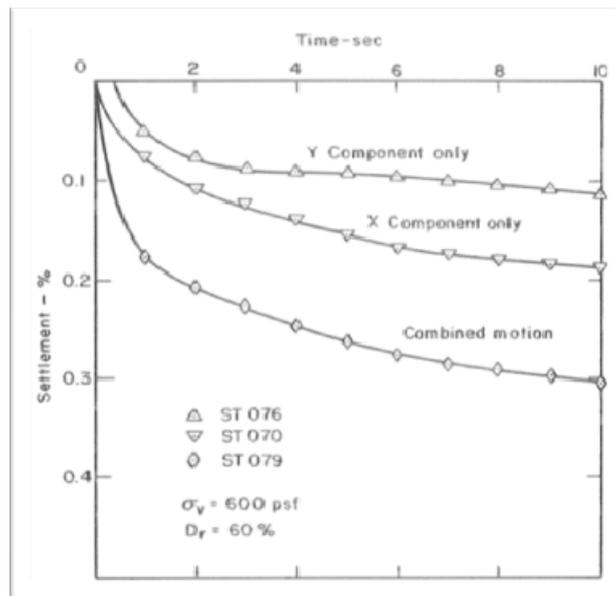


Fig. 70.- Densificación de una arena seca en una mesa sísmica a gran escala sometida a movimientos aleatorios horizontales independientes (Pyke et al., 1974)

#### IV.9.1.1. Métodos de cálculo

Existen diversas formulaciones para el cálculo de la densificación o el asiento producido por sismo. El inicio de los métodos semi-empíricos propuestos fueron el postulado por Silver y Seed (1971b); Seed y Silver (1972) que permite estimar el asiento en arenas secas; Pyke, Chan y Seed (1974, 1975) ampliaron el método para tener en cuenta movimientos multidireccionales; Lee y Albaisa (1974) propusieron un método aplicable a arenas saturadas.

Martin et al. (1975) demostraron que el efecto de la historia de deformaciones tangenciales depende tanto de la magnitud de los pulsos como del orden en que son aplicados, y propusieron la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon = C_1 \cdot (\gamma - C_2\varepsilon) + \frac{C_3\varepsilon^2}{\gamma + C_4\varepsilon}$$

donde,

$\varepsilon$ = deformación inelástica del material

$\gamma$ =amplitud de la deformación tangencial

$C_1, C_2, C_3$  y  $C_4$ = constantes, función del tipo de material y su densidad relativa

Cuellar et al. (1977) desarrollaron un método para el cálculo de la densificación de un material granular sometido a carga dinámica aplicando la denominada teoría "Endocrónica" para el comportamiento tenso-deformacional de materiales viscoplásticos con memoria, obteniendo la siguiente expresión para el caso de carga cíclica:

$$\varepsilon = \frac{1}{\alpha} \ln(1 + \alpha \cdot \gamma^q \cdot N)$$

donde,

$N$ = número de ciclos

$\alpha, q$ = coeficientes que dependen del tipo de arena y de su densidad relativa

#### Método de Tokimatsu and Seed (1987)

Basándose en los trabajos previos realizados por Seed y Silver (1972) y Pyke et al. (1974, 1975), proponen un método de análisis simplificado para predecir los asientos inducidos por terremotos tanto en arenas secas como saturadas.

En el caso de arenas, proponen el siguiente modelo de cálculo:

1.- *Deformación tangencial efectiva inducida por un sismo ( $\gamma_{eff}$ )*. A una profundidad dada,  $\gamma_{eff}$  se puede estimar a partir de la siguiente relación:

$$\gamma_{eff} \left( \frac{G_{eff}}{G_{max}} \right) = \frac{0,65 \cdot a_{max} \cdot \sigma_0 \cdot r_d}{g \cdot G_{max}}$$

donde,

$G_{max}$ = módulo de cizalla máximo en el punto más bajo del nivel de deformación

$G_{eff}$ = módulo de cizalla efectivo inducido en el nivel de deformación

$a_{max}$ = aceleración horizontal máxima

$g$ = aceleración de la gravedad

$\sigma_0$ = tensión total a la profundidad considerada

$r_d$ = factor reductor en función de la profundidad

A partir de Ohta and Goto (1976) y Seed et al. (1984, 1986), Tokimatsu y Seed (1987) recomiendan la siguiente ecuación para determinar  $G_{max}$ :

$$G_{max} = 1000 \cdot 20 \cdot [(N_1)_{60}]^{0,333} \cdot (\sigma'_m)^{0,50}$$

donde,

$G_{max}$ = módulo de cizalla máximo en el punto más bajo del nivel de deformación, T/ft<sup>2</sup>

$(N_1)_{60}$ = Valor de  $N_{SPT}$  corregido

$\sigma'_m$ = media de la tensión efectiva principal

Una vez calculado el  $G_{max}$ , se puede determinar el  $\gamma_{eff}$  ( $G_{eff}/G_{max}$ ) a través de la ecuación inicialmente propuesta. Para determinar el esfuerzo tangencial del suelo ( $\gamma_{eff}$ ), en la Fig. 71 debemos de entrar con  $\gamma_{eff}$  ( $G_{eff}/G_{max}$ ) hasta cortar la curva adecuada de la media de tensión efectiva principal ( $\sigma'_m$ ), obteniendo el parámetro  $\gamma_{eff}$  en el eje de ordenadas.

2.- *Deformación volumétrica* ( $\epsilon_v$ ). Se determina con la ayuda de la Fig. 72. Ambos ábacos se desarrollaron para el caso de la aplicación de 15 ciclos de esfuerzo tangencial cíclico, que son los representativos para un evento sísmico de magnitud 7,5. El esfuerzo tangencial cíclico ( $\gamma_{cyc}$ ) es equivalente al esfuerzo tangencial efectivo ( $\gamma_{eff}$ ), con la salvedad de que  $\gamma_{cyc}$  está expresado en tanto por ciento, de ahí que  $\gamma_{cyc}=100 \gamma_{eff}$ . No obstante, para determinar la deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) se necesita conocer a priori el valor de  $N_{SPT}$  corregido  $-(N_1)_{60}$  o el valor de la densidad relativa ( $D_r$ ) in situ del suelo. De forma análoga al gráfico anterior, entrando con la  $\gamma_{eff}$  corregida a  $\gamma_{cyc}$ , hasta cortar la línea adecuada de  $D_r$  o  $N_1$  (a nuestros efectos  $-(N_1)_{60}$ ), se obtiene la deformación volumétrica  $\epsilon_v$  en el eje de ordenadas.

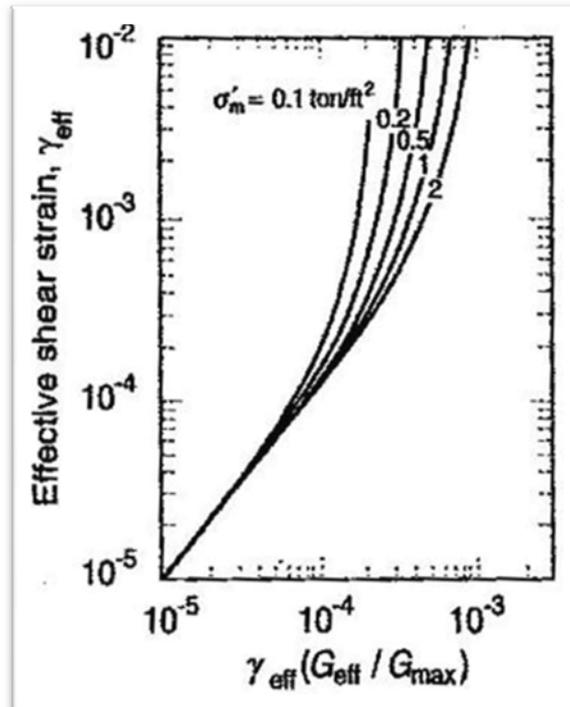


Fig. 71.- Determinación de la tensión tangencial efectiva del suelo (Tokimatsu & Seed, 1987)

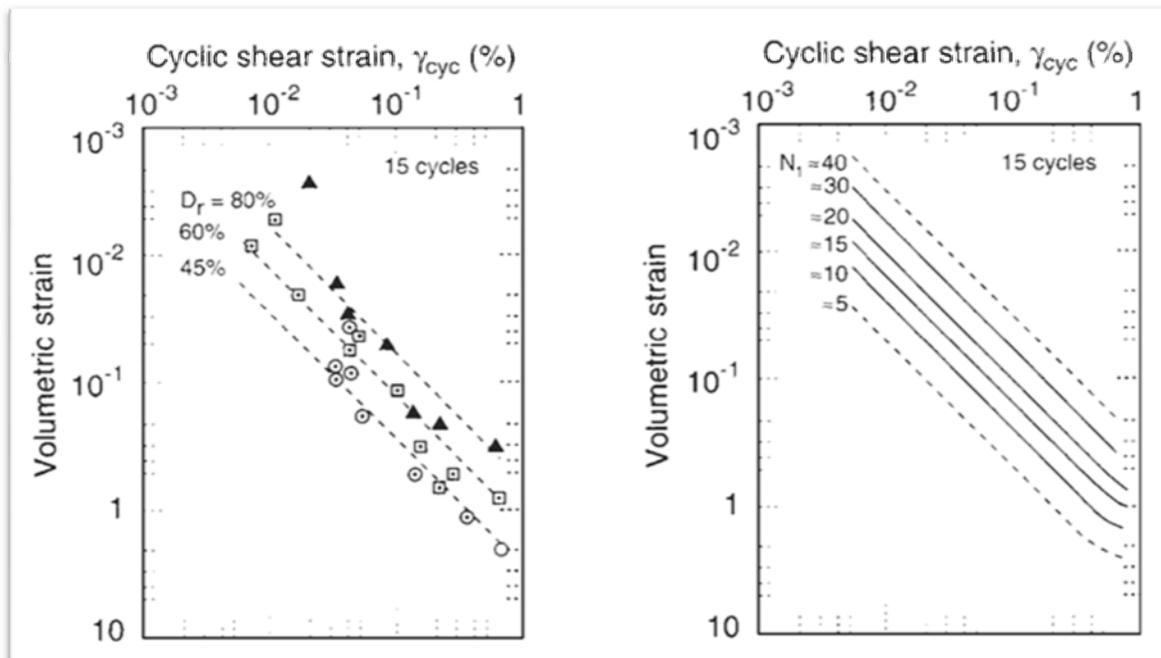


Fig. 72.- Ábacos para determinar la deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) en función de la tensión tangencial cíclica y la densidad relativa ( $D_r$ ) o el  $N_{SPT}$  corregido  $-(N_1)_{60}$  (Se asume que  $N_1$  se refiere a  $N_{SPT}$  corregido  $-(N_1)_{60}$ ) (TOKIMATSU & SEED, 1987)

3.- *Esfuerzos multidireccionales.* El desarrollo de la Fig. 56 está basado en los esfuerzos de deformación que se producen en una única dirección. Actualmente, las condiciones de las sacudidas sísmicas se estudian multidireccionalmente, donde el

suelo está sometido a tensiones de “vaivén”. Pyke, Seed, & Chan (1975) concluyeron que “los asentos causados por movimientos horizontales combinados son aproximadamente iguales a la suma de los asentos en cada una de las direcciones”. Por tal motivo, la deformación volumétrica unidireccional ( $\epsilon_v$ ) obtenida debe multiplicarse por dos para tener en cuenta los efectos multidireccional de las sacudidas producidos por un terremoto.

4.- *Magnitud del Terremoto.* La deformación volumétrica calculada en el paso anterior es para terremotos de  $M=7,5$  (15 ciclos a  $0,65\tau_{max}$ , siendo  $\tau_{max}$  el máximo esfuerzo tangencial inducido por un sismo), por lo que si se necesita calcular para otra magnitud, basta con multiplicar por el factor corrector que se expresa en la Tabla 27.

Tabla 27.- Influencia de la magnitud del terremoto sobre la deformación volumétrica para arenas secas (Tokimatsu & Seed, 1987)

Magnitud del Terremoto	Número representativo de ciclos a $0,65 \tau_{max}$	Ratio de deformación volumétrica
5 ¼	2-3	0.4
6	5	0.6
6 ¾	10	0.85
7 ½	15	1.0
8 ½	26	1.25

5.- *Cálculo del asiento.* Dado que las propiedades geomecánicas del suelo pueden variar con la profundidad, se debe establecer el perfil geotécnico dividiéndolo en capas. Se calcula para cada una las capas la deformación volumétrica corregida por la magnitud del sismo, si fuera necesario. El asiento de cada capa es la deformación volumétrica, expresada en decimal, por el espesor de cada una de las capas.

Para arenas saturadas, la densificación que puede experimentar tras un terremoto depende de la densidad de la arena, del esfuerzo tangencial máximo inducido en la arena y por el exceso de presión en poro generado en el evento sísmico. A través de ensayos realizados en laboratorio se ha podido constatar que la deformación volumétrica tras el inicio del proceso de licuefacción varía en función de la densidad relativa y del esfuerzo tangencial máximo. Tokimatsu y Seed (1987) utilizan la correlación entre  $(N_1)_{60}$  y la densidad relativa para calcular el potencial de licuefacción de un suelo a partir de  $(N_1)_{60}$  y la relación de tensión cíclica (SEED, TOKIMATSU, & HARDER, 1984). A partir de este cálculo han generado un ábaco (Fig. 73) que permite calcular directamente la deformación volumétrica después de la licuefacción del suelo en un evento sísmico de  $M=7,5$ ; se puede apreciar que la deformación volumétrica es del orden del 2-3% para arenas de compacidad suelta-media y mucho mayor para arenas muy sueltas.

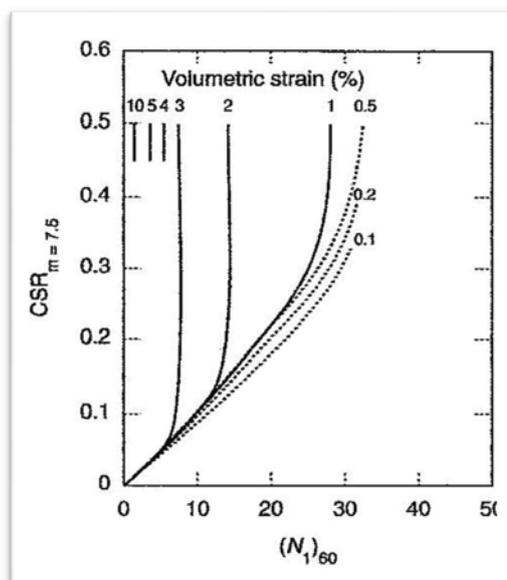


Fig. 73.- Cálculo de la deformación volumétrica en función de la relación de tensión cíclica y la resistencia a penetración estándar (TOKIMATSU & SEED, 1987)

### Método de Pradel (1998)

La ventaja del método simplificado de evaluación del asiento inducido por un sismo propuesto por Tokimatsu y Seed (1987) es que se necesitan relativamente pocos parámetros,  $N_{SPT}$  y algunos valores para caracterizar el terremoto. Sin embargo, si existen varias capas de suelo con propiedades diferentes, entran en juego gran cantidad de valores por lo que el método puede llevar bastante tiempo. Pradel (1998) propuso un nuevo método analítico basado en el de Tokimatsu y Seed que evita las numerosas iteraciones o el uso de ábacos y tablas. Una de las ventajas principales de este método es que permite el análisis rápido de perfiles complicados. Consiste en un conjunto de ecuaciones que pueden utilizarse directamente para predecir el asiento de una capa de arena sometida a carga sísmica. Pradel (1998) propone los siguientes pasos:

1.- Relación de tensión cíclica ( $\tau_{av}$ ).

donde,

$\rho$ = densidad del suelo ( $T/m^3$ )

$z_0$ = constante, 30,5 m

2.- Módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ). Este módulo se puede obtener tanto en ensayos de campo como de laboratorio. Si no se disponen de datos concretos,  $G_{max}$ , se puede calcular a través de una correlación empírica con el  $N_{SPT}$  (SEED & IDRIS, 1970):

$$G_{max} = 447 \cdot p_0 \cdot (N_1)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{\frac{p}{p_0}}$$

donde,

$p_0$ = tensión de referencia. 9,576T/m<sup>2</sup>.

$N_1$ = valor  $N_{SPT}$  normalizado

$p$ = esfuerzo medio, se calcula en función del coeficiente de empuje pasivo ( $k_0$ ), la densidad y la profundidad a la que nos encontremos.

$$p = \left( \frac{1 + 2 \cdot k_0}{3} \right) \cdot \rho \cdot z$$

3.- Tensión tangencial cíclica ( $\gamma$ ).

$$\gamma = \left( \frac{1 + a \cdot e^b \frac{\tau_{av}}{G_{max}}}{1 + a} \right)$$

donde,

$$a = 0,0389 \cdot \left( \frac{p}{p_0} \right) + 0,124; \quad b = \left( 6400 \cdot \left( \frac{p}{p_0} \right) \right)^{-0,6}$$

4.- Deformación volumétrica ( $\varepsilon_{Nc}$ ).

$$\varepsilon_{Nc} = \varepsilon_{15} \cdot \left( \frac{N_c}{15} \right)^{0,45}$$

donde,

la relación entre el número equivalente de ciclos ( $N_c$ ) y la magnitud del terremoto ( $M$ ), viene expresada según la ecuación

$$N_c = (M - 4)^{2,17}$$

la deformación volumétrica después de 15 ciclos se puede expresar

$$\varepsilon_{15} = \gamma \cdot \left( \frac{N_1}{20} \right)^{-1,2}$$

Finalmente, Pradel (1998) resuelve que el asiento previsible ( $\Delta S$ ) inducido por un sismo en una capa de espesor ( $\Delta h$ ) viene dado por:

$$\Delta S = 2 \cdot \Delta h \cdot \varepsilon_{Nc}$$

Trabajos posteriores como (Chen et al., 2009) adoptan los métodos anteriormente descritos introduciendo nuevas formulaciones para el cálculo del módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ). Useng et al. (2010) han realizado ensayos en mesa

sísmica sobre depósitos de arena limpia saturada concluyendo que los asentamientos en estos materiales, en ausencia de licuefacción, son generalmente muy pequeños; establecen una relación de la deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) con la densidad relativa ( $\epsilon_v = -0.00055D_r + 0.0683$ ).

## IV.9.2. Licuefacción

### IV.9.2.1. Introducción

Las cargas dinámicas pueden originarse por terremotos, explosiones de bombas, operaciones de maquinarias y martillos, operaciones de construcción (hincado de pilotes), explosiones en canteras, tráfico intenso (incluyendo aterrizaje de aviones), viento, carga debido a la acción de las olas en el agua, etc. La naturaleza de cada una de estas cargas es bastante diferente una de otra, siendo los terremotos los que constituyen la fuente más importante de cargas dinámicas sobre estructuras y cimentaciones.

En determinados suelos de naturaleza contractiva, es decir, con tendencia a la disminución de volumen durante el corte, la ocurrencia de un terremoto severo puede producir el incremento gradual de las presiones de poro, reduciendo la resistencia del suelo y su rigidez, comportándose temporalmente como si fuera un líquido. A este fenómeno se le conoce como licuefacción o licuación y sus efectos asociados han sido responsables de una gran cantidad de daños en terremotos históricos alrededor del mundo.

Aunque es posible que la licuefacción se produzca por cargas estáticas, normalmente es inducida por cargas cíclicas, como las originadas en por un terremoto. Los suelos más susceptibles a licuefacción son, por norma general, arenas o arenas limosas sueltas, saturadas y limpias, pero también ha sido observada en gravas y limos poco plásticos. Además, se han observado fenómenos parecidos a fallos por licuefacción en arcillas limosas de baja plasticidad. Bajo estas condiciones, lo que había sido un suelo estable se convierte en un fluido móvil que no es capaz de soportar edificios ni otras estructuras. La licuefacción puede producir daño en un rango que va desde pequeños hundimientos y desplazamientos laterales, hasta deslizamientos de grandes masas de suelos (Fig. 74, Fig. 75 y Fig. 76). Además puede causar grandes asentamientos o inclinaciones en cimentaciones y obras de contención. Otra consecuencia derivada de la licuefacción es que los objetos situados bajo tierra, como tanques de almacenamiento y conducciones de alcantarillado, pueden flotar literalmente hacia la superficie (Kramer y Stewart, 2004).

Seed (1966) define “licuefacción sísmica” imponiendo una condición de la arena, cuando la presión de poros inducida por la acción de una carga dinámica o

cíclica alcanza el valor de la presión de confinamiento, lo denomina “licuefacción inicial” mientras que la “licuefacción total” sería la condición de la arena licuada cuando la amplitud de la deformación alcanza el 20%.

Youd (1973) define licuefacción como “la transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del incremento de la presión de agua de poros”

Casagrande (1976) denomina “licuefacción real” a la respuesta de la arena suelta y saturada cuando pierde de manera substancial la resistencia bajo acciones dinámicas, y “licuefacción cíclica” la condición que alcanza en la cámara triaxial cíclica una muestra de arena densa dilatante cuando la presión en poro se eleva hasta igualar la presión de confinamiento.

González De Vallejo (2002), define suelos licuables como aquellos suelos con contenido areno-limoso, en estado saturado, que al experimentar esfuerzos cortantes anómalos y rápidos, permiten un aumento de las presiones intersticiales (por falta de drenaje), la resistencia al corte desaparece y el material se comporta como líquido, dando lugar a movimientos verticales y horizontales de su masa, que se traducen en deslizamientos, o en grandes asientos.

Díaz Rodríguez (2006) define la “licuación de arenas” como el “fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante (debido a una carga monotónica o cíclica) y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa del suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento se detiene, y el suelo recupera su resistencia y estabilidad”; concluye expresando que un talud que se licua llega a estabilizarse cuando la pendiente se ha reducido pocos grados.

Las evidencias superficiales más comunes de la ocurrencia del fenómeno de licuación son:

- Los "volcanes de arena".
- Las grietas en el terreno.
- Las pérdidas de capacidad portante.
- Los movimientos laterales.
- Las oscilaciones horizontales del terreno.
- Las fallas de taludes por flujo del terreno.



Fig. 74.- Vuelco de bloques de viviendas por la licuación del substrato, inducida por el sismo de Niigata (Japón) el 16 de Junio de 1964 –  $M=7,4$ - (Penzien 1964)



Fig. 75.- Izquierda: grieta causada por licuefacción inducida por el sismo de Caucete (Argentina) el 23 de Noviembre de 1977 –  $M=7,4$ - (Bertero y Vitelmo). Derecha: daños causados por licuefacción y flujo lateral en una red viaria de Kobe (Japón) durante el terremoto del 17 de Enero de 1995 –  $M=6,9$ - (Clark, 1995)



Fig. 76.- Vuelco de un bloque de viviendas por la licuación del suelo inducida por el terremoto de Izmit, Turquía el 17 de Agosto de 1999 –M=7,4- (Elwood, 1999)

#### IV.9.2.2. Factores que determinan el Fenómeno de la Licuación

Los factores más importantes que influyen en el inicio de la licuefacción son:

##### 1.- Magnitud del Movimiento Sísmico

La magnitud del movimiento está relacionada con la magnitud de los esfuerzos y deformaciones inducidos en el terreno por éste. Dependiendo de la distancia hipocentral, la magnitud del movimiento producirá cierto valor de aceleración máxima en la roca basal, la cual sufrirá amplificación, dependiendo de las condiciones locales del suelo, hasta llegar a la superficie, de esta manera la propagación de las ondas de corte durante un terremoto a través del esqueleto del suelo, producirá una complicada distribución de esfuerzos de corte en función del tiempo, causando así deformaciones en la masa de suelo cuya magnitud dependerá de la magnitud del terremoto.

Díaz Rodríguez (2006) indica que cualquier depósito de suelo con una relación de vacíos mayor que su  $e_{mim}$  es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de su resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente.

Se ha demostrado, mediante evidencias de campo, que depósitos de arena suelta han resistido eventos sísmicos de poca intensidad (0,005g) y por el contrario se han licuado para en acciones sísmicas mayores (0,16g), [Seed y Idriss, 1971]

## *2.- Duración del Movimiento Sísmico y Número de ciclos de esfuerzo*

Normalmente la duración de un movimiento sísmico es corto, pero si este es intenso, predominará la condición no drenada, es decir la disipación de la presión de poros se verá restringida, y aumentando ésta considerablemente, produciendo en algún momento condiciones de esfuerzo efectivo nulo, y por lo tanto, licuefacción.

Todos los estudios de laboratorio indican que en una muestra bajo sollicitaciones de carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, se iniciará el fenómeno de licuefacción a partir de un número determinado de ciclos de esfuerzo.

## *3.- Tipo de suelo*

Los suelos más susceptibles a sufrir licuación son aquellos que poseen una granulometría uniforme, siendo las arenas finas uniformes las que son más propensas a licuar que las arenas gruesas uniformes y que los suelos arcillosos aluviales. Además, según algunos autores las arenas limosas poseen mayor resistencia a sufrir licuación con respecto a las arenas limpias o con escaso contenido de finos. En suelos bien graduados, al acomodarse las partículas más pequeñas (llenando los huecos dejados por las partículas más grandes) bajo condiciones drenadas, se produce un menor cambio de volumen, y por consiguiente, un menor incremento en la presión intersticial bajo condiciones no drenadas.

La forma de las partículas del suelo también puede ser un factor influyente. Suelos con partículas de forma redondeadas tienden a densificarse más fácilmente que aquellos con partículas de forma angulosa. Las partículas de formas redondeadas frecuentemente tienen origen fluvial o aluvial, en donde es común encontrar depósitos de suelos flojos saturados, siendo usualmente la susceptibilidad a la licuación alta.

Se pueden establecer límites en las curvas granulométricas definiendo fronteras que separan los suelos licuables de los no licuables (Fig. 77). La frontera inferior, condicionada por el tamaño de las partículas, muestra la influencia del contenido de finos en la disminución de la tendencia del suelo a densificar. Los finos plásticos hacen más difícil la liberación de las partículas de arena para moverse unas con respecto a otras, para conseguir una disminución de su índice de poros. Por lo tanto, el contenido de finos es un elemento importante en la ocurrencia o no de licuación y éste ha sido tomado en cuenta en los métodos de predicción in situ. La frontera superior es significativa, porque está asociada a la permeabilidad de materiales más gruesos. De esa manera, incrementando la permeabilidad, se incrementa la capacidad de drenaje y la velocidad con que se pueden disipar las

presiones intersticiales. Además, en la Fig. 77 se muestran las envolventes y granulometrías de suelos que han licuado durante diferentes terremotos.

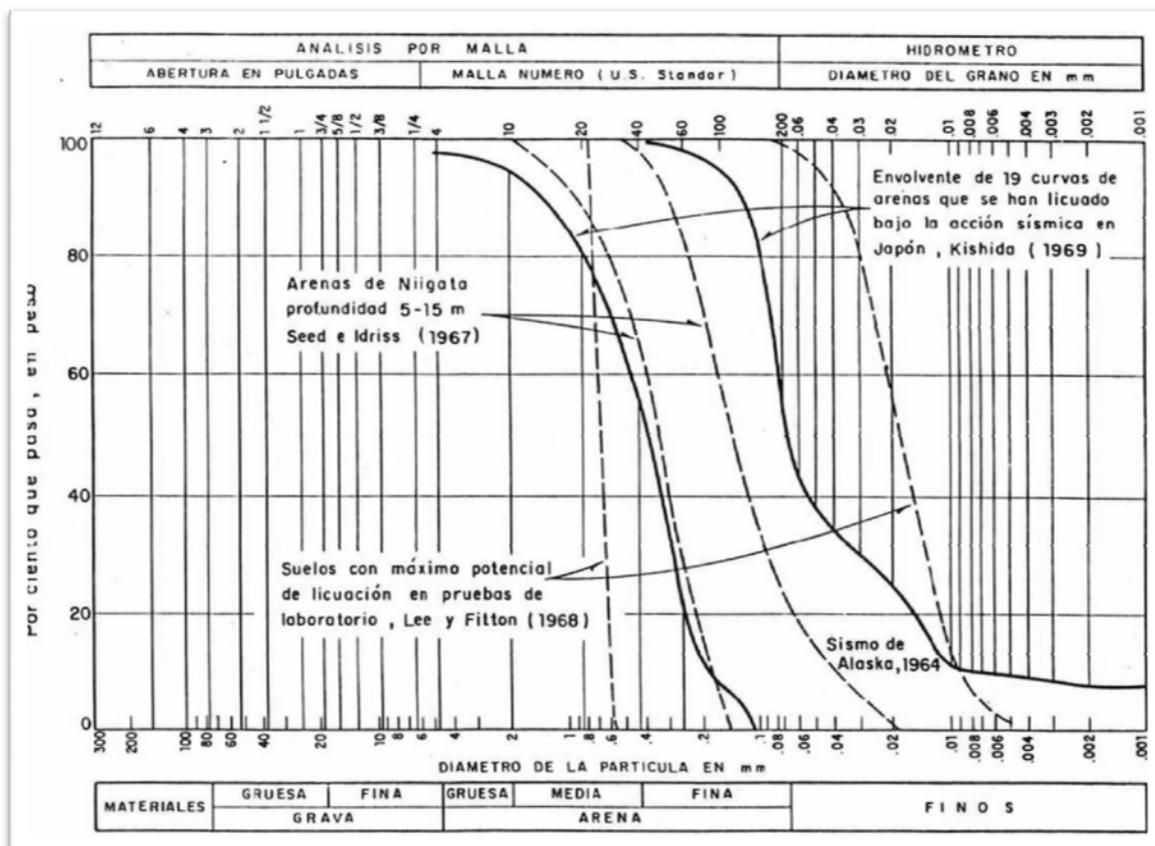


Fig. 77.- Granulometría de algunos suelos que han licuado (Shannon y Wilson, 1971 en Díaz Rodríguez, 2006)

#### 4.- Compacidad relativa ( $C_r$ ) – relación de vacíos ( $e$ )

Durante la ocurrencia de un terremoto, una arena suelta puede sufrir licuación mientras que este mismo suelo en un estado más compacto puede no evidenciar el fenómeno. Una arena con un valor  $N_{SPT} = 40$  ( $C_r = 70$  a  $80\%$ ) puede mostrar evidencias de licuación en forma de volcanes de arena, pero no es probable que experimente más del  $10\%$  de deformación tangencial bajo la influencia de la vibración sísmica, aún después de que se hayan desarrollado altas presiones de poros. En contraste con ello, arenas con valor de  $N_{SPT} = 20$  ( $C_r = 30 - 60\%$ ), pueden desarrollar relaciones de presiones de poro de  $100\%$  y experimentar deformaciones por corte muy grandes del orden del  $25-30\%$ , bajo la acción de los esfuerzos cíclicos inducidos por el evento sísmico (Seed et al., 1984).

Según se observa en la Fig. 87, se observa que la frontera entre suelos susceptibles y no susceptibles a licuefacción se establece en  $C_r = 50\%$ , por debajo de la cual los suelos son susceptibles a experimentar grandes cambios de volumen.

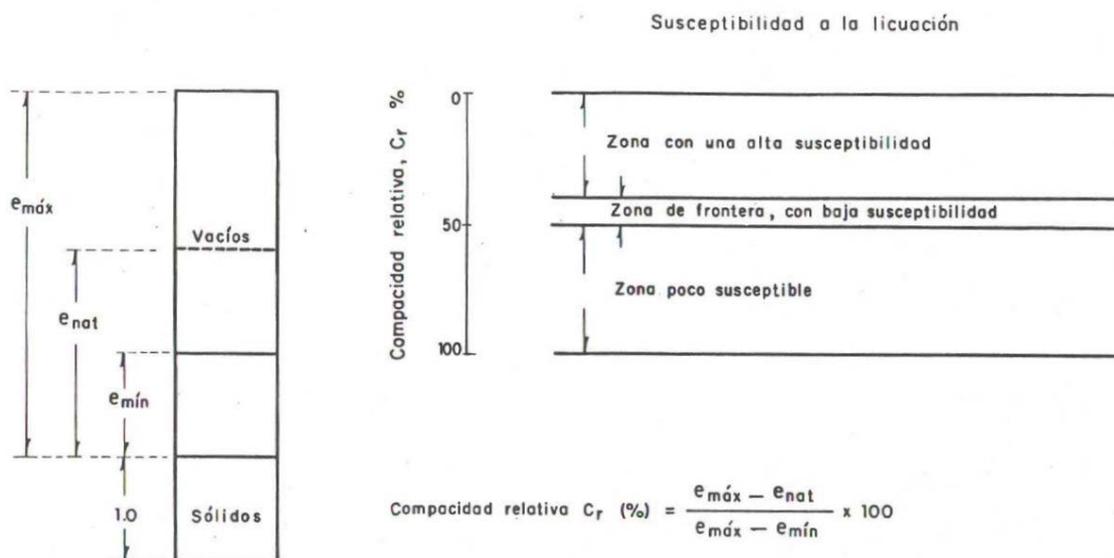


Fig. 78.- Concepto de compacidad relativa (DÍAZ RODRÍGUEZ, 2006)

#### 5.- Profundidad del nivel freático

Es una condición necesaria para que ocurra licuación. La presión de poros, producida por el agua que ocupa los vacíos existentes entre las partículas del material debido a la posición del nivel freático, se incrementa por efecto de la vibración producida en el movimiento sísmico. Por consiguiente, la ubicación del nivel freático cuando se produzca un terremoto en un depósito arenoso, será de mucha importancia porque regirá la condición de saturación y por lo tanto, influirá también en el esfuerzo efectivo.

En la mayoría de los casos donde se ha observado licuefacción el nivel freático estaba poca profundidad, inferior a 3 m; por bajo de 5 m la susceptibilidad a licuefacción es muy baja (González De Vallejo et al., 2002).

#### 6.- Historia previa de las deformaciones

Seed et al., (1975) realizaron ensayos sobre muestras de arena sometidas a sacudidas de pequeña intensidad cuyos resultados reflejaron que el efecto de la historia sísmica es incrementar considerablemente la resistencia a licuefacción. En la Fig. 79 se muestra uno de los ensayos realizados por Seed et al (1975) donde se puede apreciar que los ciclos necesarios para producir licuefacción en las condiciones iniciales ( $D_r = 54\%$ ) son en torno a 4. Sin embargo, en último estadio del ensayo son necesarios

unos 30 ciclos (equivalente a un terremoto de una  $M \approx 8$ ) para producir el fenómeno de licuación.

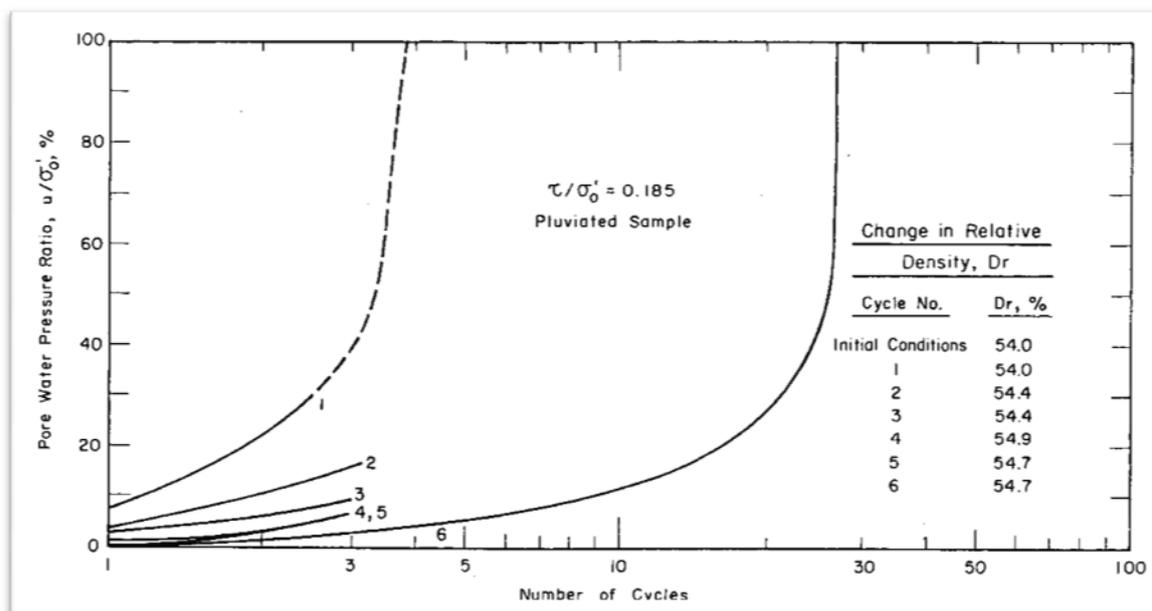


Fig. 79.- Efecto de la historia sísmica sobre las características de licuación de una arena (Seed et al., 1975)

#### IV.9.2.3. Licuación en suelos con presencia de finos

Históricamente, las arenas han sido consideradas como el único tipo de suelo susceptible de presentar licuación, pero la licuación también ha sido observada en otros tipos de suelos.

Los suelos con presencia de finos también pueden exhibir un comportamiento similar a la licuación de arenas, cuando son sometidos a cargas sísmicas, las cuales pueden producir efectos similares a los que se producen por licuación en arenas.

Wang (1979) propuso una serie de criterios (adoptados posteriormente por Seed e Idriss, 1982), que deben satisfacerse para que un suelo con presencia de finos sea susceptible a licuación (Kramer y Stewart, 2004):

- Fracción de arcilla (finos menores de 0,005 mm)  $\leq 15\%$
- Límite líquido,  $LL \leq 35\%$
- Contenido de humedad natural,  $w \geq 0,9 LL$
- Índice de liquidez,  $LI \leq 0,75$

Estos criterios han sido adaptados en la Norma China Modificada. El potencial de licuación para suelos finos puede ser evaluado tomando como referencia esta norma.

Youd (1998) recomienda emplear el criterio chino como una herramienta predictiva conservadora respecto al potencial de licuefacción de los suelos. Es decir que conduce a sobre estimar la condición licuable del suelo. Además propone que los suelos con el símbolo identificador "C" en el Sistema Unificado tales como CH, CL, SC y GC se consideren no licuables. Los suelos de grano fino licuables deberían tener un  $LL < 35$  y proyectarse debajo de la línea A de la carta de plasticidad de Casagrande o tener un  $IP < 7$ .

Andrews y Martin (2000) redujeron la condición 1ª, del LL a  $< 32$ . En cuanto a la condición 1ª propusieron emplear el tamaño 0.002 mm como límite entre los tamaños limo y arcilla, además de limitar a un 10% el máximo de porcentaje en peso de partículas de arcilla para que un suelo granular arcilloso sea licuable. También proponen la supresión de la condición 3ª para definir suelos licuables.

Seed et al (2003) indican que suelos con  $LL < 37$  e  $IP < 12$  son potencialmente licuables y los que presentan  $37 < LL < 47$  y  $12 < IP < 20$  requieren ensayos de laboratorio para comprobar su respuesta.

Boulanger e Idriss (2004) para atender a las inconsistencias de las definiciones de límites en las propiedades granulométricas e índice de los suelos licuables, proponen separar los criterios de evaluación en procedimientos para suelos de tipo arena y suelos de tipo arcilla. El índice de plasticidad permitiría diferenciar entre suelos tipo arena ( $IP < 7$ ) susceptibles a la licuefacción mientras que los suelos con  $IP > 7$  serían de tipo arcilla.

Bray y Sancio (2006) señalan diversos criterios para distinguir entre suelos licuables y no licuables:

a) Relación  $w/LL$ . La relación entre humedad natural y límite líquido  $w/LL$  la consideran de utilidad para los suelos finos. Indican que al comparar entre suelos finos similares, al disminuir la relación  $w/LL$  es mayor la relación de sobreconsolidación del suelo OCR (relación entre tensión vertical efectiva alcanzada por el suelo y la tensión vertical efectiva actual) y también aumenta la resistencia a la cizalla sin drenaje. Determinan que

Si  $w/LL > 0.8$ , el suelo fino es susceptible a la licuefacción

Si  $w/LL > 1$ , el suelo licuará con facilidad especialmente si es de baja plasticidad

b) Criterio del IP. Suelos recientes, normalmente consolidados, no plásticos, limos y limos arcillosos, con índice de plasticidad ( $IP < 12$ ) y elevado contenido en humedad respecto al LL ( $w/LL > 0.85$ ) son susceptibles bajo acciones dinámicas significativas.

Suelos limos arcillosos y arcillas limosas de plasticidad moderada ( $12 < IP < 18$ ) con relación  $w/LL > 0.8$  pueden licuar bajo acciones dinámicas significativas.

También han observado casos de suelos finos con  $IP > 18$  que licuaron bajo acciones sísmicas. De esta forma consideran importante que no se emplee en la práctica de la ingeniería ni el criterio chino ni cualquiera de los criterios basados en relaciones entre porcentajes de partículas de tamaño arcilla para determinar la posibilidad de licuefacción de los suelos finos.

La manera en que los suelos finos de baja plasticidad y en estado saturado y normalmente consolidado o suelto, suelos blandos, licuan, y las deformaciones que experimentan, son muy diferentes de la respuesta de las arenas en cuanto a la cantidad de deformación, es menos probable que sea tan ilimitada como en el caso de las arenas saturadas licuables (Bray y Sancio, 2006).

#### **IV.9.2.4. Evaluación de la susceptibilidad a licuefacción**

La evaluación del potencial de licuación de un depósito arenoso, se realiza frecuentemente mediante pruebas in situ, utilizando para ello, procedimientos simplificados.

Se puede decir que, sin lugar a duda, el procedimiento que ha tenido mayor aceptación a nivel mundial, es el propuesto por Seed (Seed & Idriss, 1971), que se basa en la prueba de penetración estándar (SPT). Desde el año 1977, este procedimiento ha sido revisado y actualizado con el fin de mejorar el nivel predictivo del mismo. De forma paralela se ha desarrollado otros métodos simplificados basados en diferentes pruebas in situ, tales como el CPTU y el DMT. Youd e Idriss (2001) publican un artículo donde hacen una revisión de los métodos que siguen el formato de Seed.

A continuación se describen algunos de los métodos que se utilizan para predecir el fenómeno de licuefacción.

### **Métodos empíricos o de campo:**

#### *1.- Criterio de Kishida (1969)*

El científico japonés Kishida propuso las siguientes condiciones para que un suelo sea susceptible a licuefacción ante sismos de magnitud  $M \geq 7$ :

- Nivel freático cerca de la superficie
- Las características granulométricas deben cumplir las siguientes relaciones.

$$2 \text{ mm} > D_{50} > 0,074 \text{ mm}; C_u < 10$$

- El espesor del estrato de suelo no licuable, por encima del licuable, debe de ser menor de 8 m
- La relación entre el espesor del estrato no licuable y licuable debe ser menor de 1.
- La presión efectiva de confinamiento es menor de  $2 \text{ Kg/cm}^2$
- La compacidad relativa (Cr) es menor que el 75 %.

#### *2.- Criterio de Ohsaki (1970)*

Propone las siguientes condiciones:

- El nivel freático está cerca de la superficie.
- Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones.

$$2 \text{ mm} < D_{60} < 0,2 \text{ mm}; D_{10} < 0,1 \text{ mm}$$

- El número de golpes en la prueba de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) debe de ser menor que dos veces la profundidad "z" expresada en metros.

#### *3.- Criterio de Florin e Ivanov (1973)*

Esta metodología fue desarrollada en Rusia en 1973, donde mediante explosivos investigan los diez primeros metros de suelo detonando tres cargas de dinamita de 5 Kg colocadas a una profundidad en torno a 4,5 m. La susceptibilidad a licuefacción viene dada por el asiento medio en un radio de 4,5 m, imponiendo la condición de que el asiento tiene que ser mayor de 8-10 cm y la relación de asientos entre explosiones sucesivas superior a 0,6. Si cumple estas premisas el suelo es susceptible a licuación.

#### 4.- Método de Díaz Rodríguez y Armijo – Palacios (1991)

Este método se basa en ensayos CPT donde evalúan el potencial de licuefacción en términos de variación de la relación entre la resistencia por punta ( $q_c$ ) y la presión efectiva vertical ( $\sigma'_v$ ) a la profundidad considerada (Díaz Rodríguez, 2006)-.

#### Métodos Simplificados

Seed e Idriss (1971) para poder determinar los esfuerzos de corte inducidos por el sismo proponen un procedimiento simplificado basado en las hipótesis del terreno homogéneo y propagación vertical de ondas sísmicas de corte; una columna de terreno con altura  $z$  (Fig. 80) se mueve rígidamente en dirección horizontal y por lo tanto el esfuerzo de corte máximo a la profundidad  $z$  viene dado por:

$$\tau_{max} = \frac{a_g}{g} \cdot \gamma \cdot z$$

donde,

$a_g$ = aceleración máxima en superficie ( $m/sg^2$ )

$g$ = aceleración de la gravedad ( $m/sg^2$ )

$\gamma$ = densidad seca ( $T/m^3$ )

El nivel de carga impuesto por un movimiento sísmico en un suelo, es una función del movimiento al que está sometido el suelo. Es importante reconocer que todo el movimiento del terreno afecta el suelo, por lo tanto, la amplitud, la frecuencia y la duración del movimiento son parámetros que deben considerarse (Kramer y Stewart, 2004).

Para la evaluación de la susceptibilidad licuefacción usando el enfoque de tensión cíclica, la carga normalmente se caracteriza en términos de la relación de tensión cíclica (CSR, *Cyclic Stress Ratio*). El primer paso en el procedimiento simplificado es calcular la CSR, también llamada relación de tensión sísmica (SSR, *Seismic Stress Ratio*), cuando es causada por un terremoto.

Para desarrollar la ecuación CSR de un terremoto, se considera una columna de suelo por unidad de ancho y longitud, que se mueve como un cuerpo rígido en respuesta a la aceleración horizontal máxima ejercida por el terremoto. Estas condiciones se muestran en la Fig. 80. (Day, 2002).

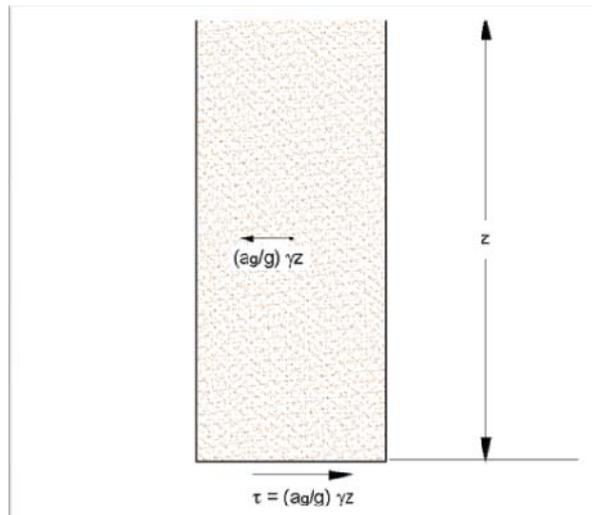


Fig. 80.- Esfuerzos de corte producidos por un terremoto a una profundidad dada

De acuerdo a la ecuación general del movimiento, la fuerza sísmica horizontal sobre la columna de suelo es:

$$F = m \cdot a = \left(\frac{W}{g}\right) \cdot a = \left(\frac{\gamma_t \cdot z}{g}\right) \cdot a_{max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right)$$

donde:

F = fuerza sísmica horizontal

m = masa de la columna de suelo,  $m = W / g$

W = peso de la columna de suelo, para las condiciones impuestas de ancho y longitud unitarias ( $W = \gamma_t \cdot z$ )

$\gamma_t$  = peso unitario total del suelo

z = profundidad de la columna de suelo desde la superficie

a = aceleración, en este caso corresponde a la aceleración máxima horizontal causada por el terremoto

$a_{max}$  = aceleración máxima horizontal, también llamada PGA (*Peak Ground Acceleration*)

$\sigma_{v0}$  = tensión vertical total en la base de la columna de suelo, ( $\sigma_{v0} = \gamma_t \cdot z$ )

La aceleración máxima horizontal corresponde a la aceleración máxima de la superficie del terreno que debiera esperarse en ausencia de licuefacción (Kramer y Stewart, 2004). Como muestra la Fig. 80, la fuerza sísmica horizontal que actúa en la columna rígida de suelo es igual a la fuerza de corte máxima en la base de la columna. Asumiendo que la base de la columna de suelo es unitaria, la fuerza de corte máxima es igual a la tensión de corte máxima ( $\tau_{max}$ ), y la ecuación se puede expresar como:

$$\tau_{max} = F = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right)$$

Normalizando con la presión vertical efectiva:

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Como la columna de suelo no se comporta realmente como un cuerpo rígido durante un terremoto, pues el suelo es deformable, Seed e Idriss incorporaron un factor de reducción de profundidad ( $r_d$ ) al lado derecho de la ecuación:

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = r_d \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

Seed y Idriss (1971), concluyen que el registro normalmente irregular de un terremoto, se convierte en una función uniforme equivalente de tensión cíclica, la que se expresa como:

$$\tau_{cyc} = 0,65 \cdot \tau_{max}$$

La tensión de corte cíclica equivalente generalmente se toma como igual al 65 % de la tensión de corte cíclica máxima, a este valor se llegó comparando los niveles de generación de presión de poros causados por las historias de tensiones de corte transitorias de los terremotos con los niveles causados por las historias de tensiones de corte armónicas uniformes obtenidas en laboratorio (Kramer y Stewart, 2004).

Finalmente, se puede expresar la relación de tensión cíclica (CSR) como:

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot r_d \cdot \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

El factor de reducción de profundidad, introducido para considerar la variación de la tensión de corte, que se atenúa con la profundidad, debido al comportamiento elástico del suelo, también es conocido como coeficiente de reducción de tensiones. En la Fig. 81 se presenta el rango de valores de este factor en función de la profundidad medida desde la superficie del terreno.

Youd e Idriss (2001) establecen las siguientes ecuaciones para calcular los valores del factor de reducción por la profundidad, con el valor de  $z$  en metros:

$r_d = 1,000 - 0,00765z$	para	$z \leq 9,15$ m
$r_d = 1,174 - 0,02670z$	para	$9,15 < z \leq 23$ m
$r_d = 0,744 - 0,00800z$	para	$23 < z \leq 30$ m
$r_d = 0,500$	para	$z > 30$ m

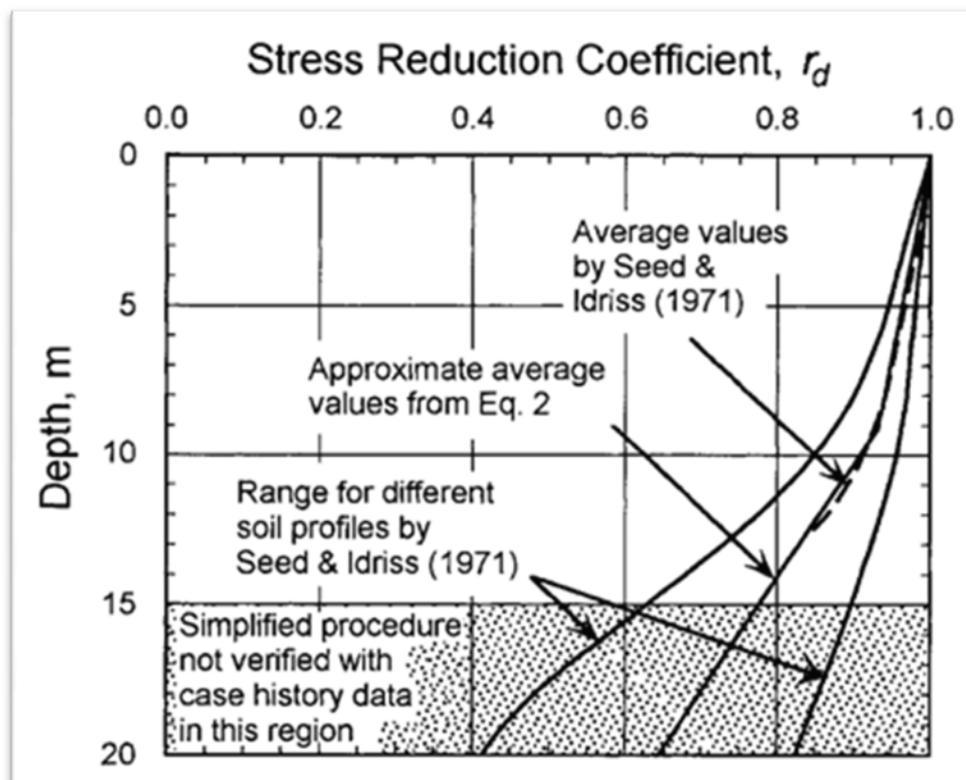


Fig. 81.- Variación del factor de reducción en función de la profundidad (Youd & Idriss, 2001)

Es importante señalar que, al usar estas ecuaciones, se obtienen solamente valores medios de un rango de valores posibles del factor de reducción, y que este rango de valores aumenta con la profundidad, lo que quiere decir que a mayor profundidad, la incertidumbre es mayor, si se usan los valores medios del factor de reducción para simplificar los cálculos. Además de esta incertidumbre en el factor de reducción, el procedimiento simplificado no se ha verificado para profundidades mayores a 15 metros, como se indica en la Fig. 81, por lo que se debe tener en cuenta esta dificultad al evaluar a profundidades mayores a la señalada.

La resistencia a la licuefacción de un suelo, se expresa normalmente por medio de los mismos parámetros usados para caracterizar la carga del terremoto. En el enfoque de tensiones cíclicas, la resistencia a la licuefacción se expresa en términos de una proporción denominada relación de resistencia cíclica (CRR, Cyclic Resistance Ratio). La relación de resistencia cíclica está definida como la relación de tensión cíclica que corresponde al inicio de la licuefacción.

Los primeros intentos de determinación de la CRR se hicieron en ensayos cíclicos de laboratorio, para modelizar las condiciones de carga sísmica. Sin embargo, las muestras de suelos granulares generalmente sufren importantes distorsiones con los métodos tradicionales de extracción, y utilizar técnicas más avanzadas de muestreo tiene un mayor costo, además del costo del ensayo en laboratorio (Youd e Idriss,

1997). Es por esto que en la práctica, esta relación se determina generalmente por medio de correlaciones con ensayos in situ. Estas correlaciones se basan en historiales de sitios en los cuales las evidencias de licuefacción, principalmente en forma de volcanes de arena y asientos en el terreno, fueron o no fueron observadas (Kramer y Stewart, 2004).

Se pueden utilizar diferentes ensayos in situ para la evaluación de la resistencia a la licuefacción, entre los que se incluyen el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración de cono (CPT), mediciones de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y el ensayo de penetración Becker (BPT). Se han realizado importantes avances en esta materia, de manera que los resultados obtenidos con estos ensayos sean consistentes, sin importar el tipo de ensayo empleado. De este modo, la elección del ensayo solamente depende de la disponibilidad de equipos, de las condiciones del sitio y de los costos asociados (Youd e Idriss, 1997). En la Tabla 28 se indican las ventajas y desventajas de cada uno de estos ensayos.

**Tabla 28.- Comparación de ventajas y desventajas de varios ensayos in situ para evaluar el potencial de licuefacción (Youd e Idriss, 1997).**

CARACTERÍSTICA	ENSAYO			
	SPT	CPT	$V_s$	BPT
Número de mediciones en casos de licuefacción	Abundante	Abundante (no en el caso de la Vega de Granada)	Limitado	Escaso
Tipo de comportamiento tensión-deformación inducido por el ensayo	Parcialmente drenado, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones	Pequeñas deformaciones	Parcialmente drenado, grandes deformaciones
Control de calidad y repetibilidad	Bueno	Muy Bueno	Bueno	Pobre
Detección de variabilidad en los depósitos de suelos	Bueno	Muy Bueno	Mala	Mala
Tipos de suelos en los cuales el ensayo se recomienda	No en gravas	No en gravas	Todos	Gravas
El ensayo permite obtener una muestra de suelo	Si	No	No	NO
Propiedades medidas por el ensayo	Índices	Índices	Mediciones	Índices

Normalmente, el potencial de licuefacción se presenta en términos de un factor de seguridad. El cálculo de este factor de seguridad es el paso final en una evaluación de riesgo de licuefacción. Si la relación de tensión cíclica (CSR) es mayor que la relación de resistencia cíclica (CRR), la licuefacción se iniciará durante el terremoto, por el contrario, si la CSR es menor que la CRR, entonces la licuefacción no se inicia. Kramer

(1996), indica que el factor de seguridad se define como la razón entre capacidad y demanda:

$$FS = \frac{\text{capacidad (CRR)}}{\text{demanda (CSR)}}$$

La licuefacción se inicia si el factor de seguridad es menor que 1. A mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia del suelo a la licuefacción. Sin embargo, un suelo con un factor de seguridad ligeramente superior a 1 se considera potencialmente licuable. En general, se considera seguro un valor  $FS > 1,3$ .

#### IV.9.2.5. Evaluación de la resistencia cíclica basado en el ensayo de penetración estándar (SPT)

Los criterios para la evaluación de la relación de resistencia cíclica basados en el ensayo de penetración estándar (SPT), han demostrado fiables a lo largo de los años, y por lo tanto el uso de estos métodos representa uno de los más usados para la evaluación de resistencia a la licuefacción. Como señalan Kramer y Stewart (2004), las principales ventajas del método de evaluación de la resistencia basado en el ensayo de penetración estándar, son su larga historia de uso y el hecho de que permite obtener una muestra de suelo, la cual puede ser usada para posteriores análisis, como clasificación.

##### Correcciones del valor $N_{SPT}$

1.- Correcciones en función de la profundidad, tipo de tomamuestras, relación de energía, diámetro de la perforación y longitud del varillaje:

Además de las características del suelo, se ha comprobado que existen otros factores que afectan los resultados del SPT. Según Hunt (2005), las presiones efectivas de sobrecarga causan un incremento ficticio en los valores de resistencia a la penetración estándar conforme aumenta la profundidad de ensayo, lo que ha sido estudiado por varios investigadores, éstos han propuesto un factor de corrección  $C_N$  para corregir el valor de  $N$  con la profundidad:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \quad \text{Liao y Whitman (1986)}$$

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} \quad \text{Youd e Idriss (2001)}$$

donde,

$P_a$ = presión atmosférica (T/m<sup>2</sup>)

$\sigma'_{v0}$ = tensión efectiva de confinamiento (T/m<sup>2</sup>).

Los valores de  $C_N$  no deben ser mayores de 2 para depósitos muy superficiales. El valor de resistencia a la penetración estándar corregido se designa como  $N_1$  y se obtiene de:

$$N_1 = N_m \cdot C_N$$

donde,  $N_m$  = valor medio  $N_{SPT}$  a la cota de referencia

Uno de los factores más importante es la energía de golpeo que transmite el tomamuestras SPT. La relación de energía (ER) más aceptada es del 60 % como valor de referencia (30-40 golpes por minuto con una eficiencia del 60% de energía teórica de caída libre sobre el tomamuestras SPT). La siguiente expresión corrige el valor  $N$  para ese porcentaje de la relación de energía:

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot \frac{E_m/E_f}{0,6}$$

donde:

$(N_1)_{60}$  =  $N_{SPT}$  corregido

$E_m$  = energía del martillo

$E_f$  = energía teórica del martillo en caída libre

$E_m/E_f$  = relación de energía (ER)

La ER que presenta un ensayo SPT en particular, depende principalmente del tipo de martillo y yunque en el sistema de perforación, y del método de liberación del martillo. En la Tabla 29 se muestran los factores de corrección aproximados ( $C_E = ER/0,6$ ), para modificar los resultados del SPT a un 60 % de energía, para varios tipos de martillos y yunques.

Tabla 29.- Factores de corrección para los valores de N medidos en el SPT (Youd & Idriss, 2001)

FACTOR	VARIABLE	SÍMBOLO	CORRECCIÓN
Presión de sobrecarga		$C_N$	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0,5}$ $C_N \leq 2$
Relación de energía	Martillo cilíndrico	$C_E$	0,5 - 1,0
	Martillo de seguridad		0,7 - 1,2
	Martillo automático cilíndrico		0,8 - 1,3
Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	$C_B$	1,00
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
Longitud de varilla	3 - 4 m	$C_R$	0,75
	4 - 6 m		0,85
	6 - 10 m		0,95
	10 - 30 m		1,00
	> 30 m		< 1,00
Tipo de muestreador	Cuchara estándar	$C_S$	1,0
	Cuchara sin liners		1,1 - 1,3

Además es necesario realizar correcciones en función de la longitud del varillaje para largos de barra menores de 10 m y mayores de 30 m, diámetros de perforación fuera del intervalo recomendado (65 - 125 mm), dado que se produce una relajación de tensiones en el fondo de la perforación con diámetros mayores, y tomamuestras SPT sin liners. Los rangos de valores de corrección para cada una de estas variables están recogidos en la Tabla 29.

El valor N del SPT corregido para cada una de las variables anteriores está dado por la siguiente ecuación:

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$$

En el desarrollo del procedimiento simplificado, Seed e Idriss (1997) compilaron una gran base de datos de sitios donde los efectos de la licuefacción fueron observados o no, durante terremotos con magnitudes cercanas a 7,5. Con los datos obtenidos por estos autores y añadiendo datos de otros investigadores se determinaron las curvas CRR, que separan las áreas donde los datos indican licuefacción de las áreas donde no se produjo licuefacción, como se observa en la Fig. 82.

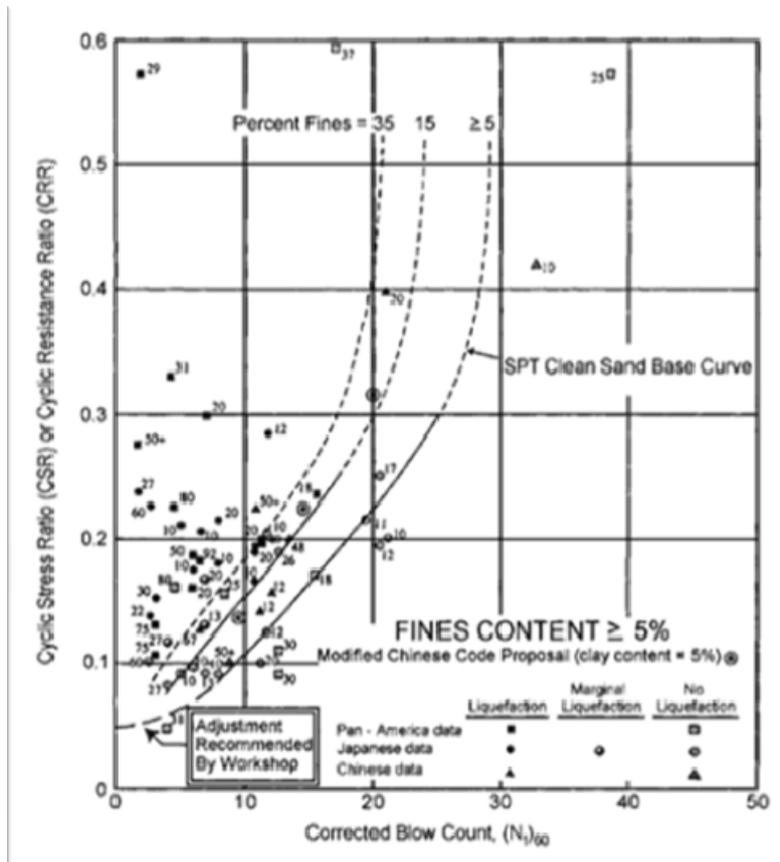


Fig. 82.- Relación de tensión cíclica o relación de resistencia cíclica en función de los valores corregidos del ensayo de penetración estándar  $(N_1)_{60}$ . [Seed e Idriss, 1997]

Youd e Idriss (2001), establecen la siguiente aproximación de la curva CRR para arenas limpias:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

## 2.- Corrección por el contenido en finos

Además, es necesario corregir el valor  $(N_1)_{60}$  por el contenido en finos del suelo, si éste es mayor de 5%. La siguiente ecuación propuesta por Idriss (Youd e Idriss, 2001) realiza la corrección del valor de la resistencia a la penetración estándar, en arenas limosas y otros suelos con presencia de finos, para obtener una resistencia a la penetración equivalente a la de arenas limpias:

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son coeficientes determinados en las siguientes ecuaciones en función del contenido en finos (CF):

$$\alpha = 0 \quad \text{para } CF \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp \left[ 1,76 - \left( \frac{190}{CF^2} \right) \right] \quad \text{para } 5\% < CF < 35\%$$

$$\alpha = 5,0 \quad \text{para } CF \geq 35\%$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{para } CF \leq 5\%$$

$$\beta = 0,99 + \left( \frac{CF^{1,5}}{1000} \right) \quad \text{para } 5\% < CF < 35\%$$

$$\beta = 1,2 \quad \text{para } CF \geq 35\%$$

Varios autores han sugerido que la resistencia a la licuefacción aumenta al aumentar la plasticidad del suelo. Actualmente no existe un acuerdo que permita establecer una corrección por plasticidad, ya que hay muy pocos datos empíricos con los cuales se podría desarrollar tal corrección, sin embargo, algunos autores han aumentado la CRR en aproximadamente un 10 % para suelos con finos y con un índice de plasticidad superior al 15 %. Aunque este incremento no es completamente aceptado, los investigadores están de acuerdo en que la influencia de la plasticidad en la resistencia de los suelos a la licuefacción debe ser estudiada en investigaciones posteriores.

Youd e Idriss (2001) exponen otra correlación propuesta por Robertson y Wride (1998) donde la resistencia a la penetración estándar puede ser corregida usando un factor ( $K_s$ ), el cual es función del contenido de finos, según la siguiente fórmula:

$$(N_1)_{60cs} = K_s \cdot (N_1)_{60}$$
$$K_s = 1 + \left[ \frac{0,75}{30} \cdot (CF - 5) \right]$$

En el procedimiento simplificado de Seed e Idriss se introdujo el uso de factores de escala de magnitud, para corregir la relación CRR para magnitudes diferentes de 7,5. Estos factores se verán en detalle a continuación.

### 3.- Factores de escala de magnitud

Para ajustar la curva base simplificada para magnitudes diferentes de 7,5, Seed e Idriss introdujeron factores de corrección, que llamaron factores de escala de magnitud (MSF, Magnitud Scaling Factor). Estos se utilizan para corregir las curvas CRR, en el gráfico CSR en función de  $(N_1)_{60}$ . También se usan los factores de peso de magnitud, que son el inverso de los MSF, que pueden ser aplicados para corregir la relación CSR por magnitud. Por lo tanto, corregir la CRR con los factores de escala o corregir la CSR con los factores de peso, conduce a los mismos resultados finales. (Youd e Idriss, 1997). La influencia del factor de escala en la evaluación del potencial de licuefacción, se presenta la siguiente ecuación:

$$CRR_{corr} = CRR_{7,5} \cdot MSF \quad \text{ó} \quad CSR_{corr} = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

Los factores de escala han sido estudiados por varios autores, entre los que destacan Seed e Idriss (1982), Ambraseys (1988), Arango (1996), Andrus y Stokoe (2000), Youd y Noble (1997), etc. Kramer y Stewart (2004) proponen una aproximación para calcular el MSF, formulación que se adoptará para los cálculos de corrección del  $N_{SPT}$  en función de la escala de magnitud:

$$MSF = \left( \frac{7,5}{M} \right)^n$$

siendo “n” igual a 2,93 para magnitudes menores o iguales a 7,5; y 2,96 para magnitudes mayores de 7,5.

#### IV.9.2.6. Evaluación de la resistencia cíclica basado en el ensayo de penetración estática (CPT)

El ensayo de penetración estática CPT establece una interpretación de la columna estratigráfica a partir de la resistencia a la penetración (por punta y por fuste). Este ensayo, dado que no permite la extracción de muestras, es necesario que los resultados de interpretación se apoyen en ensayos de reconocimiento, como sondeos con SPT o calicatas.

Robertson y Wride (1998) establecieron un ábaco para obtener directamente la relación de resistencia cíclica (CRR) para arenas limpias ( $CF \leq 5\%$ ) a partir de la resistencia por punta corregida (Fig. 83).

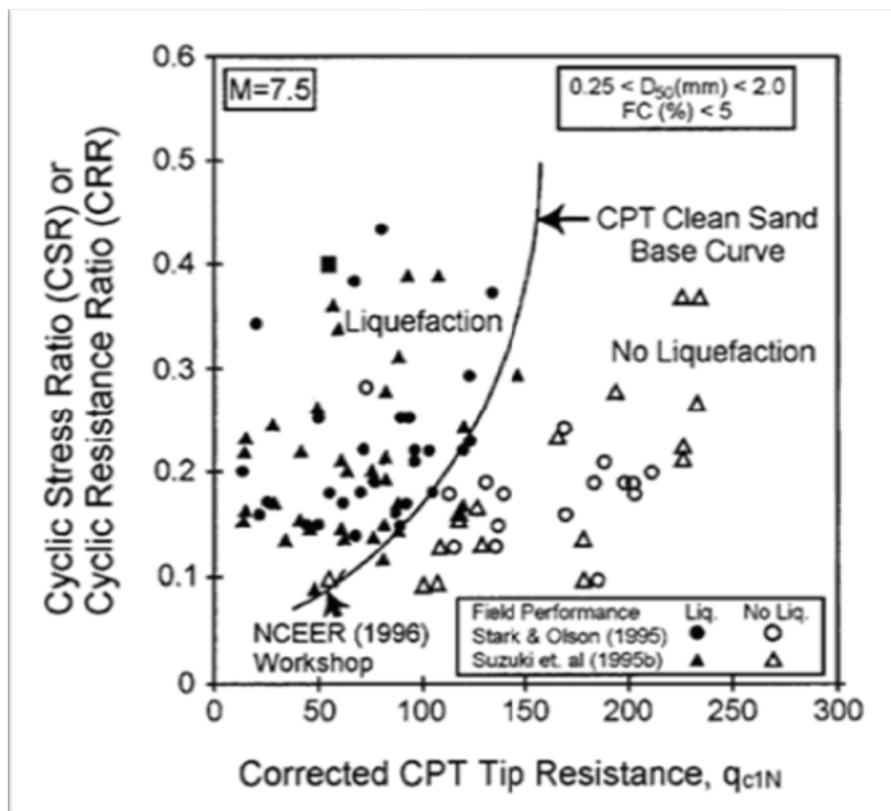


Fig. 83.- Curva recomendada para calcular la CRR a partir de la resistencia por punta corregida del CPT con datos empíricos de casos históricos donde se ha producido licuefacción (Robertson & Wride, 1998)

De dicho ábaco se obtienen las siguientes ecuaciones que modelizan la curva base para arenas limpias a partir de la resistencia a penetración del cono normalizada a una presión de  $1 \text{ T/m}^2$  en arenas limpias ( $q_{c1N}$ ) o  $(q_{c1N})_{CS}$  para el caso de tener que corregir por el contenido en finos:

$$CRR_{7.5} = 0,833 \cdot \left[ \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0,05 \quad \text{para } (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[ \frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad \text{para } (q_{c1N})_{CS} \geq 50$$

Dada la escasez de datos disponibles en la Vega de Granada a cerca de ensayos CPT, no se cree necesario abundar más en la formulación. Además, existe otro método para calcular la susceptibilidad a licuefacción tomando como dato característico la velocidad de las ondas de cizalla ( $V_s$ ), realizando las correcciones análogas a las anteriores; no obstante, al igual que ocurre con los ensayos CPT, no se disponen de datos de ensayos down-hole, up-hole y Cross-Hole que arrojen valores de dicha velocidad.

## V. METODOLOGÍA

---



## V.1. Introducción

En el marco del Grupo RNM 221 del Plan Andaluz de Investigación, del Departamento de Ingeniería Civil, con el Dr. D. José Chacón Montero como coordinador, con la colaboración de los profesores Ignacio Valverde Espinosa e Ignacio Valverde Palacios, del Departamento de Construcciones Arquitectónicas, se inicia la toma de datos geotécnicos a partir de Informes, tanto de edificación como de obras civiles. Con dichos datos se constituyó una Base de Datos inicial, a partir de unos 190 Informes, consistente en archivos PDF a partir de archivos excell, que han sido incorporados en la guía de planificación de estudios geotécnicos de condiciones sismorresistentes de Andalucía, fruto del convenio específico de cooperación entre la Consejería de Obras Públicas, Transportes de la Junta de Andalucía y la Universidad de Granada.

En principio se seleccionaron todas las localidades y pedanías que se localizaban dentro del mapa geológico de Granada (hoja 1009, E. 1:50.000 publicado por el IGME). Los datos se extrajeron de informes geotécnicos facilitados por la Delegación Granadina del Ente Público de Infraestructuras y Servicios Educativos (ISE), Consejería de Educación, así como de empresas privadas (Gvitec 2003, Vorsevi, Cemosá, Geos, Geotécnica del Sur, IACC, Servicio de Asistencia Geotécnica del Colegio de Arquitectos de Granada, Informes Geotécnicos de Particulares realizados por el Prof. D. Ignacio Valverde Espinosa a través de la Fundación Empresa Universidad de Granada, entre otras).

Posteriormente, una vez entregado dicho proyecto, se acotó la zona al Sector de Granada y su Área Metropolitana, la cual, como ya se ha mencionado anteriormente, está constituida por 32 Municipios, de éstos se escogieron las localidades que se asientan en la Vega o próximas a los bordes de ésta. Se recopiló nueva información para aumentar la Base de Datos, finalizando ésta con 337 Informes y/o puntos de información, extraídos estos últimos del Mapa Geotécnico para Ordenación Territorial y Urbana de Granada (MINISTERIO DE INDUSTRIA Y INERGIÁ-IGME, sin publicar).

Para la definición de la profundidad del nivel piezométrico se han utilizado los datos de medida de éste realizados en sondeos mecánicos a rotación, penetraciones continuas y calicatas. No obstante, la altura de la lámina de agua freática se presenta a distintas profundidades en función de la estación del año en la que se haya realizado la lectura; los efectos de un sismo sobre el suelo van a depender en gran medida de que éste se encuentre saturado, húmedo o seco, tanto peor cuanto más superficial se localice el nivel piezométrico. Por esto, la cota que interesa conocer es la más alta que pueda alcanzar, es decir, a acuífero lleno, de ahí que, además de los datos obtenidos

de ensayos de reconocimiento, se hayan utilizados otras fuentes como el Atlas Hidrogeológico de la Provincia de Granada (EXCMA. Diputación De Granada e ITGE., 1990) y el Estudio hidroquímico de la Vega de Granada (Castillo Martín, 1986), obteniendo un mapa de profundidad de nivel piezométrico para Granada y su Área Metropolitana.

## V.2. Recopilación de datos

La recopilación de datos se ha llevado a cabo en las siguientes fases:

- Establecer las Localidades y Urbanizaciones a cubrir, pertenecientes al Área Metropolitana de Granada que se ubicaran en la Vega o próximas a sus bordes en materiales pertenecientes al Holoceno. Para esto se utilizaron los mapas geológicos de Granada (Hoja 1009. E.1:50.000) y Padul (Hoja 1026. E.1:50.000) publicadas por el IGME.

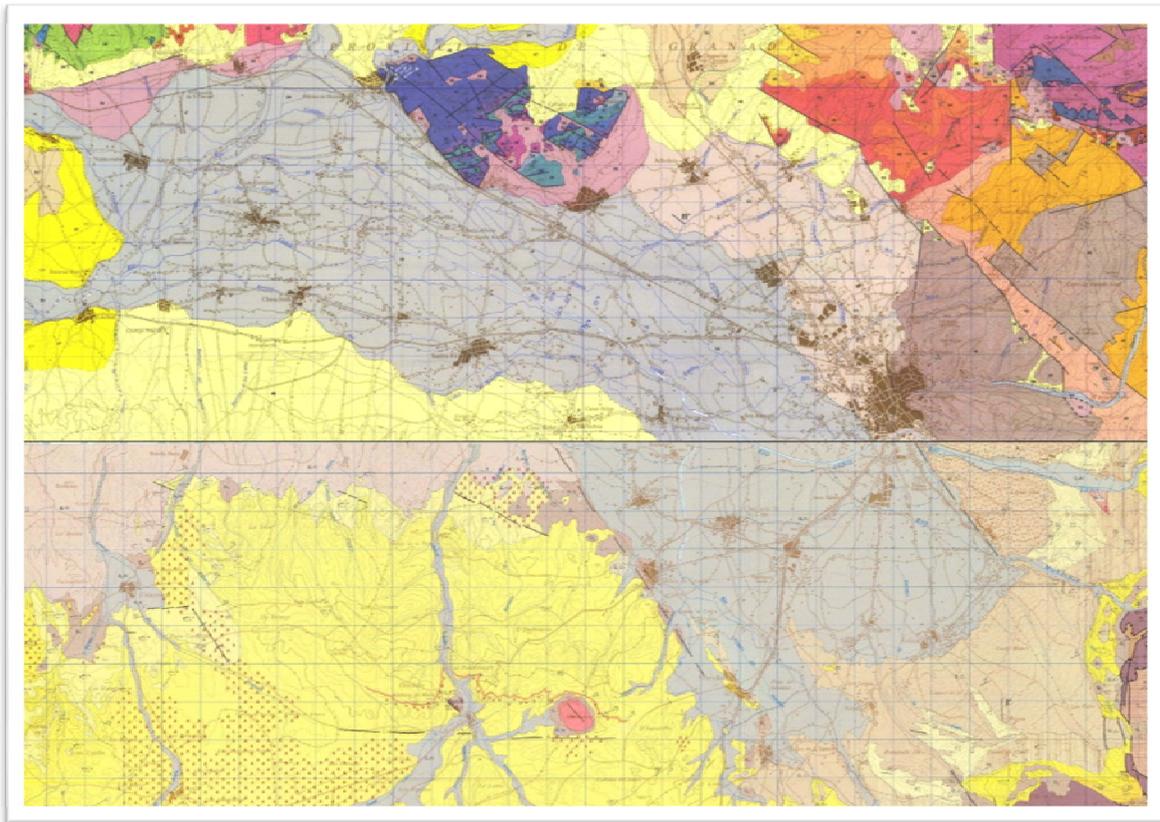


Fig. 84.- Sector de los mapas geológicos, hoja 1009 y 1026, en el que se localizan Granada y el resto del Área Metropolitana (a partir de Hoja 1009 y 1026 publicadas por el IGME).

Finalmente, la recopilación de datos se centró en 26 localidades del Área Metropolitana y Urbanizaciones de mayor entidad pertenecientes a alguno de los municipios. Para ello se realizaron:

- Contactos con empresas del sector Geotécnico y profesionales especializados en el tema a fin de solicitar su colaboración y aportación de datos de ensayos de campo y de laboratorio de Informes Geotécnicos realizados en el Área Metropolitana de Granada.
- Desplazamiento de personal a las Empresas para la búsqueda de los Informes Geotécnicos en los archivos de las distintas sociedades.
- Por último se procedió al filtrado de los datos ya que había algunos Informes incompletos, dada su antigüedad, y era imposible la localización de los datos que faltaban así como la ubicación del punto de la realización de los ensayos de campo.

Tras todo el proceso llevado a cabo resultaron un total de 337 Informes Geotécnicos o puntos de información distribuidos según se recoge en la Tabla 30 y Fig. 85.

**Tabla 30.- Número de Informes por localidades incluidas en la Base de Datos**

<b>LOCALIDAD</b>	<b>Nº DE INFORMES O PUNTOS DE INFORMACIÓN</b>	<b>LOCALIDAD</b>	<b>Nº DE INFORMES O PUNTOS DE INFORMACIÓN</b>
<b>Albolote</b>	10	<b>Granada</b>	98
<b>Alhendín</b>	8	<b>Huétor Vega</b>	3
<b>Armillá</b>	19	<b>Jun</b>	4
<b>Atarfe</b>	19	<b>Láchar</b>	2
<b>Cájar</b>	5	<b>Maracena</b>	18
<b>Cenes de la Vega</b>	0	<b>Monachil</b>	-
<b>Chauchina</b>	3	<b>Ogíjares</b>	8
<b>Churriana de la Vega</b>	11	<b>Otura</b>	13
<b>Cijuela</b>	2	<b>Peligros</b>	9
<b>Cúllar Vega</b>	3	<b>Pinos Puente</b>	19
<b>Dílar</b>	-	<b>Pulianas</b>	8
<b>Fuente Vaqueros</b>	5	<b>Santa Fe</b>	15
<b>Las Gabias</b>	13	<b>Vegas del Genil</b>	11
<b>Gójar</b>	7	<b>La Zubia</b>	21

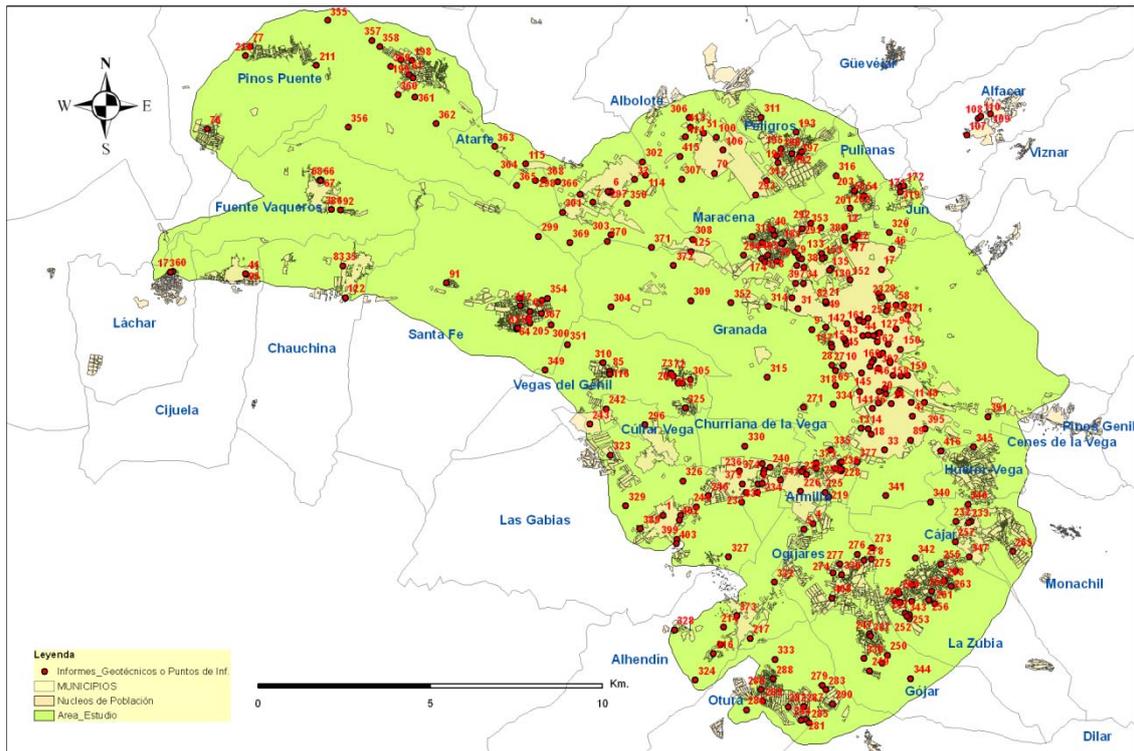


Fig. 85.- Distribución de Informes Geotécnicos y Puntos de Información en localidades del Área Metropolitana de Granada

### V.3. La Base de Datos Geotécnicos de la zona de estudio

#### V.3.1. Plantilla de datos y Tabla General

Una vez recopilados todos los Informes Geotécnicos, tanto para obra de edificación como para obra civil, se procedió a diseñar unas plantillas en Excell a fin de disponer de un documento genérico para ordenar la gran cantidad de información que se disponía. En esta plantilla se presentan los datos geotécnicos extraídos de calicatas, sondeos mecánicos a rotación y penetraciones dinámicas continuas. Se estableció un rango de precisión de los datos de 0,5 m para calicatas y sondeos, y de 0,20 m en el caso de las penetraciones dinámicas. A cada Informe o punto de información se le ha asignado un número de identificación (por ejemplo id\_100) que servirá de localizador en tablas, mapas y archivos. Además, se estableció una escala de colores en función de la naturaleza y textura predominante del terreno (Tabla 31) para establecer a simple vista los cambios litológicos en las columnas estratigráficas de sondeos y calicatas. A continuación se presenta un ejemplo de las tablas realizadas en Excell para cada uno de los "Id" (¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. a Fig. 88) así como los datos geotécnicos previstos en las plantillas, que pueden estar o no recogidos en cada Informe (Tabla 32).

CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS  
Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

SONDEO 1				
N.F. (m.)				
Prof. (m)	Descripción Litológica	SPT N <sub>30</sub>	q <sub>v</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ (°)
0,0	Relleno y antiguos suelos vegetales. Arcillas marrones y marrón rojizas con bolos conglomeráticos y restos cerámicos.			
0,5	Relleno y antiguos suelos vegetales. Arcillas marrones y marrón rojizas con bolos conglomeráticos y restos cerámicos.			
1,0	Relleno y antiguos suelos vegetales. Arcillas marrones y marrón rojizas con bolos conglomeráticos y restos cerámicos.	7		
1,5	Relleno y antiguos suelos vegetales. Arcillas marrones y marrón rojizas con bolos conglomeráticos y restos cerámicos.			
2,0	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.			
2,5	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.			
3,0	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.			
3,5	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.			
4,0	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.			
4,5	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.		1,60	
6,0	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 60 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 9,00 m.	33		

σ (°)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	exp. (kg/cm <sup>2</sup> )	C.c.	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	e	hum. (%)	ds (g/cm <sup>3</sup> )	γ	LL	LP	#200	SUCS	AASHTO	Sulfatos
									30,9	18,6	84,1	CL	A-6	0
									24,1	16,6	72,6	CL	A-4	
					0,664	18,2	1,850	2,190	26,2	17,0	66,3	CL	A-4	

Fig. 86.- Ejemplo de los datos de un sondeo recogidos en Excell con una tabla correspondiente a litología, ensayos in situ y de laboratorio (la parte inferior corresponde a la derecha de la tabla)

CALICATA 2		N.F.		metros	
Prof. (m)	Descripción Litológica	q <sub>v</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ (°)	c (kg/cm <sup>2</sup> )	exp. (kg/cm <sup>2</sup> )
0,0	Suelo vegetal				
0,5	Arcilla arenosa con algo de grava				0,8
1,0	Arcilla arenosa con algo de grava				
1,5	Arcilla arenosa con algo de grava				
2,0	Arcilla arenosa con algo de grava				
2,5	Grava con algo de arena y arcilla				
3,0					
3,5					
4,0					
4,5					
5,0					

C.c.	hum. (%)	ds (g/cm <sup>3</sup> )	γ	LL	LP	#200	SUCS	AASHTO	Sulfatos
				25,4	14,5	50,8	CL		0
				25,3	15,3	15,3	GC		0

Fig. 87.- Ejemplo de los datos de una calicata recogidos en Excell con una tabla correspondiente a litología y de laboratorio (la parte inferior corresponde a la derecha de la tabla)

En el caso de las calicatas, normalmente los datos de ensayos de laboratorio que se disponen son únicamente los de identificación (granulometría, límites de Atterberg y contenido en sulfatos).

<b>PENETRAC. DINÁMIC. 1</b>		
Prof. (m)	Borros	DPSH
0,0	0	
0,2	4	
0,4	7	
0,6	6	
0,8	8	
1,0	8	
1,2	6	
1,4	12	
1,6	16	
1,8	20	
2,0	25	
2,2	29	
2,4	23	
2,6	27	
2,8	27	
3,0	25	

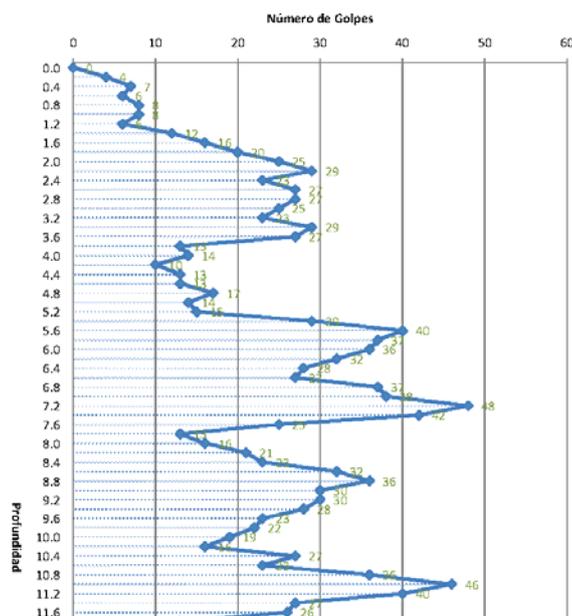


Fig. 88.- Ejemplo de tabla de penetración dinámica y gráfica de golpeo asociada

Tabla 31.- Escala de colores en función de la naturaleza y textura predominantes del terreno

NATURALEZA O TEXTURA PREDOMINANTE	USCS
Suelo vegetal o edáfico	
Relleno antrópico	
Arcillas inorgánicas de baja, media o alta plasticidad	CL, CH
Limos inorgánicos de baja, media o alta plasticidad	ML, MH
Arcillas y limos inorgánicos de baja plasticidad	CL-ML
Gravas como textura predominante	GW, GP, GC, GM, GW-GC, GW-GM, GP-GC, GP-GM
Arenas como textura predominante	SW, SP, SC, SM, SW-SC, SW-SM, SP-SC, SP-SM
Conglomerado	
Costra caliza	
Mezcla de arenas y gravas con intercalaciones limos y /o arcillas	GW, GP, GC, GM, GW-GC, GW-GM, GP-GC, GP-GM, SW, SP, SC, SM, SW-SC, SW-SM, SP-SC, SP-SM, CL, CH, ML, MH, CL-ML
Margas	CL, CH, ML, MH

**Tabla 32.- Abreviaturas y descripción de los parámetros o datos geotécnicos previstos en la plantilla de datos**

DATO	DESCRIPCIÓN
SPT N <sub>30</sub>	Ensayo de penetración estándar
q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia a compresión simple
φ (°)	Ángulo de rozamiento interno extraído de los resultados de ensayos de corte directo.
c (kg/cm <sup>2</sup> )	Cohesión del terreno, extraído de los resultados de ensayos de corte directo.
exp. (kg/cm <sup>2</sup> )	Expansividad
C.c.	Coefficiente de compresibilidad
E <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo edométrico
e	Índice de poros
hum (%)	Humedad
d <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad seca
γ (T/m <sup>3</sup> )	Peso específico de las partículas sólidas
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
#200	Porcentaje que pasa el tamiz 200 ASTM; 0,08 UNE
USCS	Clasificación del suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos
AASHTO	Clasificación del suelo según la AASHTO
Sulfatos	Contenido en ión sulfato (mg SO <sub>2</sub> -4/Kg de suelo seco)
Carbonatos	Contenido en carbonatos
M.O.	Contenido en materia orgánica
Descripción Litológica	Litología observada en las paredes de la calicata o en el testigo recuperado del sondeo
Penetraciones Dinámicas	
continuas	Tipo y número de golpes cada 20 cm
<i>Borros/DPSH/STUMP</i>	
N.F.	Profundidad nivel freático

Finalmente se han introducido 337 “id” que presentan un total de 459 sondeos mecánicos a rotación, 691 penetraciones dinámicas continuas y 354 calicatas. Además, se ha contado con un número importante de ensayos “in situ”, 1556 SPT y 309 muestras inalteradas a percusión.

Las profundidades de reconocimiento (en obras de edificación) más usuales en Granada y Área Metropolitana son las siguientes: sondeos 4 - 30 m; penetraciones dinámicas 0,6 – 25 m; calicatas 0,4 – 5 m Aunque hay sondeos que alcanzan los 30 m de profundidad, la media se establece en unos 12 m, profundidad que según la normativa vigente no es suficiente. La NCSE-02 propone para obtener el valor del coeficiente de terreno “C” de cálculo que se determinen los espesores e<sub>1</sub>, e<sub>2</sub>, e<sub>3</sub> y e<sub>4</sub> de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros

metros bajo la superficie. Lo que obliga a reconocer al menos 30 m por bajo de la cota de excavación o disponer de información suficiente de estudios anteriores. No obstante, se pueden extraer datos de continuidad de las Formaciones o litologías existente a mayores profundidades, unos con carácter general, de la bibliografía existente y otros de carácter puntual, como son los relativos a sondeos realizados por el IGME con profundidades entre 100 y 180 m, generalmente para asegurar el abastecimiento de agua en distintas localidades a petición de sus Ayuntamientos.

En cuanto a los ensayos de laboratorio disponibles, se ha trabajado con más de mil granulometrías de suelos por tamizado y límites de Atterberg, más de doscientas compresiones simples, en torno a edómetros y cortes directos, más de quinientas determinaciones de sulfatos y otras tantas de humedad natural y carbonatos.

A la vez que se iban creando los archivos excell, se ha constituido una tabla general con la siguiente información de cada "id" (Tabla 33) que servirá para la implementación de los datos en un sistema de información geográfica para utilizar sus herramientas de interpolación de datos y realizar los mapas geotécnicos de los distintos parámetros o propiedades:

**Tabla 33.- Datos presentes en la tabla general que han servido para su introducción en un sistema de información geográfica**

<b>Datos Generales</b>	Proyecto
	Tipo de proyecto
	Localidad
	Empresa
	Fecha de realización del Informe y ensayos de campo
<b>Datos Geotécnicos Generales</b>	Cimentación
	Tipo Cimentación Modelo
	$\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> ). Limitada por hundimiento y por asentamientos
	Tipo de terreno a cota de cimentación
	Profundidad de cimentación
	Profundidad de Nivel freático
<b>Ensayos de reconocimiento</b>	Nº de sondeos (S) y prof. mín. y máx. alcanzadas
	Nº de calicatas C y prof. mín. y máx. alcanzadas
<b>Ensayos de Información</b>	Nº de penetraciones (P) y prof. mín. y máx. alcanzadas
	Nº de SPT realizados en los sondeos
	Nº de muestras inalteradas extraídas en el sondeo
<b>Datos para dimensionamiento de cimentaciones Profundas</b>	PROFUNDIDADES
	Cohesión, c (T/m <sup>2</sup> )
	Ángulo de Rozamiento Interno, $\phi^\circ$
	Densidad, $\rho$ (T/m <sup>3</sup> )
	N (SPT)
	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )

Datos para dimensionamiento de cimentaciones Superficiales	Coeficiente de Balasto, $Ks_1$ ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ )
	Cohesión, $c$ ( $\text{T}/\text{m}^2$ )
	Densidad, $\rho$ ( $\text{T}/\text{m}^3$ )
	N (SPT)
Datos para dimensionamiento de muros	Cohesión, $c$ ( $\text{T}/\text{m}^2$ )
	Ángulo de Rozamiento Interno $\phi$
	Densidad, $\rho$ ( $\text{T}/\text{m}^3$ )
Datos Sísmicos	Lugar o Zona más próxima
	Aceleración Básica, ( $a_b/g$ )
	Coeficiente de Contribución, K
	Coeficiente de Suelo, C
	Coeficiente de Amplificación del terreno, S; $\rho=1$
	Coeficiente de Amplificación del terreno, S; $\rho=1,3$
Aceleración de cálculo, $A_c$	
Agresividad química para el hormigón de la cimentación y obras de contención según la EHE-08	Clase de Exposición
Número de ensayos de laboratorio realizados en cada Informe Geotécnico	Nº de granulometrías de suelo por tamizado
	Nº de Límites de Atterberg
	Nº de Compresiones simples
	Nº de Cortes directos
	Nº de Edómetros
	Nº de Humedad Natural
	Nº de Hinchamiento Lambe
Otros datos geotécnicos del suelo a profundidad de cimentación que servirán de apoyo para el cálculo de la susceptibilidad a licuefacción y densificación	Tamaño de partículas, D50
	Tamaño de partículas, D60
	Tamaño de partículas, D10
	Coeficiente de uniformidad, $C_u$
	Coeficiente de curvatura, $C_c$
	Límite Líquido, LL
	Límite plástico, LP
	Índice de plasticidad, IP
	Porcentaje que pasa por el tamiz 200 ASTM, 0,08 UNE, #200
	Clasificación según sistema unificado de suelos, USCS

Tabla 33 continuación

### V.3.2. Constitución de una Base de Datos formal

Hasta ese momento, los datos se encontraban dispersos en archivos independientes por lo que el tratamiento de la información a efectos de realizar búsquedas o consultas de parámetros concretos es imposible. Por tal motivo, se decidió constituir una verdadera base de datos usando el programa Access 2007.

La base de datos está estructurada en torno a cada uno de los localizadores (id) asignados previamente, que sirven para relacionarlos con los distintos parámetros, propiedades o cualquier aspecto que se quiera introducir. Se ha utilizado una serie numérica de tres dígitos, que en el caso de archivos externos a la base de datos van precedidos de "id\_", así por ejemplo, un archivo "pdf" que corresponda al proyecto 65 se llamará id\_065.pdf.

num_proyct	tipo_proyecto	cod_pueblo	empresa	fecha	tipo_ciment.	sadm	num_sondec	sondeos_prof_min	sond
1	2	11	3	19-mar-79	2	1,5 - 2,0	0		
2	2	33	3	15-feb-86	2	2 - 2,5	0		
3	2	8	3	15-ene-83	2	2,5	0		
4	2	8	3	17-feb-76	2	2,0	0		
5	2	8	3	15-abr-82	2	2,5	0		
6	2	19	3	30-may-77	4		0		
7	2	19	3	6-feb-79	4		0		
8	2	34	4	23-jun-89	4	7,0 Punta	2		9
9	2	9	3	3-jun-77	2	1,0	0		
10	2	9	3	15-ago-82	7		0		
11	2	9	3	15-jul-89	2	2,5	3		6.5
12	2	9	3	15-dic-83	7		0		
13	2	9	3	12-ene-81	2	1,5	0		
14	2	9	3	24-ene-78	2	1,5 - 2,0	0		
15	2	9	3	15-sep-82	7		0		
16	2	9	3	12-mar-80	2	2,5	0		
17	2	9	3	21-jul-77	2	2,0	0		
18	2	9	3	15-jul-81	2	2,0	0		
19	2	44	2	13-mar-00	2	1,5	0		
20	2	50	3	15-nov-84	2	1,0	3		13
21	2	9	3	15-nov-88	2	1,5	0		
22	2	9	4	9-ago-96	5	0,3	1		12
23	2	9	3	15-dic-81	7		0		
24	2	9	3	13-mar-80	2	2,0	0		
25	2	9	3	21-jul-77	2	2,0	0		
26	2	16	5	28-jul-03	5	1,2	1		10
27	2	9	3	15-oct-82	4	40,0 Punta	6		10
28	2	9	6	15-jul-85	2	2,5	2		15
29	2	9	3	14-mar-78	2	1,5	0		
30	2	9	3	15-sep-82	2	2,0	0		
31	2	9	3	23-feb-78	4		0		
32	2	19	4	15-dic-93	4	40,0	2		10.5
33	2	9	3	5-abr-79	2	2,0	0		
34	2	9	3	8-feb-78	2	1,0 - 1,5	0		
35	2	21	4	9-ago-96	5	0,4	2		12
36	2	36	3	15-feb-86	2	2,0	0		
37	2	16	3	15-dic-83	2	1,5	0		
38	2	16	3	15-dic-83	2	1,5	0		
39	2	39	3	1-abr-82	2	2,0	0		
40	2	16	3	30-may-77	2	1,0	0		
41	2	25	3	23-jul-84	2	2,0	0		

Fig. 89.- Ejemplo de estructura de una tabla

Se han generado una serie de tablas (Tabla 34) que contemplan toda la información de cada uno de los Informes geotécnicos; a continuación se enumeran y explican brevemente cada una de las tablas disponibles (por orden alfabético):

Tabla 34.- Diferentes tipos de tablas generadas en la Base de Datos de Access

1. Calicatas	2. Clases_Esp_Exp_EHE-08
3. Clases_Gen_Exp_EHE-08	4. Empresas
5. General	6. Listado de ensayos
7. Nspt	8. Parámetros de dimensionamiento de cimentaciones superficiales
9. Parámetros de dimensionamiento de cimentaciones profundas	10. Pueblos
11. Sondeos	12. SUCS
13. Tipo de Cimentación	14. Tipo de Proyecto
15. Tipo de Suelo a cota cimentación	

1. **Calicatas:** En esta tabla se han almacenado las clasificaciones según el USCS y todos los parámetros de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas. Sólo existen entradas en la tabla para aquellos Informes en los que se ha realizado este ensayo de reconocimiento y para las profundidades en las que existe algún dato. Los campos de que consta la tabla calicatas son los siguientes:

**Id de calicata:** clave principal de la tabla.

- **Id de proyecto:** relaciona la entrada con su Informe.
- **Calicata:** identifica a que número de calicata pertenecen los datos.
- **Profundidad:** asigna a la entrada la profundidad de los parámetros.
- **Parámetros (se presentan únicamente en los que existen datos):**
  - Humedad
  - Ds (Densidad seca, T/m<sup>3</sup>)
  - Y (Peso específico de las partículas sólidas, T/m<sup>3</sup>)
  - LL (Límite líquido)
  - LP (Límite plástico)
  - #200 (Porcentaje que pasa por el tamiz 200 ASTM, 0,08 UNE)
  - USCS (Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)
  - Contenido en Sulfatos (mg de SO<sup>2-</sup><sub>4</sub>/Kg de suelo)

2. **Empresas:** En esta tabla se han identificado las empresas de las que se han obtenido los diferentes Informes, que servirá únicamente como información de control a fin de poder localizar rápidamente el documento en papel para nuevas consultas, si fuera necesario. Los campos de que consta la tabla *empresas* son los siguientes:

- **Código de empresa:** clave principal de la tabla.
  - **Nombre:** Nombre de la empresa
3. **Clases Gen Exp EHE-08:** Aquí se recogen todas las variedades de clases generales de exposición descritas en la EHE-08. A la hora de establecer el contenido mínimo de cemento, máxima relación agua/cemento, recubrimientos mínimos y mínima resistencia del hormigón (Resistencia característica,  $f_{ck}$ ), tanto en cimentaciones como en muros en contacto directo con el terreno, se ha de establecer una clase de mínima de exposición IIa (corrosión de origen diferente de los cloruros en zonas de alta humedad), a no ser que dichos elementos constructivos estén en contacto con agua de mar, en cuyo caso, se le asignará IIIb si están sumergidos permanente o IIIc en el caso de estar sujeto a la oscilación de las mareas. No obstante, se han previsto todas las clases, asignándoles un código que servirá de nexo con la tabla general. Los campos constan en la tabla *Clases\_Gen\_Exp\_EHE-08* son los siguientes:
- **id:** clave principal de la tabla.
  - **Designación:** clase de General de Exposición. (eg. I, IIa, IIb,...)
4. **Clases Esp Exp EHE-08:** En esta tabla se detallan las clases específicas de exposición recogidas en la EHE-08. Aunque se han previsto todas las clases, las que determinan el tipo de cemento (resistente a los sulfatos – SR- o resistente al agua de mar –MR-) y los parámetros descritos para las clases generales de exposición a fin de establecer las propiedades del hormigón de la cimentación y obras de contención, son consideradas aquí como aquellas debidas a agresividad química, tanto del suelo como del agua freática, al menos en la zona de estudio. Igualmente, se le ha asignado un código que se insertará en la tabla general. Los campos de que consta la tabla *Clases\_Esp\_Exp\_EHE-08* son los siguientes:
- **id:** clave principal de la tabla.
  - **Designación:** clase de exposición. (eg. Qa, Qb, Qc...)
5. **General:** Esta tabla es el centro neurálgico de la Base de Datos y por tanto la más extensa y compleja. Reúne los datos compilados en la tabla general de Excell, mencionada anteriormente, a continuación se enumeraran detalladamente cada uno de los campos. Los campos de que consta la tabla *General* son los siguientes:
- **Número de proyecto:** clave principal de la tabla, ésta asigna a cada Informe su código de identificación por el que será reconocido en adelante.

- **Tipo de Proyecto:** asigna un tipo de proyecto de entre los almacenados en la tabla Proyecto.
- **Código de Pueblo:** relaciona el Informe con la localidad donde se ha realizado.
- **Empresa:** identifica la empresa que ha realizado el Estudio Geotécnico del que se han obtenido los datos.
- **Fecha:** día, mes y año en el que se realizó el Estudio Geotécnico.
- **Tipo de cimentación:** asigna al proyecto un tipo de cimentación de los tipificados en la tabla *tipo de cimentación*.
- **Tensión admisible:** capacidad portante máxima del terreno con se puede contar a cota de cimentación a la hora de su dimensionamiento.
- **Número de sondeos:** cantidad de sondeos que se han realizado para el proyecto en cuestión.
  - Profundidad Mínima
  - Profundidad Máxima
- **Número de calicatas:** cantidad de calicatas que se han realizado para el proyecto en cuestión.
  - Profundidad Mínima
  - Profundidad Máxima
- **Número de penetrómetros:** cantidad de penetrómetros dinámicos continuos que se han realizado para el proyecto en cuestión.
  - Profundidad Mínima
  - Profundidad Máxima
- **SPT:** Valor del ensayo de penetración estándar, N
- **Muestras Inalteradas:** valor de resistencia a la penetración en muestras inalteradas a percusión,  $N_i$ .
- **Granulometría:** número de ensayos granulométricos de suelos por tamizado.
- **Límites de Atterberg:** número de ensayos de límites de Atterberg.
- **Compresión simple:** número de ensayos de compresión simple.
- **Corte directo:** número de ensayos de corte directo.
- **Edómetro:** número de ensayos edométricos.
- **Inundación bajo carga:** número de ensayos de inundación bajo carga en edómetro.
- **Hinchamiento Lambe:** número de ensayos de cambios volumétricos en aparato Lambe.
- **Determinación de sulfatos:** contenido de ión sulfato medido en mg de  $\text{SO}_4^{2-}$  /Kg de suelo seco.

- **Coefficiente de Balasto:** coeficiente de respuesta del terreno, necesario para el dimensionamiento de cimentaciones superficiales tipo losa o zapatas corridas.
  - **Parámetros de Dimensionamiento de obras de contención:** se han previsto la posibilidad de la existencia de hasta tres tipos de terreno, de ahí la siguiente división.
    - **Valor 1**
      - Cohesión
      - Ángulo de rozamiento interno
      - Densidad
    - **Valor 2**
      - Cohesión
      - Ángulo de rozamiento interno
      - Densidad
    - **Valor 3**
      - Cohesión
      - Ángulo de rozamiento interno
      - Densidad
  - **Clase de Exposición:** explicado en las tablas de clase general de exposición y clases específicas. Recoge dichas clases a fin de establecer tanto el tipo de cemento a emplear como otros parámetros, indicados anteriormente, para el hormigón de la cimentación y obras de contención.
  - **Parámetros Sísmicos:**
    - **Lugar:** lugar o zona más próxima según las establecidas en la NCSE-02.
    - **Aceleración Básica:**  $a_b/g$ , establecida en el listado de la NCSE-02
    - **Coefficiente de Contribución:** K, establecido en el listado de la NCSE-02
    - **Coefficiente de suelo:** C, calculado según propone la NCSE-02
  - **Profundidad de cimentación:** mínima profundidad de cimentación recomendada en esa zona.
  - **Id de suelo:** asigna una litología tipificada en la base de datos.
6. **Listado de ensayos:** relaciona los proyectos con los archivos externos que contienen los ensayos en formato PDF. La tabla Listado de ensayos consta de los siguientes campos:
- **Número de proyecto:** clave principal de la tabla.

- **Archivo:** contiene el archivo PDF con los ensayos.
7. **N<sub>spt</sub>:** contiene los valores de N<sub>spt</sub> medios (Ensayo de penetración estándar) a adoptar en los modelos de cálculo, incluso definidos para distintas profundidades si existen cambios de compacidad o consistencia. Los campos que conforman la tabla N<sub>spt</sub> son los siguientes:
- **id:** clave principal de la tabla.
  - **Proyecto:** identificación del proyecto al que pertenece.
  - **Profundidad base:** rango de profundidad que presenta un valor de N<sub>spt</sub> medio.
  - **N<sub>spt</sub> medio:** valor del Ensayo de Penetración Estándar a considerar.
  - **Listado de profundidades:** casillas de verificación de profundidades con un rango de precisión de 0,50 m con el fin de hacer más sencillas las búsquedas por profundidades.
8. **Parámetros de dimensionamiento de cimentaciones:** en esta tabla están almacenados los parámetros a adoptar para limitar la tensión admisible, tanto por hundimiento como por asientos. Los campos de que consta la tabla *Parámetros de dimensionamiento de cimentaciones* son los siguientes:
- **id:** clave principal de la tabla.
  - **Proyecto:** identificación del proyecto al que pertenece.
  - **Profundidad base:** rango de profundidad para unos parámetros dados.
  - **Cohesión:** en T/m<sup>2</sup>
  - **Rozamiento interno:** ángulo de rozamiento interno del terreno, en grados.
  - **Densidad:** densidad seca, en T/m<sup>3</sup>
  - **Listado de profundidades:** casillas de verificación de profundidades de 0,50 en 0,50 metros con el fin de hacer más sencillas las búsquedas por profundidades.
9. **Pilotaje:** parámetros para el cálculo de cimentaciones por pilotes para aquellos proyectos en los que es necesario. Los campos de que consta la tabla *Pilotaje* son los siguientes:
- **id:** clave principal de la tabla.
  - **Proyecto:** id del proyecto al que pertenece.
  - **Profundidad:** rango de profundidad para unos parámetros dados.
  - **Parámetros:**
    - **N:** valor medio de N<sub>spt</sub>
    - **q<sub>u</sub>:** resistencia a compresión simple en Kg/cm<sup>2</sup>.

- **c**: cohesión del terreno en  $T/m^2$
- **Ángulo**: ángulo de rozamiento interno del terreno, en grados.
- **Densidad**: densidad seca, en  $T/m^3$ .

10. **Poblaciones**: relación de las localidades de las que se tienen datos. Los campos de que consta la tabla *Pueblos* son los siguientes:

- **Código de población**: clave principal de la tabla.
- **Pueblos**: nombre de la localidad o pedanía.
- **Utilidad**: indica si la localidad se encuentra o no dentro del Área Metropolitana de Granada y dentro de ésta en materiales Holocenos.
- **Número de hoja**: hace referencia a la hoja geológica en la que se encuentra cada una de las localidades, hoja 1009 (Granada) u hoja 1026 (Padul) – IGME, E. 1:50.0000- .
- **Número de informes**: valor que indica la cantidad de informes disponibles para dicho pueblo.

11. **Sondeos**: Esta tabla recoge toda la información compilada en los archivos excell independientes correspondientes a sondeos mecánicos a rotación con extracción continua de testigo, en materia de ensayos in situ y de laboratorio. Sólo existen entradas en la tabla para aquellos proyectos que tienen sondeos y para las profundidades en las que hay resultados. Los campos de que consta la tabla *sondeos* son los siguientes:

- **Id de sondeo**: clave principal de la tabla.
- **Id de proyecto**: relaciona la entrada con su Informe Geotécnico.
- **Sondeo**: identifica a que numero de sondeo pertenecen los datos.
- **Profundidad**: asigna a la entrada la profundidad de los valores.
- **Valores**:
  - **Nspt**: Ensayo de Penetración Estándar
  - **N<sub>i</sub>**: valor de golpeo de extracción de muestras inalteradas a percusión.
  - **q<sub>u</sub>**: resistencia a compresión simple en  $Kg/cm^2$ .
  - **c**: cohesión del terreno en  $T/m^2$ .
  - **Exp**: Expansividad en  $kg/cm^2$
  - **C<sub>c</sub>**: Coeficiente de compresibilidad.
  - **Em**: Módulo edométrico.
  - **e**: Índice de poros inicial.
  - **Humedad**: humedad en %.
  - **d<sub>s</sub>**: Densidad seca en  $T/m^3$ .

- **Y:** Peso específico de las partículas sólidas en  $T/m^3$ .
- **LL:** Límite líquido.
- **LP:** Límite plástico.
- **#200:** Porcentaje que pasa el tamiz 200 ASTM; 0,08 UNE.
- **USCS:** Clasificación del suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos.
- **AASHTO:** Clasificación del suelo según la “American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)”.
- **Sulfatos:** Contenido en ión sulfato ( $mg SO_4^{2-}/Kg$  de suelo seco).
- **Carbonatos:** Contenido en carbonatos.
- **Materia Orgánica:** Contenido en materia orgánica
- **Ángulo:** Ángulo de rozamiento interno extraído de los resultados de ensayos de corte directo.

12. **USCS:** códigos asignados a cada una las denominaciones del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS). Los campos de que consta la tabla USCS son los siguientes:

- **Id:** clave principal de la tabla.
- **USCS:** denominación.

13. **Tipo de cimentación:** relación de los tipos de cimentación que se han tipificado, asignándoles un número a cada uno. Los campos de la tabla *Tipo de cimentación* son los siguientes:

- **Id de cimentación:** clave principal de la tabla.
- **Tipo de cimentación.**

14. **Tipo de proyecto:** listado de los tipos de proyecto para los que se realizaron los Informes Geotécnicos (Centros Docentes, Plurifamiliar Intensivo, Plurifamiliar Extensivo, etc). Los campos de la tabla *Tipo de proyecto* son los siguientes:

- **Id:** clave principal de la tabla.
- **Tipo de proyecto.**

15. **Tipo de suelo:** tipos de terreno a utilizar como material portante o soporte de la cimentación en la zona de estudio. Los campos de la tabla *Tipo de proyecto* son los siguientes:

- **Id:** clave principal de la tabla.
- **Tipo de suelo.**

### ***Relaciones entre Tablas.***

Las Bases de Datos basan su eficacia en la abstracción de la información a secuencias numéricas que puedan relacionar los datos de una tabla con otra, de forma que posteriormente podamos pedirle una consulta y que esta sustituya estas secuencias numéricas por el texto o los valores asociados para que sean inteligibles e interpretables.

Por ejemplo, se da el caso de que hay una serie de proyectos que pertenecen a un determinado lugar, como Albolote, en ese caso habría que escribir en cada uno de los proyectos de Albolote el nombre completo del pueblo, y además a la hora de filtrar la información, sería necesario escribir la cadena completa de letras para que nos diera como resultado el listado correcto de proyectos correspondiente a la localidad de Albolote. Además, en caso de tener que realizar una corrección sobre el nombre, habría que hacerla en todas y cada una de las veces en que se haya introducido la palabra Albolote. Por no decir que en una base de datos de gran envergadura el uso de una palabra de 8 caracteres alfanuméricos por cada entrada supone un gasto innecesario de espacio y por tanto, pérdida de velocidad en las búsquedas.

Sin embargo, en las Bases de datos, se pueden crear listados genéricos, tal como se ha realizado, a los que se le asignan códigos que interpreta automáticamente, y a la hora de presentar los datos, se encargará de sustituir el código por el nombre del pueblo, litología, cimentación, etc. Las ventajas que se obtienen son importantes, ya se pueden realizar modificaciones en un solo lugar y se aplican a todos los proyectos. La Base de Datos gana en optimización y velocidad, reduciendo el tamaño del archivo final y permitiendo un filtrado y búsqueda de los datos más eficaz, ya que se pueden crear listas desplegables con localidades, tipos de cimentación, litologías, etc, dónde poder seleccionar uno o varios para obtener como resultado aquellos Informes que cumplan con las condiciones prefijadas.

Para poder llevar a cabo el procedimiento descrito anteriormente, es necesario establecer relaciones entre las tablas (Fig. 90).

Por tanto, como puede observarse, cada vez que una serie de elementos de un mismo tipo se repite constantemente se hace necesario extraer el listado de posibilidades a una tabla externa y relacionarlo con la principal para asociarlos.

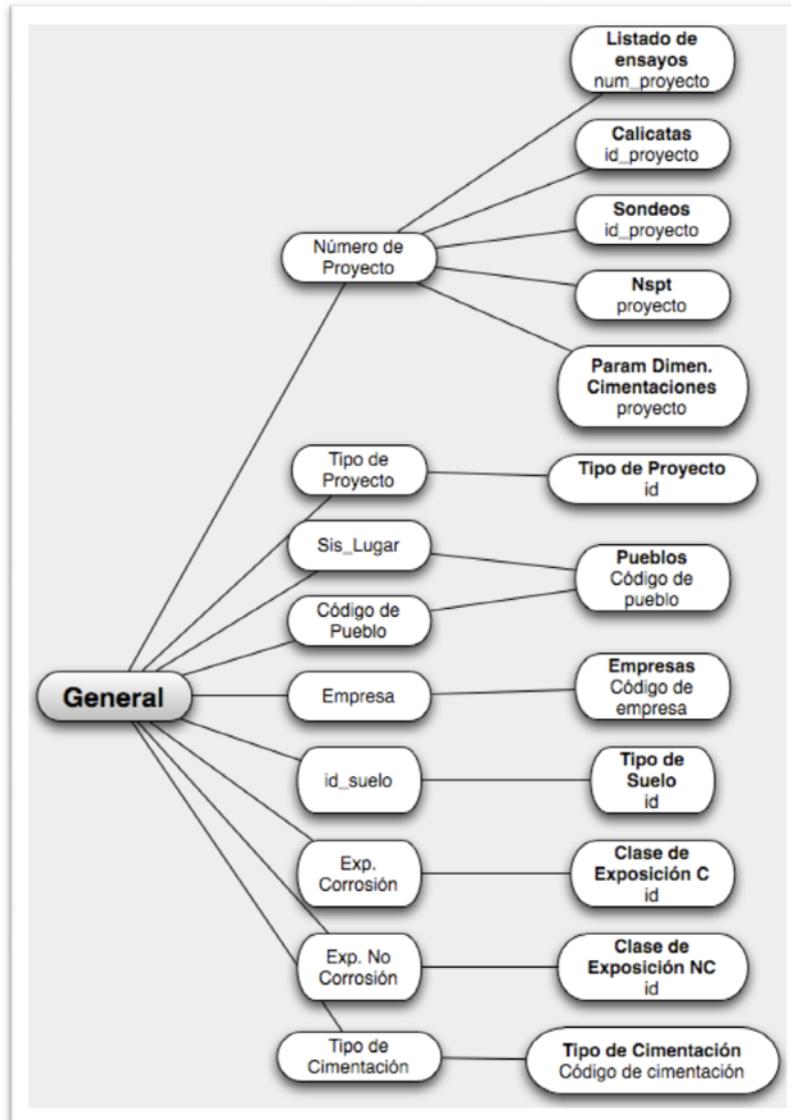


Fig. 90.- Relaciones establecidas entre las distintas tablas creadas en Access

Pueblos	Suma De Nº de Infor	Utilidad
Albolote	4	<input checked="" type="checkbox"/>
Alfacar	5	<input type="checkbox"/>
Alhendín	4	<input checked="" type="checkbox"/>
Armillá	16	<input checked="" type="checkbox"/>
Atarfe	7	<input checked="" type="checkbox"/>
Belicena	2	<input checked="" type="checkbox"/>
Cájar	3	<input checked="" type="checkbox"/>
Calicasas	1	<input type="checkbox"/>
Caparacena	3	<input type="checkbox"/>
Casa Nueva		<input checked="" type="checkbox"/>
Cenes de la Ve	2	<input type="checkbox"/>
Cerrillo de Ma	1	<input checked="" type="checkbox"/>
Chaparral	1	<input type="checkbox"/>
Chauchina	3	<input checked="" type="checkbox"/>
Churriana de la	8	<input checked="" type="checkbox"/>
Cijuela	2	<input checked="" type="checkbox"/>
Cortijo del Aire	5	<input type="checkbox"/>
Cúllar Vega	2	<input checked="" type="checkbox"/>

Fig. 91.- Ejemplo de consulta realizada en Access

### Consultas.

Una de las utilidades de las Bases de Datos son las “consultas” (Fig. 91), que permiten crear tablas que muestren los datos con el mismo formato que las tablas originales pero teniendo en cuenta las reglas y relaciones que imponemos a la Base de Datos. Es muy útil porque permite la exportación a otros Software de forma sencilla y estructurada a fin de poder procesar numéricamente los datos, aplicar funciones matemáticas complejas, con el objeto de obtener gráficas, etc, dado que las bases de datos no están preparadas para esta ejecución, y realizar mapas continuos mediante interpolación de valores.

### Formularios

Los formularios permiten crear interfaces de lectura y escritura de datos adaptados a la pantalla del ordenador, donde se puede trabajar con datos de texto que el programa se encarga de sustituir por sus códigos de identificación.

Por ejemplo, en la tabla General en el proyecto nº 100, aparece en la columna *cod\_pueblo* el número 18, que corresponde a Albolote, por tanto se deben recordar los códigos de los pueblos para poder introducirlos. Sin embargo, a través de un formulario, se selecciona de una lista desplegable de pueblos, la localidad de Albolote y el programa se encarga de escribir en la tabla General el número 18 en la casilla correspondiente.

Tabla Resumen			
num_proyecto	<input type="text" value="100"/>		
Localidad	<input type="text" value="Albolote"/>	Tipo de Proyecto	<input type="text" value="Plurifamiliar Intensivo"/>
Hoja 1:50.000	<input type="text" value="Granada 1009"/>	Tipo de cimentación	<input type="text" value="Z. Corridas-Losa Armada"/>
Fecha	<input type="text" value="20-ago-02"/>	sadm	<input type="text" value="0,7"/> Utilidad <input checked="" type="checkbox"/>
<b>Ensayos de Campo</b>			
	Nº	Prof. mínima	Prof. Máxima
Sondeos	<input type="text" value="10"/>	<input type="text" value="10"/>	<input type="text" value="17"/>
Calicatas	<input type="text" value="5"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="2,5"/>
Penetrómetros	<input type="text" value="22"/>	<input type="text" value="10,6"/>	<input type="text" value="25,2"/>

Fig. 92.- Ejemplo de tabla resumen de formulario realizado en una población, Albolote, para un proyecto plurifamiliar.

### V.3.3. Web SismoVega

Una vez finalizada la Base de Datos en Access, se procedió a diseñar una página Web (<http://dca.ugr.es/sismovega>) para albergar todos los datos a fin de que estén a disposición de cualquier usuario y sirvan de ayuda informativa para la realización de proyectos básicos, fases iniciales de planeamientos urbanísticos, y en definitiva para cualquier fase previa de un proyecto arquitectónico. Dichos datos, no eximen de la realización de un estudio geotécnico particularizado de la zona.

El sistema está instalado sobre un servidor Linux bajo una distribución Ubuntu. La interfaz web de la base de datos está creada bajo PHP y MySQL.

*PHP* es un lenguaje interpretado de propósito general ampliamente usado y que está diseñado especialmente para desarrollo web, pudiendo ser incrustado dentro de código HTML. Generalmente se ejecuta en un servidor web, tomando el código en PHP como entrada y creando páginas web como salida. Puede ser desplegado en la mayoría de los servidores web y en casi todos los sistemas operativos y plataformas sin costo alguno. PHP se encuentra instalado en más de 20 millones de sitios web y en un millón de servidores.

*MySQL* es un sistema de gestión de base de datos relacional, multihilo y multiusuario con más de seis millones de instalaciones. MySQL AB (desde enero de 2008 una subsidiaria de Sun Microsystems) desarrolla MySQL como software libre en un esquema de licencia dual.

#### ***Base de datos MySQL***

La misma información que se dispone en la Base de Datos de MS Access (tablas), se ha exportado a la base de datos MySQL, es por ello que la estructura es parecida, a excepción de campos y tablas que se han creado para permitir el funcionamiento más acorde a las necesidades de una página web.

La exportación de la base de datos se ha hecho con el software de licencia gratuita Access To MySQL de BullZip, que permite la exportación a un fichero de texto “sql” con las sentencias necesarias para que PHPMyAdmin interprete la estructura de la base de datos y la cree sin ningún problema.

#### ***Interfaz PHP***

La interfaz “PHP” se encarga de recibir las peticiones del usuario a través de los formularios de entrada para ejecutar las consultas en la base de datos y con ellos

construir una página web al vuelo que muestra la información. Es por esto que las páginas webs basadas en php+sql se llaman dinámicas.

### Estructura

El formulario con el que se inicia la búsqueda en la página web permite entrar por localidad, tipo de proyecto, tipo de cimentación, tensión admisible, profundidad de cimentación, tipo de suelo a cota de cimentación y además realizar búsquedas de parámetros concretos, tales como resistencia a compresión simple, módulo edométrico, índice de poros, etc.

SismoVega  
Universidad de Granada

LOCALIDAD:

TIPO DE PROYECTO:

TIPO DE CIMENTACIÓN:

SADM(kg/cm2):

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN:

TIPO DE SUELO A COTA DE CIMENTACIÓN:

**Calicatas**

<input type="checkbox"/> SPTN20	<input type="checkbox"/> NI	<input type="checkbox"/> QU	<input type="checkbox"/> C
<input type="checkbox"/> EXP	<input type="checkbox"/> CC	<input type="checkbox"/> EM	<input type="checkbox"/> E
<input type="checkbox"/> HUMEDAD	<input type="checkbox"/> DS	<input type="checkbox"/> ?	<input type="checkbox"/> LL
<input type="checkbox"/> LP	<input type="checkbox"/> #200	<input type="checkbox"/> SUCS	<input type="checkbox"/> AASHTO
<input type="checkbox"/> SULFATOS	<input type="checkbox"/> CARBONATOS	<input type="checkbox"/> MATERIA_ORG	<input type="checkbox"/> ANGULO

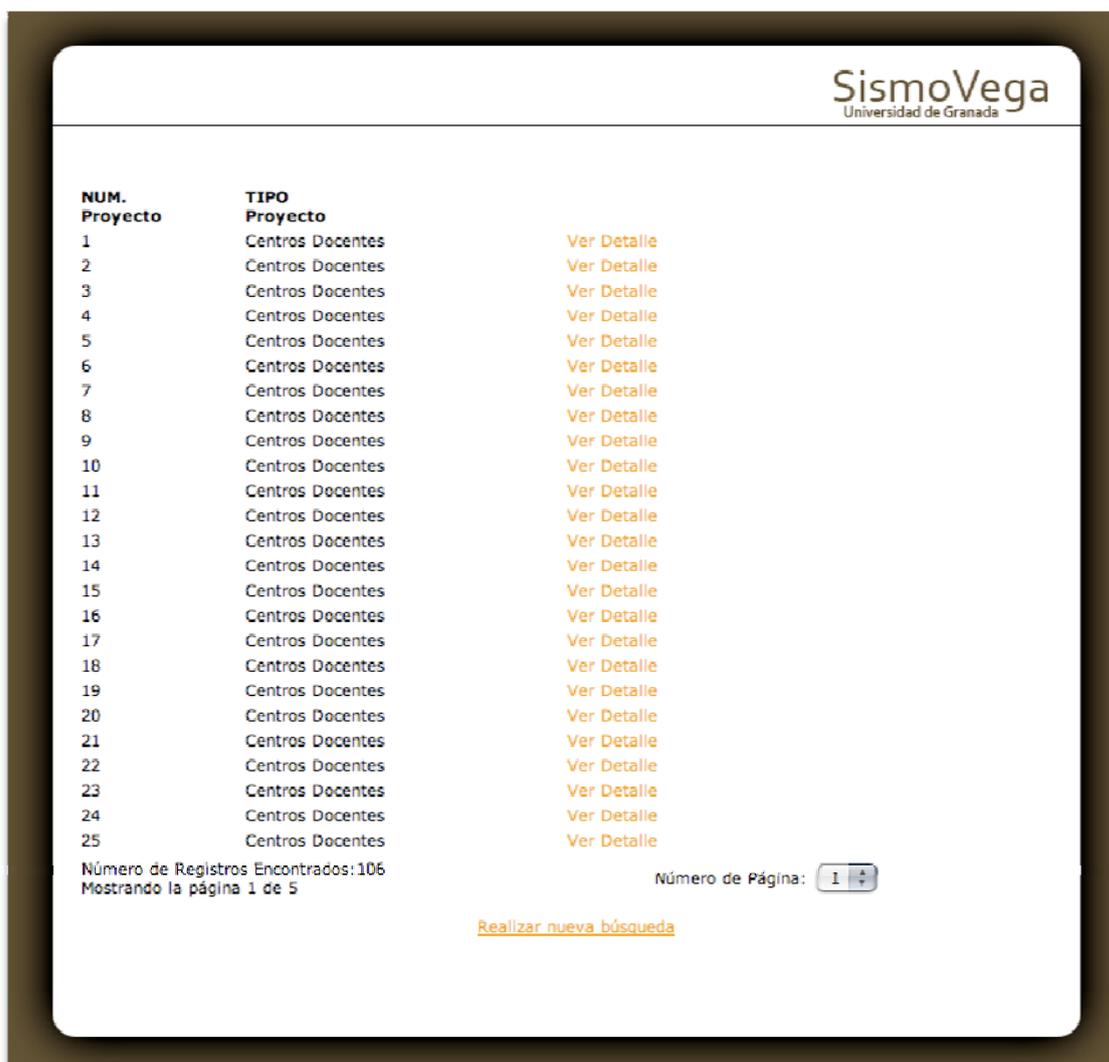
**Sondeos**

<input type="checkbox"/> SPTN20	<input type="checkbox"/> NI	<input type="checkbox"/> QU	<input type="checkbox"/> C
<input type="checkbox"/> EXP	<input type="checkbox"/> CC	<input type="checkbox"/> EM	<input type="checkbox"/> E
<input type="checkbox"/> HUMEDAD	<input type="checkbox"/> DS	<input type="checkbox"/> ?	<input type="checkbox"/> LL
<input type="checkbox"/> LP	<input type="checkbox"/> #200	<input type="checkbox"/> SUCS	<input type="checkbox"/> AASHTO
<input type="checkbox"/> SULFATOS	<input type="checkbox"/> CARBONATOS	<input type="checkbox"/> MATERIA_ORG	<input type="checkbox"/> ANGULO

Esta página ha sido visitada 765 veces

Fig. 93.- Formulario de entrada de la Web SismoVega realizada a partir de la Base de Datos confeccionada en esta Tesis

Cuando se selecciona cualquier búsqueda devuelve una página de resultados que lista todos los proyectos que se ajustan a los criterios establecidos, ordenados por su código de identificación “id” (Fig. 94). Además, si se pulsa en ver detalle aparece la ficha, en PDF, con los datos de dicho proyecto.



NUM. Proyecto	TIPO Proyecto	
1	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
2	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
3	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
4	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
5	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
6	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
7	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
8	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
9	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
10	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
11	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
12	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
13	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
14	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
15	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
16	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
17	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
18	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
19	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
20	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
21	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
22	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
23	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
24	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
25	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>

Número de Registros Encontrados: 106  
Mostrando la página 1 de 5

Número de Página:

[Realizar nueva búsqueda](#)

Fig. 94.- Tabla de resultados correspondiente a una búsqueda en la Web SismoVega

Si se encuentran más de 25 proyectos con coincidencias, se pagan. Para moverse por estas páginas hay que seleccionar la que se quiera en el cuadro desplegable que hay en la esquina inferior derecha de la pantalla (Fig. 94).

Para volver a la página de búsqueda es necesario pulsar sobre “Realizar nueva búsqueda”, ya que al hacerse la búsqueda mediante un formulario, los botones de Avance y Retroceso del navegador vuelven a enviar la consulta produciendo un error, éste es un procedimiento estándar en todas las páginas dinámicas.

En caso de hacer una búsqueda por población, además, aparecerá una fotografía tomada por satélite (de Google Earth) de dicha localidad (Fig. 95).

Las páginas de detalle de cada uno de los proyectos se abren en ventanas emergentes, para evitar que se pierda el índice de búsqueda al acceder a ellas (Fig. 96). Además se han habilitado múltiples instancias de las ventanas para permitir trabajar con los datos de varios proyectos al mismo tiempo e incluso poder hacer comparaciones entre unos y otros.



**SismoVega**  
Universidad de Granada

Google Earth

NUM. Proyecto	TIPO Proyecto	
51	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
70	Centros Docentes	<a href="#">Ver Detalle</a>
100	Plurifamiliar Intensivo	<a href="#">Ver Detalle</a>
106	Unifamiliar Extensivo	<a href="#">Ver Detalle</a>

Número de Registros Encontrados: 4  
Mostrando la página 1 de 1

Número de Página:

[Realizar nueva búsqueda](#)

Fig. 95.- Hoja de resultados de una consulta por población de la Web SismoVega

Todos los archivos necesarios para el funcionamiento de la página web SismoVega se encuentran en el servidor *dca.ugr.es* del Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la universidad de Granada. La dirección URL de la Web es <http://dca.ugr.es/sismovega>.

**TABLA RESUMEN**

NÚMERO DE PROYECTO: 100

LOCALIDAD: Albolote HOJA 1:50000: Granada 1009 FECHA : 20-08-2002	TIPO DE PROYECTO: Plurifamiliar Intensivo TIPO DE CIMENTACIÓN: Z. Corridas-Losa Armada Tadm(kg/cm <sup>2</sup> ): 0,7
Profundidad de cimentación recomendada:	2
Tipo de suelo a cota de cimentación:	Arcillas marrones y marrón rojizas algo carbonatadas a techo mezcladas con material granular, existiendo intercalaciones granulares dispersas con espesores no mayores a 50 cm., siendo éstas más abundantes a partir de 3,00 m.

SONDEOS:

Profundidad:

CALICATAS:

No hay datos

Descargar ensayos:



**ENSAYOS DE CAMPO**

	Nº:	Prof. Mínima	Prof. Máxima
SONDEOS	10	10	17
CALICATAS	22	10,6	25,2
PENETÓMETROS	5	1	2,5

**ENSAYOS "IN SITU"**

Standard Penetration Test (SPT):	42
Muestras Inalteradas:	0

**ENSAYOS DE LABORATORIO**

Granulometría:	37
Límites de Atterberg:	37
Compresión Simple:	9
Corte Directo:	1
Edámetro:	1
Inflación Bajo Carga:	13
Hinchamiento Lambe:	0
Determinación de Sulfatos:	1
Determinación de Carbonatos:	0

**PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

Dimensionamiento de obras de contención

Cohesión:	0
Ángulo de rozamiento interno:	30
Densidad:	2
Nsgt Medio:	1

Cálculo de la tensión admisible limitada por hundimiento y asentamientos

Cohesión:	15
Ángulo de rozamiento interno:	0
Densidad:	0

**PARÁMETROS SÍSMICOS**

Aceleración Básica:	0,23
Coefficiente de contribución:	1
Coefficiente de suelo:	1,4

**CLASES DE EXPOSICIÓN**

Clase de Exposición:	Ila
----------------------	-----

**PILOTAJE**

Profundidad:	
N:	
qu:	
c:	
Ángulo:	
Densidad:	



Fig. 96.- Ejemplo de Ficha particularizada de la Web SismoVega

#### V.4. Parámetros geotécnicos del subsuelo en condiciones estáticas y dinámicas

Para establecer el modelo mecánico geotécnico, siempre del lado de la seguridad, es de vital importancia asignar los parámetros geotécnicos correctos y coherentes en cada caso.

Los parámetros más frecuentes que se determinan para el caso del estudio de los suelos en condiciones estáticas son (Rodríguez Ortiz et al,1982):

- Suelos arcillosos y limosos, cohesivos
  - Peso específico (seco  $\gamma_d$  o saturado  $\gamma_{sat}$ , y sumergido  $\gamma_{sum}$  en su caso)
  - Humedad natural,  $w$
  - Resistencia al corte sin drenaje (carga rápida),  $c_u$ .
  - Resistencia al corte con drenaje (a largo plazo)  $c'$ ,  $\phi'$ .
  - Deformabilidad  $E_u$ , ( $\nu = 0,5$ ),  $E'$ ,  $\nu'$
  
- Suelos arenosos, no cohesivos
  - Peso específico correspondiente a la humedad natural
  - Grado de compacidad y/o ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ )
  - Deformabilidad  $E'$ ,  $\nu'$

Dichos parámetros se obtienen de la Base de Datos para cada punto "id" a la cota de cimentación recomendada en la tabla General compilada. Así, se establece un rango de variación de los parámetros, dentro de una misma zona (igual litología) e incluso entre zonas de distinta litología que posteriormente servirán como base para la realización de los correspondientes mapas, mediante herramientas de interpolación o realizados a mano. En el sector del Área Metropolitana de Granada constituido por materiales Holocenos. Se han obtenido y representado los siguientes parámetros:

- Espesor de relleno y/o suelo vegetal o edáfico
- Tipo de Substrato (realizado a mano)
- Profundidad de cimentación mínima recomendada
- Profundidad de Nivel freático
- Parámetros para limitar la tensión admisible por hundimiento y por asientos
  - Cohesión,  $c$  en  $T/m^2$ .
  - Ángulo de rozamiento interno,  $\phi^\circ$
  - Densidad seca,  $\gamma_d$  en  $T/m^3$ . En la tabla por agilidad  $d_s$ .
  - Valor  $N_{spt}$  medio y más conservador.

- Módulo edométrico,  $E_m$  en  $T/m^2$ , obtenido directamente del edómetro realizado o mediante la extrapolación empírica siguiente (Schmertmann et al, 1978):

$$E = 2,5 \cdot q_c; \text{ para zapatas aisladas}$$

$$E = 3,5 \cdot q_c; \text{ para zapatas corridas}$$

siendo,  $q_c$ =resistencia por punta en el ensayo de penetración estática

A falta de datos concretos de  $q_c$ , existe una correlación de  $q_c$  con el valor de  $N_{spt}$  [Tabla 35] (Rodríguez Ortiz et al., 1982).

- Tipo de Cimentación (realizado a mano)
- Tensión Admisible
- Coeficiente de Balasto
- Parámetros de dimensionamiento de muros y obras de contención
  - Cohesión,  $c$  en  $T/m^2$ .
  - Ángulo de rozamiento interno,  $\phi^\circ$
  - Densidad seca,  $\gamma_d$  en  $T/m^3$ . En la tabla por agilidad  $d_s$ .

**Tabla 35.- Correlación de  $N_{spt}$  con la resistencia por punta del ensayo de penetración estática (Rodríguez Ortiz et al., 1982)**

TIPO DE SUELO	$q_c/N$
Arcilla blanda, turba	2
Limos	3
Arena fina limosa	3-4
Arena media	4-5
Arena gruesa	5-8
Grava	8-12

Así mismo, se puede obtener, para el caso de sollicitaciones dinámicas los parámetros siguientes:

- Módulo dinámico equivalente de Young,  $E_{eq}$
- Módulo dinámico de rigidez al cortante,  $G$
- Módulo dinámico de deformación volumétrica,  $K$
- Relación de Poisson,  $\nu$
- Amortiguamiento,  $\xi$
- Propiedades esfuerzo-deformación
- Parámetros de licuefacción
- Resistencia al esfuerzo cortante en función de la aplicación de la carga

### V.4.1. Cálculo de la densificación o asiento producido por sismo

Para el diseño de cimentaciones interesa conocer el módulo dinámico máximo de rigidez al cortante, también llamado módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ) [descrito en apartado IV.3.], en el punto más bajo del nivel en el cual se quiera estimar la deformación. Dicho parámetro es esencial en los métodos de análisis simplificado para predecir los asientos inducidos por terremotos tanto en arenas secas como saturadas. Tokimatsu y Seed (1987) recomiendan la siguiente ecuación para determinar  $G_{max}$ :

$$G_{max} = 9,76 \cdot [(N_1)_{60}]^{0,333} \cdot (\sigma'_m)^{0,50}$$

donde,

$G_{max}$ = módulo de cizalla máximo en el punto más bajo del nivel de deformación, Kg/cm<sup>2</sup>

$(N_1)_{60}$ = Valor de  $N_{SPT}$  corregido

$\sigma'_m$ = media de la tensión efectiva principal

Kramer (1996) y Diaz Rodríguez (2006) a partir de Ohta & Goto (1976), otra fórmula para calcular  $G_{max}$ , en este caso sin diferenciar el material. En ella,  $G_{max}$ , depende de la velocidad de propagación de las ondas de cizalla ( $V_s$ ), de la densidad del suelo ( $\rho$ ) y de la aceleración de gravedad ( $g$ ):

$$G_{max} = \frac{\rho}{g} \cdot v_s^2$$

Para determinar la velocidad de las ondas de cizalla ( $V_s$ ) lo más indicado es recurrir a ensayos sísmicos de campo tales como down-hole, up-hole o Cross-Hole. Sin embargo, dichos ensayos no se suelen realizar en edificación, aunque según la NCSE-02 para edificios de los tipos C-2 y C-3 es obligatorio la realización de dichos tipos de ensayos cuando la aceleración sísmica básica sea superior a 0,08 g; Esta exigencia es aplicable a todos los municipios de la provincia de Granada, excepto Puebla de Don Fabrique y Alicún de Ortega cuya aceleración sísmica básica es de 0,08 g. Dado que no se dispone de información referente a la  $V_s$  mediante la realización de los ensayos sísmicos citados, se recurre a las numerosas correlaciones existentes (Tabla 36) establecidas empíricamente, donde dicha velocidad se obtiene a partir del valor de  $N_{spt}$ .

AUTOR/ES	TODOS LOS SUELOS	ARENAS	LIMOS	ARCILLAS
Shibata (1970)	-	$V_s = 31.7 N^{0.54}$	-	-
Ohba and Toriuma (1970)	$V_s = 84 N^{0.31}$	-	-	-
Imai and Yoshimura (1975)	$V_s = 76 N^{0.33}$	-	-	-
Ohta <i>et al</i> (1972)	-	$V_s = 87.2 N^{0.36}$	-	-
Fujiwara (1972)	$V_s = 92.1 N^{0.337}$	-	-	-
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$V_s = 81.4 N^{0.39}$	-	-	-
Imai <i>et al</i> (1975)	$V_s = 89.9 N^{0.341}$	-	-	-
Imai (1977)	$V_s = 91 N^{0.337}$	$V_s = 80.6 N^{0.331}$	-	$V_s = 80.2 N^{0.292}$
Ohta and Goto (1978)	$V_s = 85.35 N^{0.348}$	-	-	-
Seed and Idriss (1981)	$V_s = 61.4 N^{0.5}$	-	-	-
Imai and Tonouchi (1982)	$V_s = 97 N^{0.314}$	-	-	-
Sykora and Stokoe (1983)	-	$V_s = 100.5 N^{0.29}$	-	-
Imai 1981	$V_s = 91 N^{0.337}$	-	-	-
Okamoto <i>et al</i> (1989)	-	$V_s = 125 N^{0.3}$	-	-
Lee (1990)	-	$V_s = 57.4 N^{0.49}$	$V_s = 105.64 N^{0.32}$	$V_s = 114.43 N^{0.31}$
Athanasopoulos (1995)	$V_s = 107.6 N^{0.36}$	-	-	$V_s = 76.55 N^{0.445}$
Sisman (1995)	$V_s = 32.8 N^{0.51}$	-	-	-
Iyisan (1996)	$V_s = 51.5 N^{0.516}$	-	-	-
Kanai (1966)	$V_s = 19 N^{0.6}$	-	-	-
Jafari <i>et al</i> (1997)	$V_s = 22 N^{0.85}$	-	-	-
Kiku <i>et al</i> (2001)	$V_s = 68.3 N^{0.292}$	-	-	-
Jafari <i>et al</i> (2002)	-	-	-	$V_s = 27 N^{0.73}$
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90 N^{0.309}$	$V_s = 90.82 N^{0.319}$	-	$V_s = 97.89 N^{0.269}$
Dikmen (2009)	$V_s = 58 N^{0.39}$	$V_s = 73 N^{0.33}$	$V_s = 60 N^{0.36}$	$V_s = 44 N^{0.48}$

Tabla 36.- Algunas de las correlaciones existentes entre  $N_{SPT}$  y  $V_s$

Según se ha podido constatar con investigaciones que está llevando a cabo el Profesor F. Vidal y M. Navarro [Com. Pers.] (Instituto Andaluz de geofísica) y su equipo de investigación, las velocidades  $V_s$  medidas mediante técnicas SPAC arrojan valores similares a las correlaciones de algunos autores (Imai, 1981; Hasancebi y Ulusay, 2006) si se aplica a la zona de estudio. Entre las correlaciones  $V_s$ - $N_{SPT}$ , una buena aproximación es la propuesta por Imai 1981, formulación que se ha adoptado en este trabajo, por no existir correlaciones empíricas para la zona, aunque los valores de  $V_s$  estén en algunos casos por debajo de los medidos in situ. Los valores obtenidos, asumiendo la ecuación de Imai (1981), en cualquier caso, están del lado de la seguridad. Además, para el cálculo del asiento por densificación, también se ha empleado el método sugerido por Tokimatsu y Seed (1987), que igualmente constituye una aproximación con incertidumbres de error bajos respecto a las  $V_s$  medidas en campo.

Siguiendo estas indicaciones se ha calculado  $V_s$  y  $G_{max}$  en cada uno de los puntos dispuestos en la zona de estudio a fin de poder realizar sendos mapas, a través de interpolaciones, que caracterice la Vega de Granada en función de la velocidad de

las ondas S y de su módulo de cizalla máximo. En la Fig. 97 se presentan a modo de ejemplo el valor de  $G_{max}$  para la localidad de Atarfe.

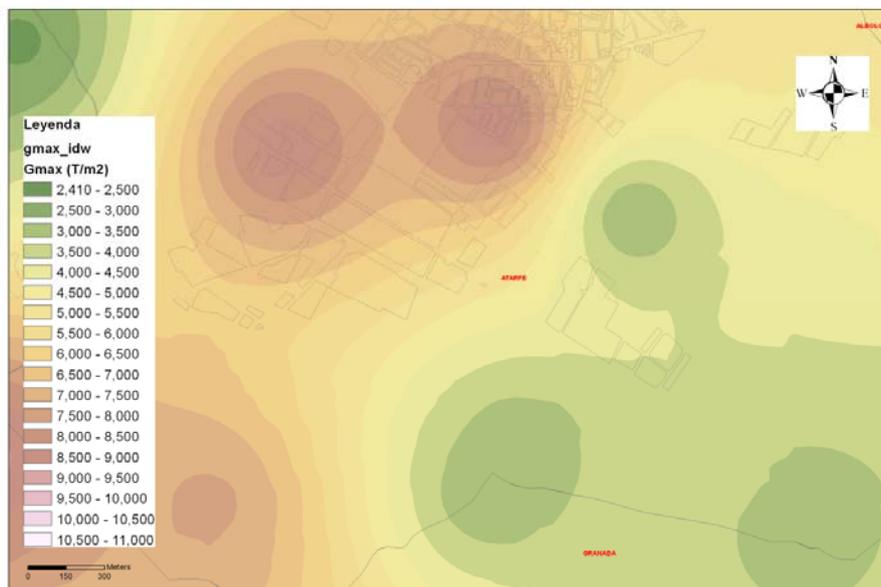


Fig. 97.- Detalle del mapa de módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ) en el sector la localidad de Atarfe

Una vez obtenido el valor del módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ), se puede determinar la deformación tangencial efectiva inducida por un sismo ( $\gamma_{eff}$  - ( $G_{eff}/G_{max}$ )- mediante la formulación propuesta por Tokimatsu y Seed (1987):

$$\gamma \left( \frac{G_{eff}}{G_{max}} \right) = \frac{0.65 \cdot a_{max} \cdot \sigma_0 \cdot r_d}{g \cdot G_{max}}$$

Una vez obtenida  $\gamma_{eff}$  - ( $G_{eff}/G_{max}$ )-, se determina el esfuerzo tangencial del suelo ( $\tau_{eff}$ ), con la ayuda del ábaco de la Fig. 71, obteniendo el parámetro  $\gamma_{eff}$  en el eje de ordenadas.

La deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) se determina empleando los ábacos desarrollados, para el caso de la aplicación de 15 ciclos de esfuerzo tangencial cíclico (representativos para un evento sísmico de magnitud 7,5). El esfuerzo tangencial cíclico ( $\gamma_{cyc}$ ) es equivalente al esfuerzo tangencial efectivo ( $\gamma_{eff}$ ), con la salvedad de que  $\gamma_{cyc}$  está expresado en tanto por ciento, de ahí que  $\gamma_{cyc}=100 \gamma_{eff}$ . No obstante, para determinar la deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ ) se necesita conocer a priori el valor de  $N_{SPT}$  corregido -( $N_1$ )<sub>60</sub>- o el valor de la densidad relativa ( $D_r$ ) in situ del suelo (Fig. 72).

Dicha deformación volumétrica unidireccional ( $\epsilon_v$ ) debe multiplicarse por dos para tener en cuenta el efecto multidireccional de las sacudidas producidos por un terremoto.

En el caso concreto de necesitar trabajar con un modelo de terremoto con magnitud distinta a 7.5, existen correlaciones donde se expresan el número de ciclos representativos para cada magnitud y su ratio de deformación volumétrica correspondiente.

Finalmente, para el método propuesto por Tokimatsu y Seed (1987), el asiento de cada capa es la deformación volumétrica, expresada en decimal, por el espesor de cada una de las capas, teniendo en cuenta que las unidades con las que se trabajan son “pies”.

Otro método que se ha utilizado, basado en el anterior, es el de Pradel (1998), que únicamente emplea formulaciones matemáticas análogas al anterior, sin la necesidad de tener que recurrir a las numerosas iteraciones o el uso de ábacos y tablas para obtener otros parámetros.

Todas las metodologías descritas se ha realizado una hoja de cálculo a fin de automatizar el proceso y facilitar el protocolo a seguir (Fig. 98).

Método de Tokimatsu y Seed (1987)

1-Deformación tangencial efectiva inducida por un sismo ( $\gamma_{eff}$ )

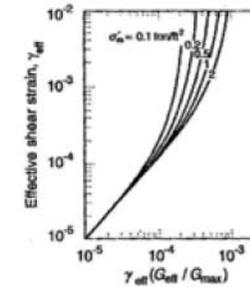
G <sub>max</sub>	72911,2576
G <sub>eff</sub>	0
â <sub>max</sub>	2,2563
g	9,81
σ <sub>o</sub>	19,00
r <sub>d</sub>	0,97

γ <sub>eff</sub> (G <sub>eff</sub> /G <sub>max</sub> )	3,7617E-05
--	------------

$$\gamma \left( \frac{G_{eff}}{G_{max}} \right) = \frac{0,65 \cdot a_{max} \cdot \sigma'_v \cdot r_d}{g \cdot G_{max}}$$

Pasar por ábaco

γ <sub>eff</sub>	5,14E-05
------------------	----------



G <sub>max</sub>	
(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	18,50
σ' <sub>v</sub>	1,90

G <sub>max</sub>	72911,2576
------------------	------------

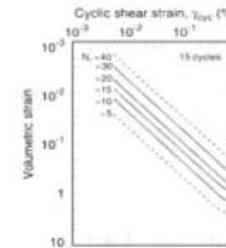
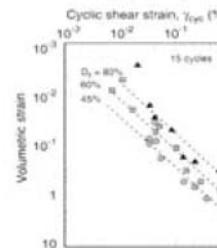
$$G_{max} = 1000 \cdot 20 \cdot [(N_1)_{60}]^{0,5} \cdot (\sigma'_v)^{0,5}$$

2-Deformación volumétrica ( $\epsilon_v$ )

γ <sub>cyc</sub>	5,1E-03
N <sub>spt</sub>	30
D <sub>r</sub>	40

Pasar por ábaco

ε <sub>v</sub>	0,001
----------------	-------



3- Esfuerzos multidireccionales

ε <sub>v multi</sub>	0,002
----------------------	-------

$$\epsilon_{v \text{ multidireccional}} = 2 \cdot \epsilon_v$$

4- Magnitud del terremoto

5- Cálculo del asiento

Espesor de la capa (m)	5,5
Asiento probable (cm)	11

Magnitud del terremoto	n° de ciclos (0,65 tmax)	Ratio de deformacion volumétrica
5,25	2-3	0,4
6	5	0,6
6,75	10	0,85
7,5	15	1
8,5	26	1,25

Fig. 98.- Hoja de cálculo realizada para estimar el asiento probable por densificación

Método de Pradel (1998)

1- Relación de tensión cíclica ( $\tau_{max}$ )

aquí EL ÁNGULO

28 $\Phi$ (Radianes)	0,49
z	4,5
z0	30,5
$\delta_{max}$	2,2563
g	9,81

$\tau_{max}$	0,32176342
--------------	------------

$$\tau_{av} = 0,65 \cdot \frac{\delta_{max}}{g} \cdot \varphi \cdot z \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{z}{z_0}\right)^2}$$

2-Módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ )

$\rho_0$	95,76
$N_1$	27,20
$\rho$	10,6078909
$k_0$	0,36103348

$G_{max}$	42845,1312
-----------	------------

$$G_{max} = 447 \cdot \rho_0 \cdot (N_1)^{\frac{1}{2}} \cdot \sqrt{\frac{p}{\rho_0}}$$

$$p = \left(\frac{1 + 2 \cdot k_0}{3}\right) \cdot \rho \cdot z$$

$\rho$	10,6078909
--------	------------

3-Tensión tangencial cíclica ( $\gamma$ )

a	0,12830918
$e^{ab}$	1,01967263
$\tau_{av}$	0,32176342
$G_{max}$	42845,1312
$\rho$	10,6078909
$\rho_0$	95,76

$\gamma$	1,00000087
----------	------------

$$\gamma = \left(\frac{1 + a \cdot e^{ab} \cdot \frac{\tau_{av}}{G_{max}}}{1 + a}\right)$$

$$a = 0,0388 \cdot \left(\frac{p}{\rho_0}\right) + 0,124$$

$$b = \left(8400 \cdot \left(\frac{p}{\rho_0}\right)\right)^{-0,25}$$

a	0,12830918
b	0,01948162

4-Deformación volumétrica ( $\epsilon_{Nc}$ )

$N_c$	15,1575028
M	7,5
$\epsilon_{15}$	0,69145173
$\gamma$	1,00000087
$\Delta h$	5,5
$N_1$	27,20

$\epsilon_{Nc}$	0,69470951
-----------------	------------

$\Delta S$ (cm)	7,64
-----------------	------

$$\epsilon_{Nc} = \epsilon_{15} \cdot \left(\frac{N_c}{15}\right)^{0,45}$$

$$N_c = (M - a)^{2,17}$$

$$\epsilon_{15} = \gamma \cdot \left(\frac{N_1}{20}\right)^{-1,2}$$

$$\Delta S = 2 \cdot \Delta h \cdot \epsilon_{Nc}$$

Trabajos posteriores (arena limpia saturada sin licuefacción)

$D_r$	40
-------	----

$\epsilon_v$	0,0463
--------------	--------

$$\epsilon_v = -0,00055 \cdot D_r + 0,0683$$

Espesor de la capa (m)	5,5
Asiento probable (cm)	5,1

Continuación Fig. 98

Los puntos y profundidades seleccionados para la cuantificación del asiento inducido por sismo son aquellos en donde la columna litológica de los distintos sondeos, acompañada de su identificación mediante el Sistema Unificado de Suelos (USCS), muestra la presencia de arenas, tanto limpias (SW o SP) como con matrices finas limosas o arcillosas (SC o SM). Además, a diferencia de la susceptibilidad a licuefacción, donde el terreno debe estar saturado, la densificación puede producirse en materiales arenosos con ausencia de agua. Teniendo en cuenta la premisa textural establecida se ha realizado una búsqueda de todas las capas de la fracción de suelo comprendida entre 4 y 0,08 mm en los sectores preestablecidos para los modelos de cálculo, es decir, Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Granada-La Chana y Churriana de la Vega (Tabla 37).

Tabla 37.- Puntos donde se ha calculado el asiento inducido por sismo

LOCALIDAD	Id	SONDEO/CATA	PROFUNDIDAD	USCS
Albolote	100	S-10	1,50-2,50	SC
	293	S-1	3,50-4,50	SC-SM
		S-2	5,50-8,00	SM
	415	S-1	1,50-2,00	SC-SM
		S-1	4,50-6,00	SM
Atarfe	112	S-1	8,50-16,00	SM
	350	S-1	5,00-8,00	SW-SM
	363	S-2	4,5-16,50	SM
Churriana de la Vega	379	S-2	7,00-8,00	SM
	Aunque sólo hay descrita una capa de arenas en el id 379, en este sector es común encontrar un estrato de arenas a techo del substrato aluvial grosero, entre 1,50-3,00 m, además de intercalaciones centimétricas a modo de bolsa o lentejón.			
Fuente Vaqueros	68	S-2	5,00-15,00	SW-SM SP-SM
	92	S-2	3,00-10,00	SM
Granada-La Chana	21	C-1	1,00-1,50	SC
		C-3	2,30-2,90	SC
	49	S-2	5,0-7,50	SP-SC
	82	C-1	1,0-1,50	SC
	314	S-1	4,50-10,00	SC

Una vez cuantificado el asiento, se ha realizado una tabla resumen con los asientos probables en cada uno de los sectores. Estos datos, junto con los que se establecerán en el caso de susceptibilidad a licuefacción, servirán como apoyo para

modificar el mapa de tipo de cimentación y profundidad mínima de esta en los casos específicos aquí analizados.

#### V.4.2. Cálculo de la susceptibilidad a licuefacción

Tal como se ha descrito en el apartado IV.9.2., en determinados suelos de naturaleza contractiva, es decir, con tendencia a la disminución de volumen durante el corte, la ocurrencia de un terremoto severo puede producir el incremento gradual de las presiones de poro, reduciendo la resistencia del suelo y su rigidez, comportándose temporalmente como si fuera un líquido. A este fenómeno se le conoce como licuación y sus efectos asociados han sido responsables de una gran cantidad de daños en terremotos históricos alrededor del mundo.

Existen numerosos criterios y métodos para evaluar la susceptibilidad a licuefacción, tales como Kishida (1969), Ohsaki (1970), Seed e Idriss (1971), Florin e Ivanov (1973), Wang (1979), Díaz Rodríguez y Armijo – Palacios (1991), Robertson y Wride (1998), Youd (1998), Andrews y Martin (2000), Youd e Idriss (1997, 2001), Seed et al (2003), Kramer y Stewart (2004), Boulanger e Idriss (2004), Bray y Sancio (2006). Se puede decir que, sin lugar a duda, el procedimiento que ha tenido mayor aceptación a nivel mundial, es el propuesto por Seed e Idriss (1971), método el que se basa la hoja de cálculo diseñada para determinar la relación de tensión cíclica (CSR) y la relación de resistencia cíclica (CRR), aplicando las correcciones necesarias (corrección del  $N_{spt}$  y corrección por magnitud).

Kramer (1996), indica que el factor de seguridad se define como la razón entre capacidad y demanda:

$$FS = \frac{\text{capacidad (CRR)}}{\text{demanda (CSR)}}$$

La licuefacción se inicia si el factor de seguridad es menor que 1. A mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia del suelo a la licuefacción. Sin embargo, un suelo con un factor de seguridad ligeramente superior a 1 aún se considera potencialmente licuable. En general, se considera no licuable un valor  $FS > 1,3$  (y por tanto no seguro).

##### V.4.2.1. Elección del Área de cálculo

A la hora de definir las zonas, caracterizadas por los ensayos de campo, in situ y de laboratorio, para calcular susceptibilidad a licuefacción hay que establecer una serie de premisas:

- Aceleraciones sísmicas mayores a 0,16g. Lo que se supera en toda la zona de estudio de esta Tesis.
- Tipo de suelo: arenas con bajo contenido en finos, aunque puede producirse licuefacción en terrenos arcillosos y/o limosos que cumplan con las prescripciones marcadas en el apartado IV.9.1. para diversos autores.
- Compacidad relativa inferior al 50%, en arenas.
- Nivel freático cerca de la superficie. Por debajo de unos 5 m de profundidad, la susceptibilidad a licuefacción es muy baja. Esta premisa es la que se ha usado a priori para establecer las zonas a tener en cuenta para el cálculo de la susceptibilidad, ya sea comprobando las prescripciones, en el caso de suelos finos, o estimando el factor de seguridad en el caso de suelos granulares. En nuestro caso, en previsión de la ejecución de dos sótanos, que conlleva un vaciado del orden de 6 m, se ha establecido la condición de posición de la lámina de agua a una profundidad máxima de 6 m por debajo de las rasantes actuales. En la Fig. 99 se muestra el resultado de aplicar este criterio limitador de la susceptibilidad a licuefacción.

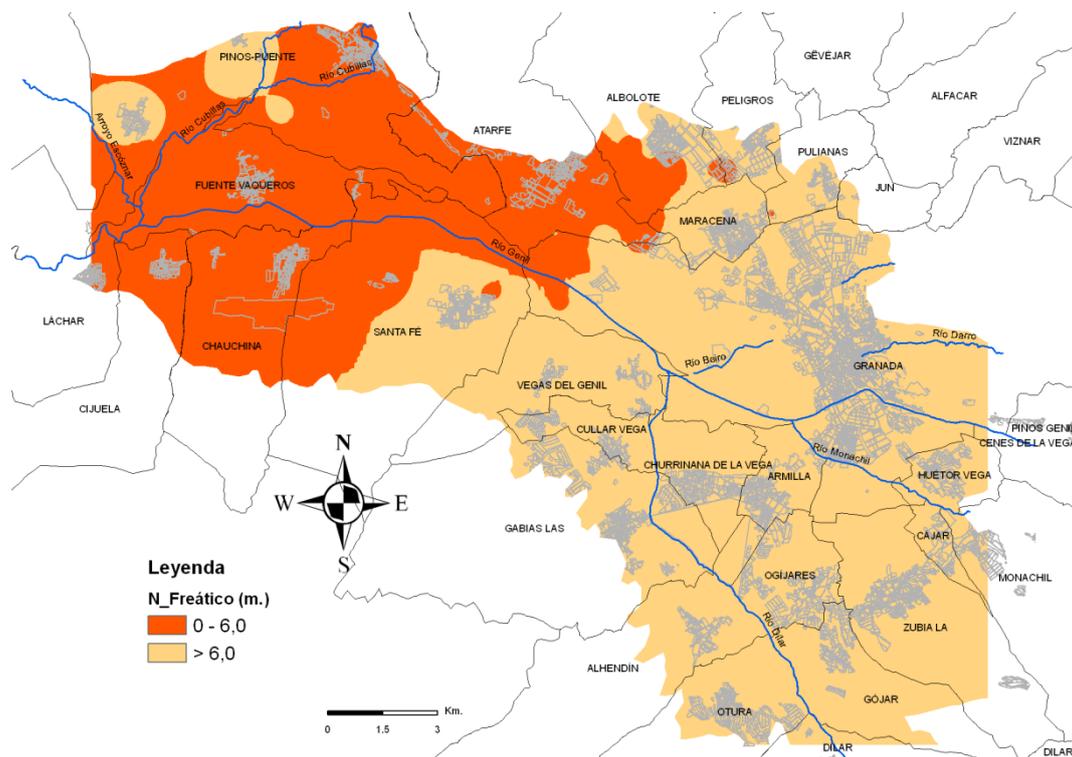


Fig. 99.- Profundidad del nivel freático (de 0-6 m y mayor de 6 m)

Con este criterio el área para el cálculo de la licuefacción ha quedado reducida a unos 94 Km<sup>2</sup> de los casi 300 Km<sup>2</sup> iniciales.

Una vez establecida dicha área se procedió al cálculo de la susceptibilidad utilizando la hoja de cálculo diseñada al efecto para suelos arenosos, basada en el

método de Seed, para un evento sísmico máximo similar al acaecido en 1431, con epicentro en Atarfe, con una intensidad de IX-X (Instituto Andaluz de Geofísica , 2003) que según las correlaciones existentes (Ayala-Carcedo & Olcina Cantos, 2002), se puede establecer una magnitud de entre 7-7,5.

Tal como se ha mencionado anteriormente, estos datos, junto con los valores de asientos probables, servirán como apoyo para modificar el mapa de tipo de cimentación y profundidad mínima de esta.

#### V.4.2.2. Hoja de cálculo

- **Hoja de Cálculo** (Fig. 100 y ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.).

La hoja de cálculo diseñada, realizada en Excell, está preparada para trabajar con un modelo bicapa, pudiendo establecer las características del terreno para dos tipos de suelo, uno superior y otro subyacente.

- *Los datos de entrada son los siguientes:*
  - *Suelo 1 (Superior)*
    - Densidad Natural ( $T/m^3$ )
    - Densidad saturada ( $T/m^3$ )
    - Contenido en finos (porcentaje que pasa por tamiz 0,08 UNE)
    - Valor  $N_{SPT}$ , medido en campo
      - Profundidad de la base
  - *Suelo 2 (por bajo del suelo 1)*
    - Densidad Natural ( $T/m^3$ )
    - Densidad saturada ( $T/m^3$ )
    - Contenido en finos (porcentaje que pasa por tamiz 0,08 UNE)
    - Valor  $N_{SPT}$ , medido en campo
    - Profundidad del Techo (coincidente con la profundidad de la base del suelo 1)
    - Profundidad de la base
  - *Datos de la Cimentación.* Permite corregir las tensiones efectivas y totales por la sobrecarga impuesta por la cimentación.
    - Anchura (m)
    - Largo (m)
    - Carga Axil (T.)
  - *Profundidad del nivel freático (en m)*
  - *Profundidad del análisis (en m)*

- *Datos sísmicos*
  - *Aceleración máxima ( $a_{max}$  en  $m/s^2$ )*
  - *Magnitud del evento ( $M$ )*
  - *Aceleración de la gravedad ( $g$  en  $m/s^2$ )*
- *Operaciones que se realizan para calcular la Relación de Tensión Cíclica (CSR) y la Relación de Resistencia Cíclica (CRR), esta última corregida por la Magnitud del evento sísmico si ésta es mayor de 7,5.*
  - *Tensión total, corregida por la sobrecarga de la cimentación si es necesario.*
  - *Tensión efectiva, corregida por la sobrecarga de la cimentación si es necesario.*
  - *Corrección de  $N_{SPT}$* 
    - *Cálculo de  $(N_1)_{60}$ :*  
$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$$
    - *Corrección por el contenido de fino:*  
$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$$
  - *Relación de Tensión Cíclica (CSR) y la Relación de Resistencia Cíclica (CRR) [Kramer y Stewart,2004]*

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

- *Relación de Resistencia Cíclica (CRR)*

$$CSR = 0,65 \cdot r_d \left( \frac{\sigma_{V0}}{\sigma'_{V0}} \right) \cdot \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

- *Corrección por Magnitud si es mayor de 7,5. Kramer y Stewart (2004).*

$$MSF = \left( \frac{7.5}{M} \right)^n$$

Finalmente se calcula el coeficiente de seguridad frente a susceptibilidad a licuefacción mediante la expresión:

$$FS = \frac{CRR \cdot MSF}{CSR}$$

FS<1	Licuable
1,3<FS>1	Potencialmente Licuable
FS≥1,3	No Licuable

# CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

DATOS		Profundidad de análisis	
Profundidad NF	0,6	2,8	
<b>Suelo 1</b>			
Densidad Natural	2,05		
Densidad saturada	2,3		
Contenido en finos	3		
Valor N SPT	15		
Profundidad de la base	10		
Espesor NO saturado	0,6		
Espesor saturado	2,2		
<b>Suelo 2</b>			
Densidad Natural	1,7		
Densidad saturada	1,88		
Contenido en finos	3		
Valor N SPT	6		
Profundidad del Techo	10		
Profundidad de la base	8		
Espesor NO saturado	0		
Espesor saturado	0		
<b>Datos de la Cimentación</b>			
Anchura (m)	2		
Largo (m)	4		
Carga Vertical (T)	0		
<b>Datos sísmicos</b>			
Aceleración máxima	2,15		
Magnitud del evento	8		
Aceleración de la Gravedad	9,81		
<b>Factor de reducción de Profundidad</b>			
$r_d = 1,000 - 0,00765$ para $z \leq 9,15$	0,98	$r_d$	0,98
$r_d = 1,174 - 0,02670$ para $9,15 < z \leq 23$	FALSO		
$r_d = 0,744 - 0,00800$ para $23 < z \leq 30$	FALSO		
$r_d = 0,500$ d r para $z > 30$	FALSO		
<b>Tensiones Totales y Efectivas</b>			
<b>Tensión Total (<math>\sigma_v</math>)</b>	NO SATURADO	SATURADO	
Suelo 1	1,23	5,06	
Suelo 2	0	0	$\sigma_v$ (T/m <sup>2</sup> )
	1,23	5,06	6,29
<b>Presión en Poro (u)</b>			
$u = w \cdot (\text{ramo bajo NF})$	2,2		
<b>Corrección de Tensiones Totales y Efectivas</b>			
<b>Tensión efectiva</b>	$\sigma'_{vo}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_{vo}$ (T/m <sup>2</sup> )	6,29
	4,09	$\sigma'_{vo}$ (T/m <sup>2</sup> )	4,09

Datos de N SPT	
0,50	0
1,00	0
1,50	0
2,00	0
2,50	22
3,00	0
3,50	0
4,00	0
4,50	0
5,00	0
5,50	0
6,00	0
6,50	0
7,00	0
7,50	0
8,00	0
8,50	0
9,00	0
9,50	0
10,00	0
10,50	0
11,00	0
11,50	0
12,00	0
12,50	0
13,00	0
13,50	0
14,00	0
14,50	0
15,00	0
15,50	0
16,00	0
N SPT_ N <sub>m</sub>	22

$$FS = \frac{QRR \cdot MSF}{CSR}$$

FS 0,65

LICUABLE

- FS < 1 LICUABLE
- 1,3 < FS < 1 POT\_LICUABLE
- FS ≥ 1,3 NO\_LICUABLE

La licuefacción se inicia si el factor de seguridad es menor que 1. A mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia del suelo a la licuefacción. Sin embargo, un suelo con un factor de seguridad ligeramente superior a 1, podría licuarse durante un terremoto. En general, se considera seguro un valor del factor de seguridad mayor que 1,3.

Fig. 100.- Hoja de Cálculo diseñada en esta Tesis. Susceptibilidad a Licuefacción

# CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

Sobrecarga de la Cimentación	
Anchura (m)	2
Largo (m)	4
Carga Vertical (T)	0
$\Delta\sigma_v$ (T/m <sup>2</sup> )	0,00

Relación de tensión Cíclica (CSR)	
CSR	0,21

$$CSR = 0,65 \cdot r_{\alpha} \left( \frac{\sigma_{1/0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot \left( \frac{\sigma_{max}}{\sigma'} \right)$$

Corrección de N SPT	
$(N_1)_{adj} = N_m \cdot C_N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S$	15,48
$P_a$ = Presión atmosférica en T/m <sup>2</sup>	10
$N_m$	22
$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^{0,5}$ (Liao y Whitman, 1986)	1,56
$C_E$	0,60
$C_B$	1,00
$C_R$	0,75
$C_S$	1,00

Corrección de N SPT por el contenido en finos	
$(N_1)_{exc} = \alpha + \beta \cdot (N_1)_{60}$	
<i>Condiciones</i>	
$\alpha=0$ para FC $\leq 5\%$	0
$\alpha = \exp(1,76 - (190/FC^2))$ para $5\% < FC < 35\%$	FALSO
$\alpha=5,0$ para FC $\geq 35\%$	FALSO
$\beta=1,0$ para FC $\leq 5\%$	1
$\beta=0,99 + (FC^{1,5}/1000)$ para $5\% < FC < 35\%$	FALSO
$\beta=1,2$ para FC $\geq 35\%$	FALSO
<b>Contenido en finos</b>	<b>3</b>
$(N_1)_{exc}$	15,48

## RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA CRR

Kramer y Stewart (2004)

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{80}{(10 \cdot (N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

CRR	0,16
-----	------

## Corrección por Magnitud si es mayor de 7,5

Kramer y Stewart (2004)

$$MSF = \left( \frac{7,5}{M} \right)^n$$

MSF	0,85
-----	------

n=2,93 M $\leq$ 7,5

n=2,56 M>7,5

n	2,56
---	------

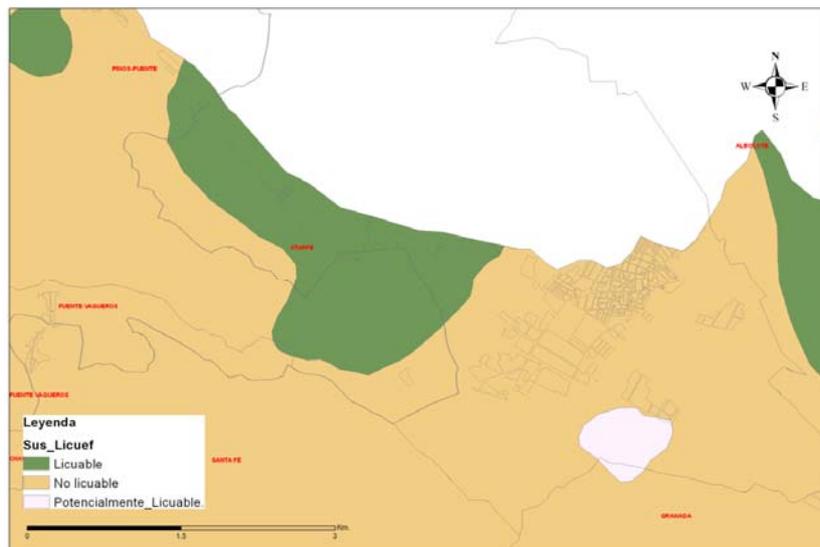
$\alpha$	0,00
$\beta$	1,00

Factor	Variable	Símbolo	Corrección
Presión de sobrecarga		$C_N$	$(P_a / \sigma'_{v0})^{0,5}$ $C_N \leq 2$
Relación de energía	Martillo cilíndrico	$C_E$	0,5 - 1,0
	Martillo de seguridad		0,7 - 1,2
	Martillo automático cilíndrico		0,8 - 1,3
Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	$C_B$	1,00
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
Longitud de varilla	3 - 4 m	$C_R$	0,75
	4 - 6 m		0,85
	6 - 10 m		0,95
	10 - 30 m		1,00
	> 30 m		< 1,00
Tipo de muestreador	Cuchara estándar	$C_S$	1,0
	Cuchara sin liners		1,1 - 1,3

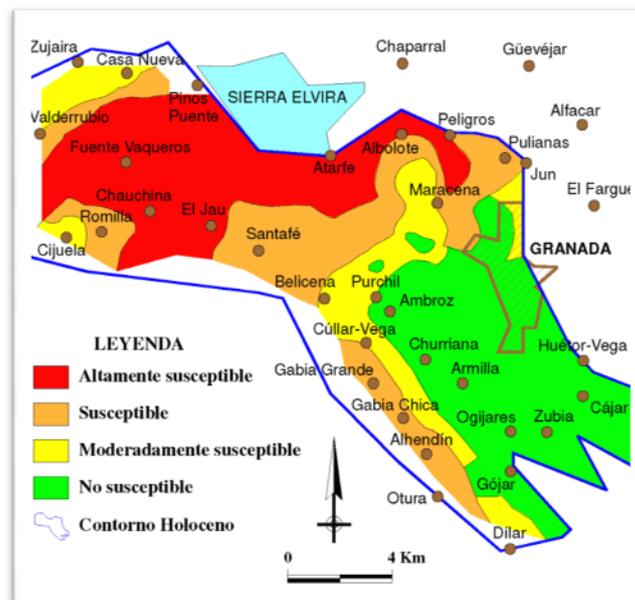
Tabla 4.5 Factores de corrección para los valores de N medidos en el SPT (Youd et al., 1997).

Continuación Fig. 110

Una vez calculados los coeficientes de seguridad en los puntos (id) correspondientes a las texturas arenosas con una determinada proporción de finos, se analizan si cumplen las premisas establecidas por diferentes autores (SEED et al.,1975; Andrews & Martin, 2000; Idriss & Boulanger, 2004; Kramer & Stewart, 2004; Bray & Sancio, 2006) en el caso de suelos finos (texturas arcillosas y/o limosas). Con todos los datos se ha realizado un mapa de susceptibilidad a licuefacción, en el Área de Estudio, en el que se han distinguido tres zonas, No licuable, Potencialmente licuable y Licuable.



**Fig. 101.- Detalle del mapa de Susceptibilidad a licuefacción obtenido a partir de los parámetros geotécnicos de la Base de Datos**



**Fig. 102.- Versión actualizada del Mapa de Susceptibilidad a la Licuefacción Sísmica de la Comarca de Granada (Chacón et al., 1988)**

Se ha comparado el mapa obtenido a partir de los parámetros geotécnicos de la Base de Datos con el realizado por Chacón et al (1988) [Fig. 102], pudiendo observar una buena correlación. No obstante, al disponer de una mayor cantidad de datos de partida, se han podido acotar con mayor precisión las zonas licuables, potencialmente licuables y no licuables, sin embargo, estas zonas pueden ser algo mayores en el sector central de la Vega a la altura de Fuente Vaqueros, Atarfe y Pinos Puente, ya que no se disponen en ese sector de datos de sondeos y ensayos de laboratorio.

### **V.5. Tipos y zonificación de metodologías constructivas en las zonas establecidas para la aplicación de los modelos de cálculo**

Las zonas escogidas para la aplicación de los modelos, descritas en el apartado de la Introducción son:

- Sector de Fuentevaqueros
- Sector de Atarfe-Albolote
- Sector Granada-La Chana
- Churriana de la Vega, esta localidad se ha incluido a fin de obtener datos en un sector donde, a priori, el substrato portante presenta mejores condiciones de cimentación por la ausencia de nivel freático y un terreno de mayor capacidad portante.

Para evaluar las cargas axiales y momentos que llegan a cimentación, inducidos por la estructura sin acciones externas, así como un tanteo previo para estudiar las dimensiones de la cimentación, es necesario conocer la tipología estructural, tanto aérea como de cimentación. Para lo cual se ha realizado una revisión del catastro para establecer el número de plantas, sobre y bajo rasante, así como el año de construcción -Fig. 103- (datos obtenidos de la Dirección General del Catastro, sección de Granada, Expte: 14361/10). Además, para la antigüedad de las edificaciones se ha empleado la digitalización realizada de cada una de las localidades a partir de fotografías aéreas asumiendo el error de que algunas de ellas puedan haber sido reemplazadas por nuevas edificaciones o haberse llevado a cabo en ellas obras de recalce o mejora de la cimentación (Fig. 104).



Fig. 103.- Sector central de Albolote reclasificado en función de número de alturas (datos obtenidos del Catastro. Elaboración propia)



Fig. 104.- Ejemplo de digitalización de fotografía aérea de 1956 (vuelo americano) en el sector de Albolote

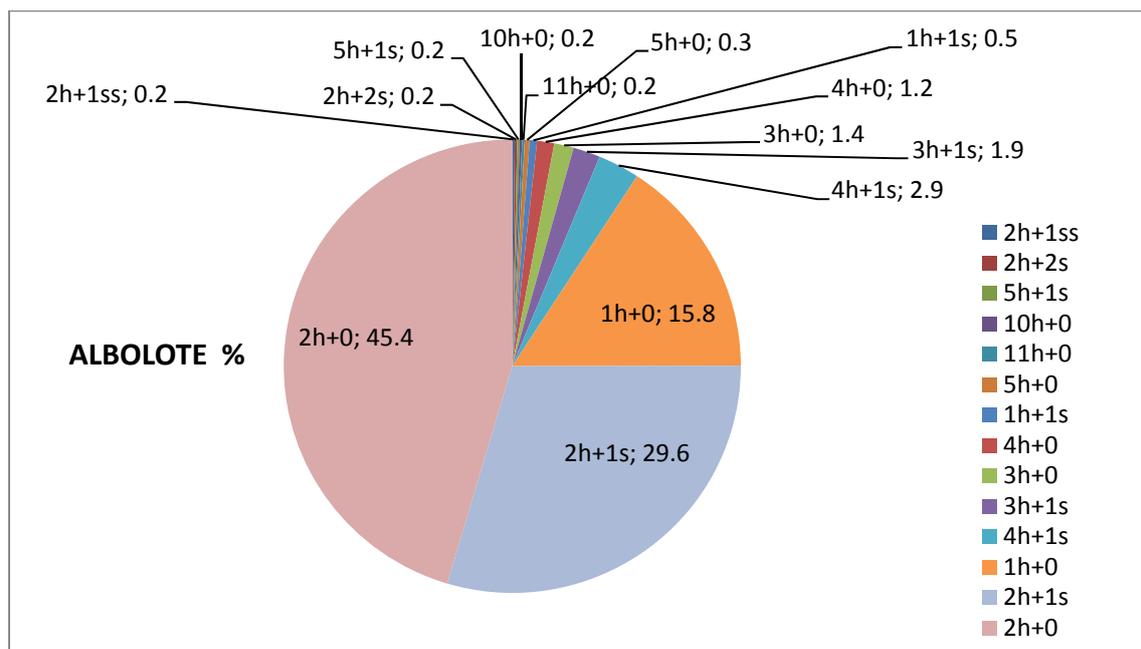
Además, se han realizado in situ una serie de fichas de construcciones con el objetivo de poder establecer mejor las tipologías estructurales que se modelarán en un programa de cálculo de estructuras (Tabla 38).

**Tabla 38.- Ejemplo de Ficha creada in situ para establecer las tipologías estructurales y constructivas**

<b>Población:</b> Albolote	<b>Nº ficha:</b>
<b>Dirección:</b>	
<b>Año de construcción:</b> 2002-2003	
<b>Tipo de cimentación:</b> Zapatillas aisladas hormigón armado	
<b>Tipo de estructura:</b> Porticada de hormigón armado	
<b>Estado general:</b> Bueno	
<b>Observaciones:</b> Uso vivienda unifamiliar (3 plantas)	

A continuación se presenta el tanto por ciento de construcciones en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, que en la actualidad se encuentra edificado en cada una de las localidades establecidas para los modelos de cálculo (Fig. 105 a Fig. 108):

- *Albolote:*



**Fig. 105.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Albolote.**

- *Atarfe:*

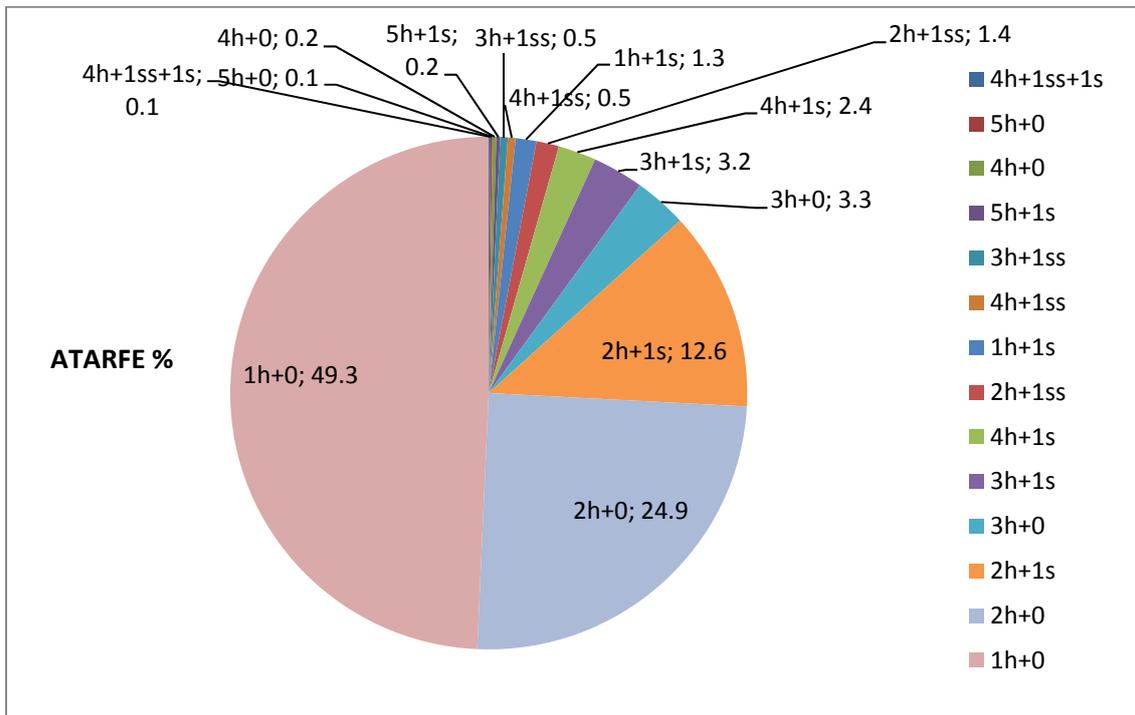


Fig. 106.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Atarfe.

- *Fuente Vaqueros:*

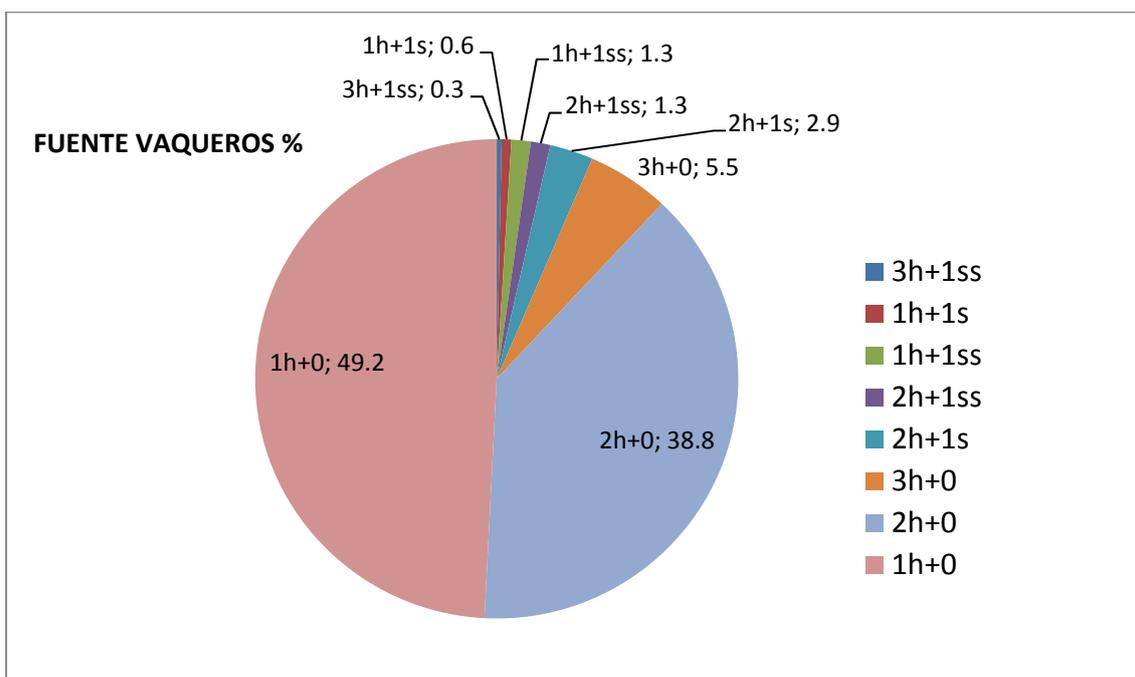
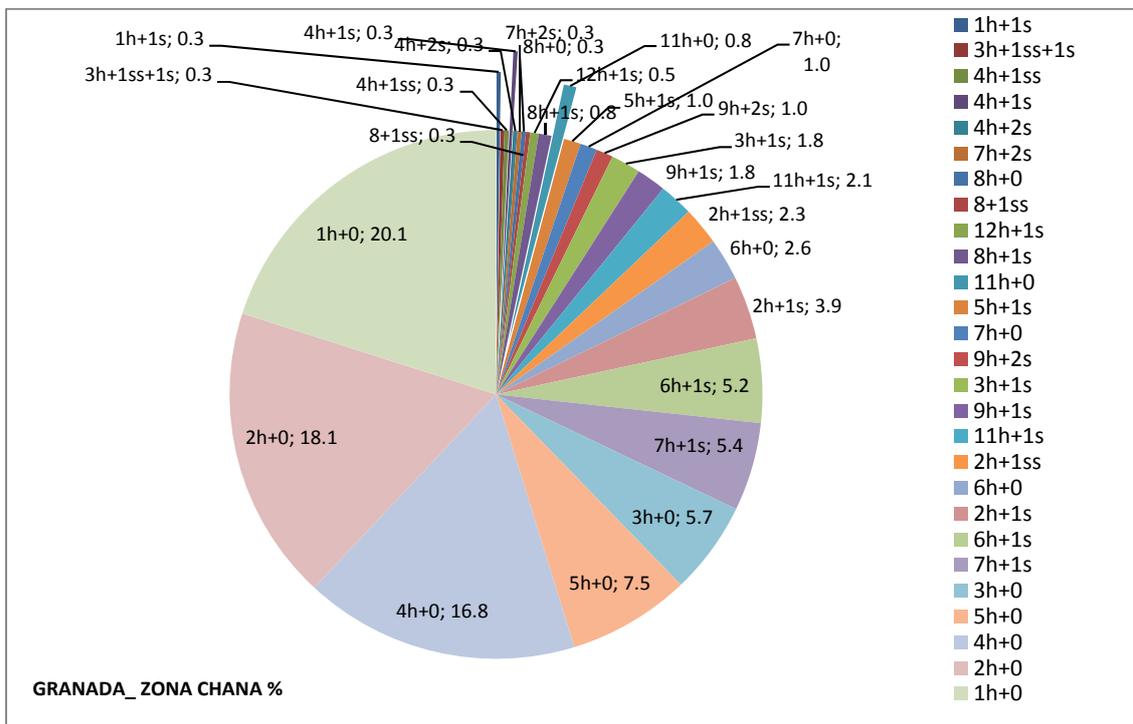


Fig. 107.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Fuente Vaqueros

• *Granada-Sector de La Chana:*



**Fig. 108.- Porcentajes en función del número de plantas, bajo y sobre rasante, de las edificaciones actuales de Granada-Sector La Chana.**

Se han seleccionado las tipologías de mayor profusión en cada una de las localidades, añadiendo además en el caso de Granada-Sector La Chana un caso de 8 plantas para analizar en el modelo de cálculo tipologías con mayores cargas axiales y momentos. Así pues los modelos en función del número de plantas son los recogidos en la Tabla 39:

**Tabla 39.- Modelos constructivos en función del número de plantas**

ALBOLOTE	ATARFE	FUENTE VAQUEROS	GRANADA-LA CHANA
1h+0s	1h+0s	1h+0s	1h+0s
2h+0s	2h+0s	2h+0s	2h+0s
2h+1s	2h+1s	3h+0s	3h+1s
3h+0s	3h+0s	4h+0s	4h+0s
4h+0s	3h+1		8h+0s
	4h+0s		
Notación: alturas sobre rasante (h)+plantas bajo rasante (s)			

Los modelos que se han escogido, son los predominantes, y como se puede observar la mayoría carecen de sótanos o semisótanos, hecho que además, se ha dispuesto a propósito dado que el coeficiente de seguridad en condiciones estáticas o

dinámicas, tanto frente a hundimiento como por asientos, se eleva al incluir una planta bajo rasante, por lo que el estudio realizado modela la condición menos conservadora. Esta consideración no incluye que, por tipo de terreno y/o presencia de rellenos de consideración, se necesite bajar el plano de apoyo de la cimentación superficial.

Una vez marcada la tipología en cuanto a su número de plantas, la modelización se ha realizado para cuatro modelos constructivos (Tabla 40):

**Tabla 40.- Modelos en función de la tipología constructiva**

	<b>Viviendas Unifamiliares Aisladas (M1)</b>	<b>Viviendas Unifamiliares Pareadas (M2)</b>	<b>Viviendas Unifamiliares Adosadas (M3)</b>	<b>Viviendas Plurifamiliares en Bloque (M4)</b>
Dimensión en planta	6x10 m	6x10 m	10 viv. De 6x10m	20 x10 m
Modulación entre apoyos	6 m	6 m	6 m	5 m

Con el objetivo de reproducir lo más fielmente posible la realidad, en el caso de edificaciones antiguas, se han modelado las estructuras para los casos de hormigón armado, con muros de carga de ladrillo y con muros de tapial, ambas para los casos de viviendas unifamiliares aisladas de 1h+0s y 2h+0s. No obstante, la NCSE-02 no permite las construcciones de tapial en zonas sísmicas como la que nos encontramos.

Para dimensionar la cimentación es necesario, además, aportar datos de parámetros geotécnicos tales como tensión admisible, coeficiente de Balasto, aceleración básica, coeficiente de suelo y coeficiente de contribución. Dichos datos se han extraído de la Base de Datos Geotécnicos realizada.

Dichos modelos se han analizado en un software de cálculo de estructuras (CYPE®), con la ayuda de la empresa Sytec Ingenieros S.L., extrayendo los siguientes resultados para cada tipología de número de plantas, modelo constructivo y material empleado:

- Vista 3D de la estructura
- Vista en planta con disposición de pilares
- Cargas axiales que llegan a cimentación en un pilar central (Tabla 41)
- Momentos, tanto en dirección paralela a la anchura como a la longitud, inducidos por la estructura a la cimentación, sin agentes externos.
- Dimensiones de la cimentación (anchura y longitud)

**Tabla 41.- Ejemplo de listado del software CYPE correspondiente al Pilar nº2 de una estructura de 3 alturas en una vivienda pareada**

Pilar	Hipótesis	Esfuerzos en arranques		
		N	Mx	My
P2	Carga permanente	49.90	0.00	1.10
	Sobrecarga de uso	9.40	0.00	0.28
	Sismo X Modo 1	0.03	0.00	0.03
	Sismo X Modo 2	0.08	11,51	0.05
	Sismo X Modo 3	0.01	1.23	0.00
	Sismo Y Modo 1	12.71	0.06	12.53
	Sismo Y Modo 2	0.00	0.04	0.00
	Sismo Y Modo 3	0.01	1.10	0.00

Una vez analizados todos los modelos, se ha confeccionado una hoja de cálculo para comprobar las tensiones transmitidas al terreno, tanto con sismo como sin él, con las dimensiones de cimentación que se han obtenido; para ello se han tenido en cuenta las cargas axiales transmitidas a cimentación, por cargas permanentes, sobrecarga de uso y sismo, la sobrecarga derivada por el peso de la cimentación y la sobrecarga impuesta por las vigas riostras para contrarrestar los momentos flectores de la superestructura y del sismo.

Además de obtener los parámetros descritos anteriormente, una cuestión que se quería demostrar mediante el análisis del dimensionado de la cimentación, era la influencia de introducir la posibilidad de un sismo, mediante los parámetros característicos de la zona, en las dimensiones del elemento de cimentación; y además la necesidad de incluir vigas riostras –elementos constructivos obligatorios según CTE y NCSE-02- para contrarrestar los momentos inducidos por acciones accidentales (sismo, viento). Para ello, se han analizado los resultados de las dimensiones de la cimentación, para zapatas aisladas y corridas, sin sismo, con sismo, sin riostras y con riostras.

## **V.6. Criterios para definir las condiciones de cimentación en zonas sísmicas**

Según se expone en el Eurocódigo 8 parte 5, “*el emplazamiento elegido para la construcción y la naturaleza del terreno de cimentación deberán ser los adecuados para que sean mínimos los peligros de rotura, de inestabilidad de taludes, de licuación y de susceptibilidad a una elevada densificación en el caso de que se produzca un terremoto*”. Sin embargo, en la mayoría de los casos no es posible elegir el emplazamiento dado que el crecimiento de las localidades del Área Metropolitana de Granada se encuentra prefijado por los Planes Generales de Ordenación Urbana

(PGOU) de cada municipio, llevados a cabo con escasa información geotécnica y además dándole poco peso a ésta a la hora de discernir la dirección de crecimiento y el tipo de edificación o uso del suelo. Por ello, uno de los objetivos primordiales de esta Tesis es recomendar las mejores direcciones de crecimiento, el tipo de cimentación y edificación (número de plantas, sobre y bajo rasante) para minorar al máximo, dentro de lo posible, la vulnerabilidad de las futuras construcciones.

La NCSE-02 y el Eurocódigo 8, establecen las siguientes reglas de diseño y prescripciones constructivas referentes a la cimentación:

- Debe evitarse la coexistencia, en una misma unidad estructural, de sistemas de cimentación superficiales y profundos, a menos que un estudio específico demuestre lo apropiado de dicha solución.
- La cimentación se debe disponer sobre un terreno de características geotécnicas homogéneas. Si el terreno de apoyo presenta discontinuidades o cambios sustanciales en sus características, se fraccionará el conjunto de la construcción de manera que las partes situadas a uno y otro lado de la discontinuidad constituyan unidades independientes.
- Cuando el terreno de cimentación contenga en los primeros 20 m bajo la superficie del terreno, capas o lentejones de arenas sueltas situadas, total o parcialmente, bajo el nivel freático, deberá analizarse la posibilidad de licuación.
- Si se concluye que es probable que el terreno licue en el terremoto de cálculo, deberán evitarse las cimentaciones superficiales, a menos que se adopten medidas de mejora del terreno para prevenir la licuación. Análogamente, en las cimentaciones profundas, las puntas de los pilotes deberán alojarse a profundidad suficiente bajo las capas licuables, para que pueda desarrollarse en esa parte la necesaria resistencia al hundimiento.
- La rigidez de la cimentación debe ser adecuada para transmitir al terreno, de la forma más uniforme posible, las acciones localizadas recibidas de la superestructura.
- Los efectos de los desplazamientos horizontales relativos entre los elementos verticales deben tenerse en cuenta al seleccionar la rigidez de la cimentación en su plano horizontal.

- Si se tiene en cuenta la disminución de la amplitud del movimiento sísmico con la profundidad, dicho efecto debe justificarse mediante un estudio apropiado, y en ningún caso se disminuirá la aceleración máxima por debajo del 65% del valor de cálculo en la superficie del terreno.

De acuerdo con lo anterior, y dado que existen, en la zona de estudio, capas susceptibles a licuefacción en la zona de influencia del bulbo de presiones de las cimentaciones superficiales, deberán proyectarse para estos sectores cimentaciones profundas, alojando la punta de éstas a cota suficiente para que dicho fenómeno no le afecte. Del mismo modo, se recurrirá a cimentaciones profundas en el caso de que puedan ocurrir fenómenos de densificación, contando con el efecto de rozamiento negativo a lo largo del fuste para dimensionar el elemento de cimentación.

### **V.7. Tratamiento de los datos con un Sistema de Información Geográfica**

Para el tratamiento de la gran información disponible y la posterior generación de mapas geotécnicos ha sido necesaria la implementación de ésta en un Sistema de Información Geográfica (SIG). Concretamente se ha utilizado ArcGis 9.2<sup>TM</sup> de ESRI®.

La primera fase consistió en georeferenciar todos los puntos correspondientes a Informes Geotécnicos u otras informaciones (sondeos de investigación), incluyéndolos en un archivo de puntos con una tabla de atributos que contempla todos los datos de la tabla general realizada a partir de cada uno de los "id" de la Base de Datos, La distribución de los puntos don información en el área de estudio se han representado en la Fig. 109.

Una vez realizada dicha operación, se dispone de la información geotécnica necesaria para la realización de mapas geotécnicos mediante interpolaciones automáticas o técnicas cartográficas tradicionales (a mano). La densidad de los puntos está directamente relacionada con el grado de incertidumbre de los resultados, teniendo los parámetros calculados una baja incertidumbre en los lugares con un gran número de puntos y viceversa. Resaltar que las áreas sin puntos que aparecen en el citado mapa son fruto de la interpolación y por tanto, su incertidumbre es tanto mayor cuanto más alejado esté el punto (interpolado) de aquellos puntos con datos geotécnicos.

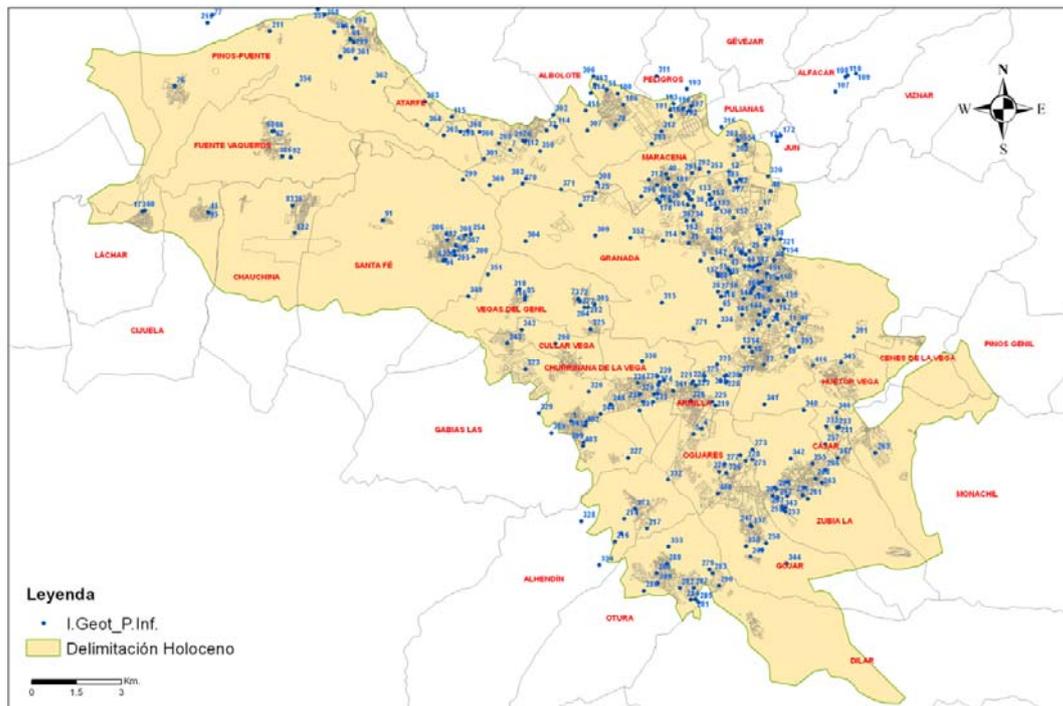


Fig. 109.- Informes Geotécnicos o Puntos de Información (id) georeferenciados en SIG

### V.7.1. Discusión acerca de las Interpolaciones automáticas

La extensión “*Geostatistical Analyst*” permite crear modelos de superficies usando métodos deterministas y geoestadísticos. El Analista Geoestadístico (AG), integrado en ArcMap, aporta una serie de herramientas para llevar a cabo análisis exploratorios de datos espaciales y un asistente para análisis geoestadísticos con el que crear superficies estadísticas. Estas superficies, una vez creadas, pueden ser visualizadas con extensiones de ArcGIS tales como Spatial Analyst y 3D Analyst. Además, permite cuantificar la calidad de los modelos superficiales midiendo errores estadísticos de las superficies creadas.

La obtención de tales superficies con Geostatistical Analyst implica tres pasos:

- Análisis exploratorio de datos espaciales.
- Análisis estructural (cálculo y modelado de superficies).
- Predicción de superficies y valoración de los resultados.

El AG permite crear una superficie continua a partir de datos puntuales, a nuestros efectos “id”, de una capa raster o de polígonos. La muestra de puntos puede contener información como la altura, profundidad de cimentación, tensión admisible, valor de  $N_{SPT}$  medio, coeficiente de balasto, etc. La capa de polígonos puede contener

información como tipo de sustrato o tipo de cimentación. Una capa raster puede ser, por ejemplo una fotografía aérea. En resumen, el AG provee una serie de herramientas muy útiles para analizar y entender fenómenos espaciales.

El asistente geoestadístico (*Geostatistical wizard*) engloba una serie de técnicas de interpolación con las que se crean mapas de diferentes temas. Se incluyen técnicas deterministas y geoestadísticas. Las técnicas deterministas o técnicas directas no realizan un análisis previo de la variable a interpolar. Se formulan unas suposiciones generales sobre la superficie a interpolar y en función de ellas aplican la función matemática de interpolación. Por ejemplo, el peso inverso de la distancia (IDW) o interpolaciones polinómicas.

Las técnicas geoestadísticas probabilísticas (métodos analíticos) estudian en primer lugar la autocorrelación espacial de la variable a interpolar, usando para ello los puntos muestrales. Conocido esto generan en la fase de cálculo una función de interpolación que tiene en cuenta el grado y tipo de autocorrelación existente en la variable.

Se han realizado pruebas de interpolación con los distintos métodos que dispone el programa con el objetivo de encontrar aquel que se ajuste mejor a la realidad y arroje la interpolación más coherente posible partiendo de los datos disponibles. No obstante, no se debe de olvidar que dichas interpolaciones han sido realizadas mediante formulaciones matemáticas y puede que no representen fielmente la realidad; por lo que los valores obtenidos son orientativos y deberán comprobarse mediante la realización de un Informe Geotécnico con ensayos in situ y de laboratorio, sobre todo en lo que respecta a los valores de  $N_{SPT}$  medio, que como se expone a continuación es donde se obtiene el mayor error en la correlación.

El análisis se ha realizado con ArcGis 9.2<sup>TM</sup>, con los parámetros establecidos por defecto. Como zona de estudio se ha delimitado el contorno Holoceno de la Vega de Granada; además, para los sectores de Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros y Granada-La Chana, se ha delimitado también mediante los polígonos de las Unidades Litológicas establecidas en el mapa geológico-geotécnico realizado.

Finalmente se ha escogido el método del peso de la inversa de la distancia (IDW), que aunque arroja valores de error (Root-Mean square Error) algo superiores a los demás métodos (un incremento de tan solo 0.1), es una interpolación en donde los puntos de partida mantienen el valor de la variable que se esté analizando. Cuestión que no sucede en los demás métodos donde dicho punto, tras el análisis, se encuentra englobado en una zona fruto de la interpolación resultante, que puede ser de valor

mayor o menor al de partida; incluso realiza una discretización de zonas demasiado amplia, por lo que se pierde información importante tal como se observa en la **Error!** No se encuentra el origen de la referencia. Fig. 110.



Fig. 110.- Comparación entre interpolación tipo “Disjunctive Kriging” (arriba) y tipo “IDW” (abajo) en el sector de Granada-La Chana

Para la realización del mapa de profundidad del nivel freático se utilizó la herramienta “*Topo to Raster*”, que es un método de interpolación diseñado específicamente para la creación de modelos de elevación digital hidrológicos en los que se puede tener en cuenta las redes de drenaje; por lo que dicha herramienta resulta perfecta para tal fin ya que realiza la interpolación sin perder la continuidad de la superficie que está analizando, tal como ocurre en los métodos de interpolación global, tales como kriging y spline.



## **VI.RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

---



## **VI.1. Introducción**

En este apartado se recogen todos los resultados que se han obtenido a través del tratamiento de la amplia Base de Datos con los que se ha trabajado en este proyecto de investigación.

Se ha partido de las modelizaciones geotécnicas obtenidas de 337 Informes y/o puntos de información, de las que se han obtenido de las columnas estratigráficas a profundidades comprendidas entre 4 y 30 m en las que se diferencian globalmente, en unos casos, o pormenorizadamente, en otros, los niveles o episodios en base a las características texturales según las curvas granulométricas de las que se obtienen los parámetros necesarios para definir el coeficiente de uniformidad y de curvatura; así mismo, se aportan parámetros geotécnicos relativos a propiedades físicas, químicas y mecánicas tales como, plasticidad, densidad natural y saturada, humedad natural, clase general de exposición y/o específica, cohesión, ángulos de rozamiento interno,  $N_{spt}$  medio, resistencia a compresión simple, módulo edométrico y coeficiente de balasto; así como los correspondientes a los relacionados con acciones sísmicas tales como, coeficiente de suelo, aceleración de cálculo, coeficiente de amplificación (tanto para obras de importancia normal como especial), velocidad de las ondas de cizalla y módulo de cizalla máximo, a los que hay que añadir los prescritos por la NCSE-02 referentes a aceleración básica y coeficiente de contribución. Se completa esta información con datos referentes a localización del nivel freático, profundidad, tipo de cimentación y tensión admisible, espesor de relleno antrópico, espesor de suelo vegetal y/o edáfico, espesor de materiales naturales de capacidad portante no apta para cimentar y susceptibilidad a fenómenos particularizados ligados a efectos sísmicos como licuefacción y asientos probables por densificación, así como amplificación de las ondas sísmicas, en términos cualitativos.

Tras la interpretación y análisis de los diferentes datos, unos con carácter general para la totalidad de los materiales Holocenos, Plio-Pleistocenos y Miocenos de Granada y su Área Metropolitana, disponiéndose de mayor información en las localidades de borde pertenecientes a dicha Área Metropolitana, y otros de detalle para los sectores de Fuentevaqueros, Atarfe-Albolote, Granada-La Chana y Churriana de la Vega que han tenido como objetivo fundamental establecer un protocolo a seguir en la utilización de esta información para evaluar el grado de riesgo frente a sismo de las construcciones, tomándose como modelos la morfología de las existentes actualmente y la situación de las zonas de expansión urbanísticas. Todo ello permite, establecer la adecuación de las condiciones de cimentación que se han venido adoptando y hacia donde se ha detectado que deben crecer estas localidades del Área Metropolitana cuando existen condicionantes de riesgos sísmicos.

Para una mayor rapidez y mejor comprensión de los resultados la totalidad de los datos se presentan en mapas, y en otros casos mediante tablas para algunos de los aspectos particularizados.

## **VI.2. Caracterización de los materiales Holocenos, Plio-Pleistocenos y Miocenos de Granada y Área Metropolitana. Condiciones de Cimentación**

### **VI.2.1. Zonas y Subzonas litológico-geotécnicas. Localización y Parámetros característicos**

Un resultado importante que ha supuesto un gran esfuerzo de síntesis, es la caracterización y delimitación de las distintas Unidades Litológicas-Geotécnicas que están presentes en la zona de estudio (Fig. 111) Esta zonificación se ha establecido mediante métodos cartográficos tradicionales a partir de la Base de Datos (sondeos, penetraciones dinámicas, calicatas y resultados de ensayos de laboratorio) y comprobaciones de campo. Se han establecido siete Zonas y diez Subzonas (Tabla 42), representadas en el mapa por 22 áreas en las cuales se establecen detalladamente las litologías (Tabla 43); esta subdivisión pone de manifiesto la heterogeneidad que existe incluso dentro de una misma Unidad e incluso en una Subzona.

**Tabla 42.- Zonificación por Unidades Litológico-Geotécnicas y áreas asociadas en el Mapa de la Fig. 111**

ZONAS	SUBZONAS	FORMACIÓN	ÁREAS DEL MAPA
1	1.1	Aluvial Fino (Cuaternario)	3
	1.2	Aluvial Grosero (cuaternario)	1, 4, 6
	1.3	Aluvial Fino/Granular (Cuaternario)	5,7, 8, 17
2	-	Limos, Yesos y Conglomerados (Mioceno)	16,18
3	3.1	F. Alambra ss. (Pli-Pleistoceno)	14
	3.2	Coluvial F. Alambra (Plio-Pleistoceno)	9, 15
4	4.1	Paleosuelos Finos (Plio-Pleistoceno)	10
	4.2	Paleosuelos Grosero (Plio-Pleistoceno)	11
	4.3	Paleosuelos Fino/Granular (Pleistoceno)	12
5	-	Limos "Cenes-Jun" (Mioceno)	13
6	-	Arcillas, Limos Rojos y Conglomerados (Plio-Pleistoceno)	2
7	7.1	Depósitos Pie de Monte Fino (Pleistoceno)	20, 21, 22
	7.2	Depósitos Pie de Monte Grosero (Pleistoceno)	19

Para una más fácil comprensión el Mapa de Unidades litológico-Geotécnicas (Fig. 111) se ha identificado mediante colores y números. El primero "1.2-3" corresponde a las Unidades Litológico-Geotécnicas, Zonas; el segundo "1.2-3" a las Subzonas, atendiendo a las características texturales predominantes y en algunos

casos al origen del depósito; y el tercero “1.2-3” a las áreas diferenciadas en el mapa en base a su litología detallada).

**Tabla 43.- Litologías correspondientes a las áreas diferenciadas en cada Zona o Subzona**

Área	Litología	Zonas. Subzonas
1	Arenas, gravas y cantos muy redondeados con matriz arcillo-limosa de tonalidad marrón rojiza	1.3
2	Arcillas marrón rojizas con arena, limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema o arcillas marrones y marrones rojizas.	6.0
3	Arcillas, limos, arcillas limosas y limos arcillosos de tonalidades crema, marrón, marrón rojiza y marrón amarillenta, existiendo pequeñas intercalaciones granulares	1.1
4	Gravas y gravillas con abundante arena fina de tonalidad marrón-grisáceo	1.3
5	Intercalaciones de limos marrón crema con arenas y gravas grises	1.2
6	Arenas, gravas, cantos y algún bolo con matriz limo-arenosa gris, existiendo intercalaciones decimétricas, predominantes en los tres primeros metros, de limos arenosos y de arenas finas y medias a modo de bolsa o lentejón	1.3
7	Limos arcillosos algo arenosos marrones, arcillas limosas marrón rojizas o arenas y gravas con limos arenosos marrones.	1.2
8	Niveles granulares groseros de arenas, gravas, cantos y algún bolo, redondeadas, con matriz limosa de tonalidad gris o limos y arenas limosas de tonalidad marrón	1.2
9	Arcillas marrón rojizas con cantos; Limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema; Arcillas marrones y marrón rojizas; Niveles granulares grises.	3.2
10	Arcillas y arcillas limosas de tonalidades marrón, crema y marrón-rojiza con material granular a modo de bolsa o lentejón, existiendo a techo acumulaciones de carbonatos o arenas, gravas y cantos con limos arcillosos marrones.	4.1

Tabla 43 continuación

Subzonas	Litología	Unidades Litológico-Geotécnicas
11	Arenas, Gravas, cantos y bolos en matriz limo arenosa de tonalidad blanquecina y arenas limosas con arcilla, el conjunto presenta tonalidad rojiza y anaranjada	4.2
12	Arcillas limosas cremas carbonatadas, arcillas limosas marrón rojizas con manchas cremas de carbonatos o niveles granulares con matriz arcillosa o limosa de tonalidades marrón rojiza, crema o grisácea.	4.3
13	Alternancias, irregularmente repartidas, de arcillas y arcillas limosas marrón rojizas con intercalaciones granulares. A techo aparecen acumulaciones de carbonatos, si bien pueden existir niveles cementados a diferentes profundidades	5.0
14	Conglomerados de arenas, gravas, cantos y algún bolo en matriz arenosa con limos y arcillas de tonalidad rojiza.	3.1
15	Arcillas marrón rojizas con cantos; Limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema; Arcillas marrones y marrón rojizas; Niveles granulares grises.	3.2
16	Limos, limos arenosos y arcillas de tonalidad gris, crema y crema verdosa con manchas ocre presentando intercalaciones, a modo de bolsa o lentejón, de arenas finas y medias y/o por el nivel carbonatado, parcialmente cementado	2.0
17	Alternancias, con repartición irregular, de niveles finos limo arcillosos marrones y de niveles de arena y gravilla con matriz limo arcillosa marrón.	1.2
18	Limos, limos arenosos y arcillas de tonalidad gris, crema y crema verdosa con manchas ocre presentando intercalaciones, a modo de bolsa o lentejón, de arenas finas y medias y/o por el nivel carbonatado, parcialmente cementado	2.0
19	Arenas, gravas y cantos de tonalidad crema cementados por carbonatos existiendo a techo niveles centimétricos de costras calizas tipo caliche	7.2
20	Arcillas y arcillas limosas de tonalidades crema, rosácea y marrón rojiza, con intercalaciones, algunas a modo de bolsa o lentejón, de arenas, gravas y cantos con limos arenosos de iguales tonalidades. Algunos niveles se encuentran parcialmente cementado	7.1
21	Arcillas y arcillas limosas de tonalidades crema, rosácea y marrón rojiza, con intercalaciones, algunas a modo de bolsa o lentejón, de arenas, gravas y cantos con limos arenosos de iguales tonalidades. Algunos niveles se encuentran parcialmente cementado	7.1
22	Arcillas y limos de tonalidades cremas y ocre con delgados niveles grises muy compactos, existiendo pequeñas intercalaciones de arena y gravilla con matriz limo-arcillosa de igual tonalidad	7.1

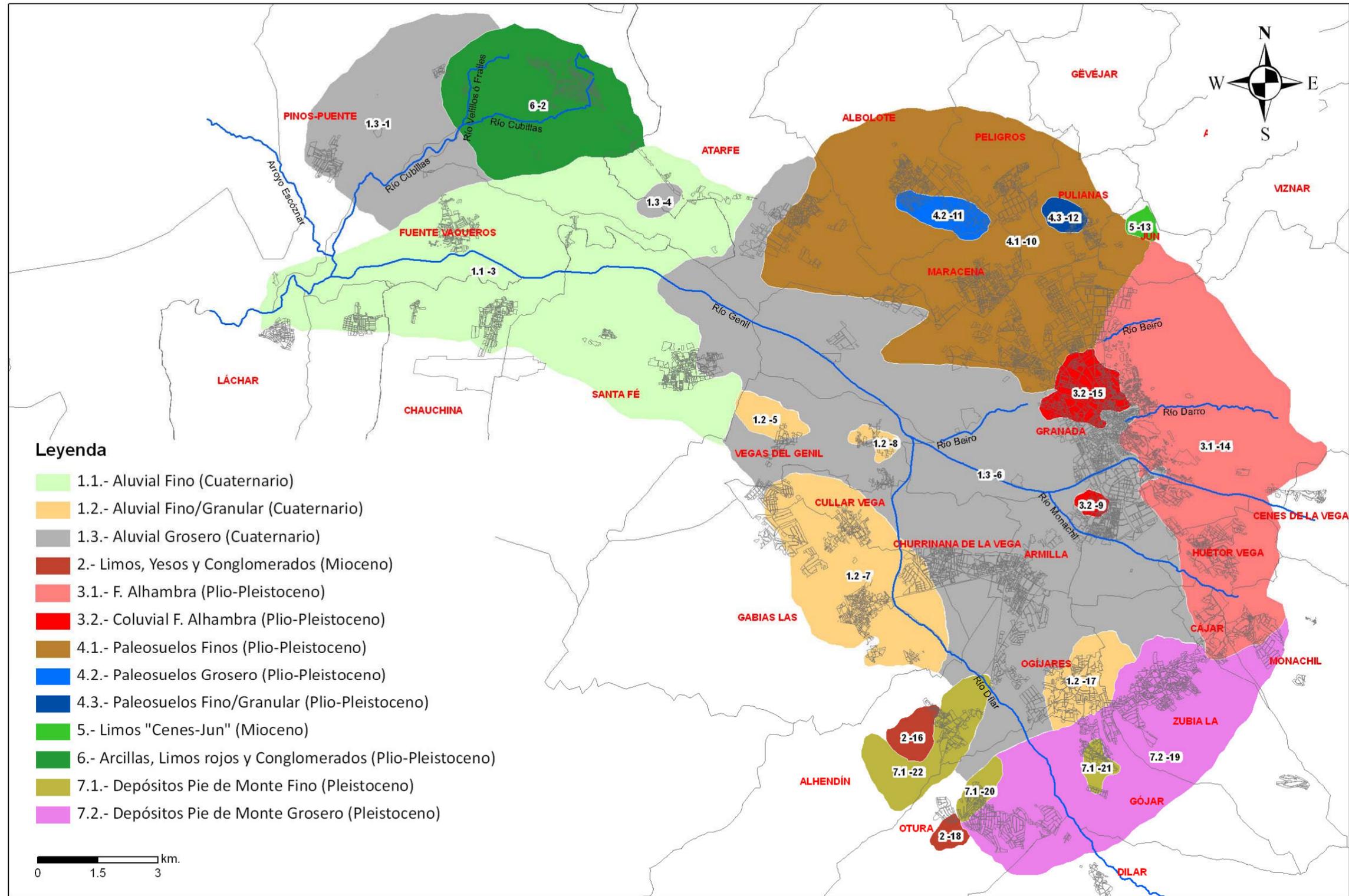


Fig. 111.- Mapa de las distintas Zonas, Subzonas y Áreas Litológico-Geotécnicas

## CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

A continuación se describen las diferentes Zonas y Subzonas en lo referente a textura predominante, localización y parámetros geotécnicos más característicos, exponiéndose los correspondientes a las Zonas en la tabla siguiente (Tabla 44). No obstante, solamente la Zona Aluvial (1) es la que se tratará con carácter general al ser la más representativa por su gran extensión dentro del área de estudio. En las restantes se desarrollarán directamente y se actuará de igual forma con las Subzonas en caso de existir éstas.

Tabla 44.- Parámetros geotécnicos más característicos de las distintas Zonas diferenciadas

Parámetro	Aluvial	Limos, Yesos y Conglomerados	F. Alhambra y Coluvial de la F. Alhambra	Paleosuelos	Limos "Cenas - Jun"	Arcillas, Limos rojos y Conglomerados	Depósitos Pie de Monte
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4-3,0	0,6 - 2,0	0,5-3,0	0,3 - 2,3	0,8 - 1,3	0,5 - 2,0	0,7 - 2,7
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	2,0-12,0	3,0 - 6,0	3 - 11	2,0 - 8,0	4,0 - 6,0	2,0 - 8,0	4,0 - 12,0
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0-0,7	0,2 - 0,5	0 - 0,5	0 - 0,8	0 - 0,4	0 - 1,2	0 - 0,5
$\Phi$ (°)	20-36	15 - 20	15-36	15 - 36	15 - 20	10 - 35	15 - 38
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,6-2	1,8 - 2	1,8 - 2	1,8 - 2,0	1,6 - 2	1,8 - 2	1,7 - 1,9
$N_{spt}$	5-R	10 - 25	8 - R	8 - R	10 - R	5 - R	10 - R
LL (%)	NP-54,8	NP-25,60	20-34,1	NP-40	NP-41,3	18,2-96,7	NP-32
LP (%)	NP-22,4	NP-18,40	11-21,1	NP-27,7	NP-16,6	12,2-35,2	NP-24
IP (%)	0-32,8	0-7,2	3,6-18	0-30	0-25	6-61,5	0-8
#200 ASTM (% que pasa)	2,1-97,2	19,83-84,31	5,1-86	13-97	15-74	7,7-99,4	6,8-85
$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4-3,59	1,29-2,27	0,41-2,34	0,11-3,50	1,5-3,2	0,37-7,34	0,7-1,3
$D_{50}$ (mm)	0,01-8	0,2-8	0,2-20	0,3-3,5	0,03-6	0,03-6	0,03-10
c (Coeficiente de Terreno)	1,3-1,8	1,5-1,6	1,3-1,6	1,3-2	1,3	1,4-1,6	1,3-1,6
$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,23-0,29	0,28	0,24-0,27	0,23-0,31	0,26	0,24-0,26	0,24-0,28
S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,02-1,25	1,11 - 1,15	1,02-1,16	1,02-1,34	1,17	1,07-1,17	1,02-1,15
S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,03-1,15	1,06 - 1,08	1,01 - 1,09	1,01-1,20	1,11	1,05-,1,11	1,01-1,08
$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	250-350	260-300	261-340	260-330	250-310	249-315	286-350
$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	12.800-20.000	14.700-19.200	13.000-22.000	15.000-20.000	11.000-18.000	12.700-20.000	16.800-22.000
C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila - Ia+Qb	Ila+Qb	Ila	Ila - Ila+Qb	Ila- Ila+Qc	Ila- Ila+Qb	Ila, Ila+Qb
Prof_Cim (m)	0,5-9,5	1,0 - 2,0	1,0 - 6,5 m	0,5 - 13,0	1,0 - 2,0	1,0 - 12,5	0,5 - 2,5
USCS	CL, CH, ML, MH, CL-ML, SM, SC, GC, GM, GW, GP-GM	ML, CL, SM	SC, SM, GW-GM, GC, GP-GC, GM, GP-GM, CL, ML	SM, GM, SC, CL, CL-ML	ML, CL, CL-ML	CL, CH, ML, CL-ML, SC, SM	SC, SM, GC, GM, SW-SM, GW-GM, CL, CL-ML

## CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

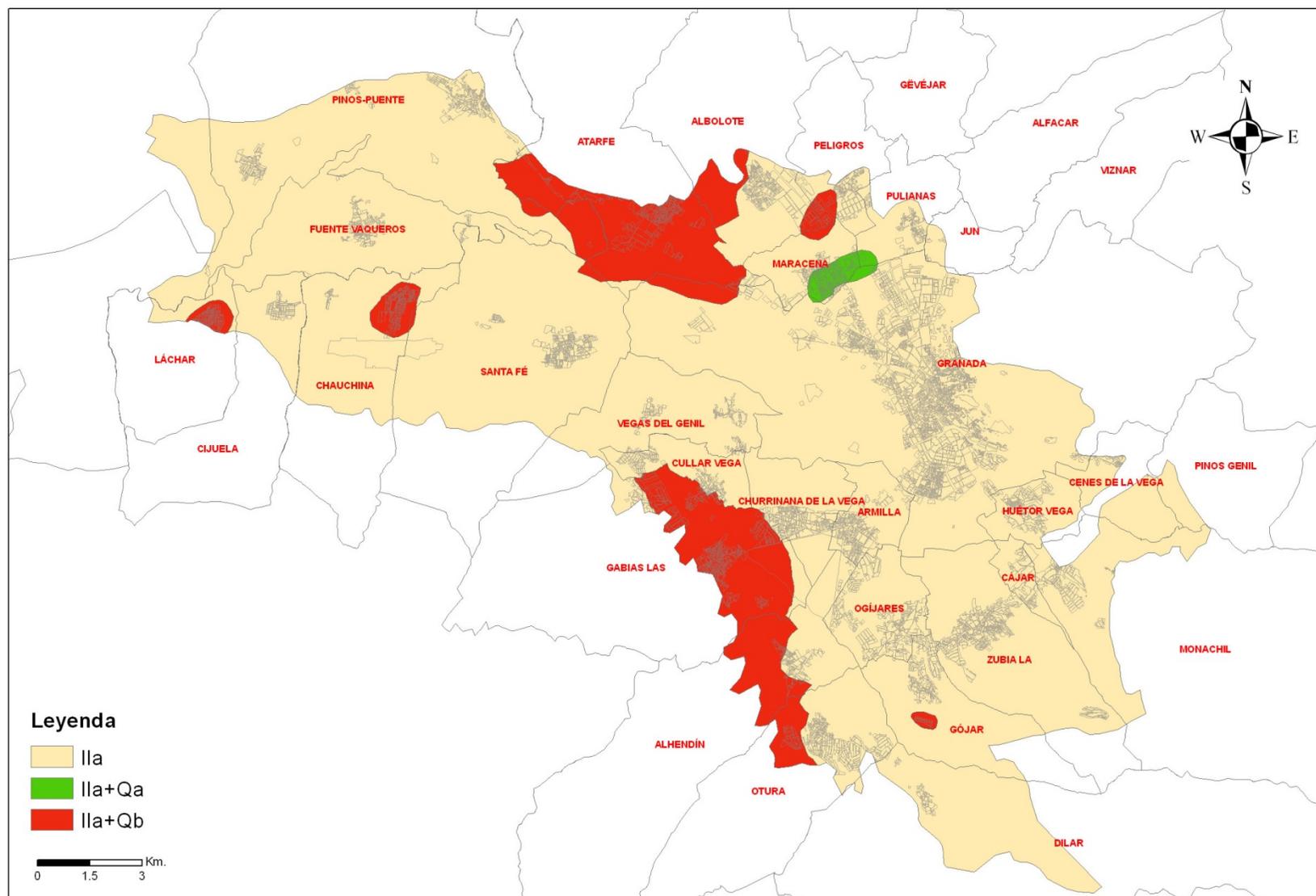


Fig. 112.- Clases Generales y Específicas de exposición del hormigón. (EHE-08)

**Zona 1. Aluvial (Cuaternario)**

Se ha subdividido en tres Subzonas: Aluvial Fino (1.1), Aluvial Fino/Granular (1.2), Aluvial Grosero (1.3). Se localizan en los sectores de la Vega alta y baja correspondiendo a depósitos del río Genil y sus afluentes principales (Aguas Blancas, Monachil, Dilar en el sector ESE; Beiro, Darro en el sector N; Cubillas, Frailes y Colomera en el sector NNW).

Los episodios que se reconocen en esta Zona se clasifican como CL, CH, ML, MH, CL-ML, SM, SC, GC, GM, GW. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) presentan un amplio rango de variación, entre 2 y 97 %, aproximadamente, correspondiendo los valores más bajos a suelos preponderantemente granulares groseros y los más altos a suelos en los que impera la fracción fina limosa, arcillosa o limo-arcillosa. Los límites de Atterberg, igualmente muy variables, establecen baja-media plasticidad para las texturas arcillosas, y en casos aislados alta plasticidad; los restantes finos quedan definidos como limos de baja compresibilidad; en lo referente a los niveles granulares de textura arenosa la matriz es limosa o arcillosa al igual que ocurre con los niveles granulares de gravas, si bien en estos últimos, cuando la fracción fina se encuentra entre el 5% y 12% vienen representadas como gravas mal graduadas con limos.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 5 y rechazo, lo que permite establecer consistencias blanda-media para los suelos finos y compacidades media-compacta para los granulares en sus diferentes tamaños y graduaciones, acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,6 y 2 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 20 y 36° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas combinaciones texturales de los suelos que representan a esta zona; lógicamente la cohesión nula corresponde a suelos esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 20°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,2 y 1,7 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, arrojan valores entre 0,4 y 3,0 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte el coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- varía entre 2 y 12 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con la

gran heterogeneidad geotécnica que presenta esta zona. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Zona en particular, aunque en gran parte de la superficie no existen problemas de agresividad, aparecen algunas áreas que presenta agresividad química dando lugar a una Clase específica de exposición de grado “medio” (Qb). Estas áreas quedan marcadas en el mapa de la Fig. 112, en las cuales deberá considerarse una Clase de exposición para el hormigón de la obra subterránea Ila+Qb (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento ( $\text{Kg/m}^3$ ), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm) y en cualquier caso utilizar cemento resistentes a los sulfatos (SR).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, el coeficiente de terreno varía entre 1.3 y 1.8 (Fig. 117), obtenido como el valor medio al ponderar los coeficientes de terreno de cada estrato con su espesor en los treinta primeros metros; según los valores obtenidos se puede clasificar como terreno tipo II o III. La aceleración sísmica de cálculo varía entre 0,23 y 0,29  $\text{m/s}^2$  (Fig. 118), resultantes de multiplicar la aceleración básica por el coeficiente de amplificación y la densidad natural del terreno. En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), varía entre 1,02 y 1,25 (Fig. 119) en el primer caso y entre 1,01 y 1,15 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan un rango de variación entre 250-350  $\text{m/s}$  (Fig. 132), valores, al menos los más altos, por bajo de los que marca la NCSE-02, y el módulo de cizalla máximo entre 12.800-19.500  $\text{T/m}^2$  (Fig. 133). En todos los parámetros dinámicos, los valores menores corresponden a suelos preponderantemente granulares groseros y los mayores a los de tamaño de partícula en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas), excepto la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo donde los parámetros varían justamente al contrario, cuestión lógica ya que a mayor consistencia y/o compacidad mayor velocidad de las ondas  $V_s$  y  $G_{\text{max}}$ .

- Aluvial Fino (1.1.): está constituido por arcillas (CL, CH), limos (ML), arcillas limosas y limos arcillosos (CL-ML) de tonalidades crema, marrón, marrón rojiza y marrón amarillenta; con pequeñas intercalaciones granulares (SM, SC).

Este material se ha detectado en los términos municipales de Atarfe (borde SW, carretera hacia Pinos Puente), Chauchina (borde N), Cijuela (borde

N), Fuente Vaqueros (casi la totalidad, menos borde NW), Láchar (borde N) y Pinos Puente (borde SE).

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 45):

**Tabla 45.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Aluvial Fino (1.1)**

<b>ALUVIAL FINO (1.1)</b>			
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>	<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,7	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,35
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	4	c (Coeficiente de Terreno)	1,6
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,7	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,26
$\Phi$ (°)	24,4	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,14
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,9	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,08
$N_{spt}$	11,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	250
LL (%)	35,5	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	14.000
LP (%)	18,4	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila/Ila+Qb
IP (%)	17,1	USCS	CL, CH, ML, CL-ML
#200 ASTM (% que pasa)	87,3	Prof_Cim (m)	2,1

Los episodios que se reconocen en esta Subzona, inferidos a partir de granulometría por tamizado y límites de Atterberg, son preponderantemente finos representados por arcillas inorgánicas de baja-media plasticidad y localmente alta plasticidad, como ocurre en algunos sectores de la localidad de Chauchina; también aparecen episodios de limos inorgánicos de baja-media compresibilidad y mezcla de ambos. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 87%. Todo ello pone de manifiesto que en esta Subzona son predominantes las formaciones de suelos finos arcillosos, limosos o arcillo-limosos.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 5 y 20, en función de la proporción de arena, lo que permite establecer

consistencias blanda-firme, si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 11 (consistencia media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,7 y 1,9 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,1 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 10 y 29° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas intercalaciones con variables textura; lógicamente las cohesiones más bajas corresponden a intercalaciones o lentejones esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 20°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,2 y 1,7 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 0,7 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 4 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con suelos finos arcillosos y/o limosos. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Subzona en particular, el uso de cementos sulforesistentes (SR) queda limitado al sector de la carretera Atarfe-Pinos Puentea, Chuachina y Láchar (Fig. 112), debiendo adoptar en estas áreas una calase de exposición IIa+Qb (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo que respecta a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,6 (Terreno tipo III) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,28 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,25 (Fig. 119) en el primer caso y 1,15 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores en torno a los 250 m/s (Fig. 132) y el módulo de cizalla máximo se encuentra por

debajo de  $14.000 \text{ T/m}^2$  (Fig. 133). Todos los parámetros dinámicos son acordes con suelos en los que impera la fracción inferior a  $0,08 \text{ mm}$  (limos y arcillas), observándose que cuanto menor sea la consistencia mayor será el valor de dichos parámetros excepto en el caso de la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo que varían justamente al contrario.

- Aluvial Fino/Granular (1.2.): está constituido por alternancias, con repartición irregular, de niveles finos limo arcillosos (CL-ML) marrones, arcillas limosas (CL-ML) marrón rojizas y de niveles granulares de arena (SC, SM), gravilla, gravas (GC, GM, GP-GM) con matriz limosa y/o arcillosa de tonalidad gris o limos y arenas limosas de tonalidad marrón.

Este material se ha detectado en los términos municipales de Cúllar Vega (casi la totalidad), Las Gabias (borde NE, donde se localizan los núcleos de población), Ogíjares (borde S y SE), Vegas del Genil (bordes E y W) y La Zubia (borde SW).

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 46):

**Tabla 46.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Aluvial Fino/Granular (1.2)**

ALUVIAL FINO/GRANULAR (1.2)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,2	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,6
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	5	c (Coeficiente de Terreno)	1,5
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,3	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,25
$\Phi$ (º)	25,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,10
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,05
$N_{spt}$	17,6	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	280
LL (%)	34,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	16.500
LP (%)	19,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila/Ila+Qa/Ila+Qb
IP (%)	15,0	USCS	CL, ML, MH, CL-ML, SC, SM, GC, GM, GP-GM
#200 ASTM (% que pasa)	60,6	Prof_Cim (m)	2,0

Los episodios que se reconocen en esta Subzona son alternancias con repartición irregular, en algunos casos a modo de bolsa o lentejón, de niveles finos arcillo limosos de baja-media plasticidad o limo arcillosos baja-media compresibilidad y localmente alta compresibilidad, como ocurre en algunos sectores de la localidad de Las Gabias, y de niveles granulares de arena arcillosas y/o limosas, gravas arcillosas y limosas. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 88% para los niveles coherentes y 10% para los preponderantemente granulares. Todo ello pone de manifiesto que en esta Subzona pueden aparecer indistintamente los depósitos aluviales finos o granulares y mezcla de ambas texturas.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 8 y 30, correspondiendo los valores más bajos (consistencia media) a los suelos con predominio de la fracción arcillosa o limosa y los más altos (compacidad media-compacta) a los suelos constituidos por arenas y/o gravas; si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 15 (consistencia/compacidad, media/media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,0 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,03 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 20 y 35° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas variaciones texturales; lógicamente las cohesiones más bajas corresponden a intercalaciones o lentejones esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 20°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,2 y 0,4 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos stratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 1,2 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 5 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros suficientemente conservadores para estas áreas de tan variable textura y propiedades mecánico-geotécnicas. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta

Subzona en particular, el uso de cementos sulforesistentes (SR) queda limitado al municipio de Las Gabias (Fig. 112), debiendo adoptarse en este área una clase de exposición Ila+Qb (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento ( $\text{Kg/m}^3$ ), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo relativo a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,5 (Terreno tipo II) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a  $0,25 \text{ m/s}^2$  (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,10 (Fig. 119) en el primer caso y 1,05 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores en torno a 230 m/s (Fig. 132), para los suelos finos arcillosos y limosos, y por encima de 300 m/s para los suelos con mayor fracción granular; el módulo de cizalla máximo se estima en unas  $18.000 \text{ T/m}^2$  (Fig. 133) para los suelos de compactidad media-compacta y en torno a  $14.000 \text{ T/m}^2$  para los de consistencia media. Como se puede observar, la variabilidad textural y mecánico-geotécnica queda también reflejada por los parámetros dinámicos.

- Aluvial Grosero (1.3.): está constituido por arenas (SM), gravas (GW - GM), cantos y algún bolo con matriz limo-arenosa gris, existiendo intercalaciones decimétricas, predominantes en los tres primeros metros, de limos arenosos (ML con arena) y de arenas finas y medias (SM) a modo de bolsa o lentejón.

Este material se ha detectado en Armilla (todo el municipio), Atarfe (mitad NW de la localidad), Churriana de la Vega (todo el municipio), Cúllar Vega (borde NE del municipio), Granada (mitad SSE de la ciudad; borde W y NW del municipio), Ogíjares (mitad NW del municipio), Vegas del Genil, La Zubia (borde NNW del municipio) y en el sector de Zujaira y Valderrubio (ambos pertenecientes al término municipal de Pinos Puente).

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 47):

**Tabla 47.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Aluvial Grosero (1.3)**

<b>ALUVIAL GROSERO (1.3)</b>			
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>	<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2,3	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	-
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	8	c (Coeficiente de Terreno)	1,4
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,0	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,25
$\Phi$ (°)	34,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,06
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,03
$N_{spt}$	28,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	320
LL (%)	23,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	19.500
LP (%)	16,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	7,0	USCS	SW-SM, SC, SM, GW, GC, GP-GC, GM, GP-GM
#200 ASTM (% que pasa)	11,0	Prof_Cim (m)	2,7

Los episodios que se reconocen en esta Subzona son preponderantemente granulares constituidos por arenas y gravas bien graduadas en algunos sectores y mal gradadas en otros, con matriz limosa y/o arcillosa, de baja-media compresibilidad y baja-media plasticidad, respectivamente. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 11%. Todo ello pone de manifiesto que esta Subzona está representada por depósitos aluviales incoherentes aunque pueden aparecer intercalaciones decimétricas a modo de bolsa o lentejón de suelos finos arcillosos y/o limosos.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 15 y rechazo, correspondiendo los valores más bajos (compacidad media) a los suelos con predominio de la fracción arenosa y los más altos (compacidad compacta- muy compacta) a los suelos constituidos principalmente por la fracción de tamaños de partículas superiores a 5 mm; si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 28 (compacidad media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 1,9 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión (Fig. 114) y rozamiento en

condiciones sin drenaje, en el primero, aunque la matriz está constituida por suelos coherentes (en ocasiones inferior al 2%) y pueden existir intercalaciones decimétricas finas, el predominio de la fracción gruesa implica adoptar un modelo conservador con cohesión nula asignándole únicamente valores de  $\phi$  entre 30 y 36° (Fig. 115), rango de variación que pone nuevamente de manifiesto la variabilidad textural, de arenas a gravas. En este caso, dada la naturaleza y textura predominante no es posible conformar probetas para realizar compresiones simples ya que carecen de la cohesión necesaria. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asentamientos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 2,3 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 8 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116). Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Subzona en particular, no existen problemas al respecto, por lo que no es preciso adoptar ninguna medida especial con respecto al cemento a emplear. Como clase de exposición se establece un ambiente normal de humedad alta, IIa (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo que respecta a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,4 (Terreno tipo II) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,25 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,06 (Fig. 119) en el primer caso y 1,03 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores superiores a 300 m/s (Fig. 132); el módulo de cizalla máximo se estima en unas 19.500 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133). Todos los parámetros son acordes con un suelo constituido principalmente por arenas y gravas de compacidad media-compacta; aunque según la NCSE-02 los valores de velocidades deben de ser algo superiores, cuestión que deberá comprobarse con ensayos geofísicos tipo cross-hold, down-hold o up-hold.

## **Zona 2. Limos, Yesos y Conglomerados (Mioceno)**

Está constituido por limos, limos arenosos y arcillas de tonalidad gris, crema y crema verdosa con manchas ocres presentando intercalaciones, a modo de bolsa o lentejón, de arenas finas y medias y/o nivel carbonatado, parcialmente cementado.

Este material se ha detectado en el sector WNW del núcleo urbano de Otura y en el sector SW de Alhendín.

A continuación se comentan las propiedades y parámetros geotécnicos expuestos en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Los episodios que se reconocen en esta Zona se clasifican como ML, ML con arena, CL y SM. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) presentan un amplio rango de variación, entre 19 y 84 %, aproximadamente, correspondiendo los valores más bajos a suelos preponderantemente arenosos y los más altos a suelos en los que impera la fracción fina limosa o arcillosa. Los límites de Atterberg, igualmente muy variables, establecen baja-media plasticidad para las texturas arcillosas y baja compresibilidad para las limosas; en lo referente a los niveles granulares de textura arenosa la matriz suele ser limosa.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 10 y 25, lo que permite establecer consistencias medias para los suelos finos y compacidades medias para los granulares arenosos, acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2  $T/m^3$  (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,2 y 0,5  $Kg/cm^2$  (Fig. 114), y entre 15 y 20° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las combinaciones texturales de los suelos que representan a esta zona; lógicamente las cohesiones menores corresponden a suelos esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 15°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,6 y 1,1  $kg/cm^2$ , correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, arrojan valores entre 0,6 y 2,0  $kg/cm^2$ , por otra parte el coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- varía entre 3 y 6  $Kg/cm^3$  (Fig. 116), parámetros que también son acordes con la variabilidad que presenta esta zona. Por último, en lo referente a las condiciones de

agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; esta Zona en particular presenta agresividad química dando lugar a una Clase específica de exposición de grado “medio” (Qb). Estas áreas quedan marcadas en el mapa de la Fig. 112, en las cuales deberá considerarse una Clase de exposición para el hormigón de la obra subterránea Ila+Qb (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento ( $\text{Kg/m}^3$ ), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm) y en cualquier caso utilizar cemento resistentes a los sulfatos (SR).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno debe adoptarse un valor generalizado de 1.6 (Fig. 117), obtenido como el valor medio al ponderar los coeficientes de terreno de cada estrato con su espesor en los treinta primeros metros; según los valores obtenidos se puede clasificar como terreno tipo III. La aceleración sísmica de cálculo se estima en  $0,28 \text{ m/s}^2$  (Fig. 118), resultante de multiplicar la aceleración básica por el coeficiente de amplificación y la densidad natural del terreno. En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), es de 1,15 (Fig. 119) en el primer caso y de 1,08 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan un rango de variación entre 260-300 m/s (Fig. 132), valores acordes con la NCSE-02, y el módulo de cizalla máximo entre 14.700-19.200  $\text{T/m}^2$  (Fig. 132); los valores mayores corresponden a suelos preponderantemente arenosos y los menores a los de tamaño de partícula en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas).

### **Zona 3. Formación Alhambra y Coluvial de la F. Alhambra (Plio-Pleistoceno)**

Se ha subdividido en dos Subzonas: Formación Alhambra (3.1) y Coluvial de la F. Alhambra, redepósito del anterior (3.2).

La F. Alhambra recorre una franja NNW-SSE en el borde E de la Depresión de Granada, Huétor Vega (casi la totalidad del municipio), Cájar (casi la totalidad del Municipio), Monachil (borde NW); el redepósito de ésta (coluvial) se reconoce en el sector N-Central de la ciudad de Granada y en el SW de ésta.

- Formación Alhambra (3.1.): constituido por conglomerados de arenas, gravas, cantos y algún bolo (SM, GM, SC, GC) en matriz arenosa con limos y arcillas de tonalidad rojiza.

Como parámetros geotécnicos más característicos para cada una de las Subzonas diferenciadas se pueden establecer los siguientes (Tabla 48):

**Tabla 48.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Formación Alhambra (3.1)**

<b>FORMACIÓN ALHAMBRA (3.1)</b>			
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>	<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2,0	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,1
$K_{s1}$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	8	c (Coeficiente de Terreno)	1,3
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,1	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,24
$\Phi$ (º)	33,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,06
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,03
$N_{spt}$	25,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	310
LL (%)	27,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	20.000
LP (%)	16,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	11,0	USCS	SC, SM, GW-GM, GC, GP-GC, GM, GP-GM, CL
#200 ASTM (% que pasa)	5,1-86	Prof_Cim (m)	2,7

Esta Subzona se caracteriza por episodios preponderantemente granulares constituidos por arenas y gravas generalmente mal gradadas, aunque en el caso de las gravas pueden encontrarse bien graduadas, con matriz limosa y/o arcillosa, de baja-media compresibilidad y baja-media plasticidad, respectivamente. Además, se reconocen intercalaciones finas de arcillas de baja-media plasticidad. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) varían entre 5,1-86%, achacables los más bajos a las texturas granulares y los más altos a los suelos en los que impera la fracción inferior a 0,08 m. Todo ello pone de manifiesto que esta Subzona está representada por depósitos granulares incoherentes con matriz arcillo limosa y con intercalaciones decimétricas a modo de bolsa o lentejón en las que predominan suelos iguales a dicha matriz.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 8 y rechazo, correspondiendo los valores más bajos (consistencia media) a los suelos con predominio de la fracción arcillosa y los más altos (compacidad de media a compacta) a los suelos predominantes constituidos principalmente por la fracción de tamaños de partículas superiores 0,08 mm; si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 25 (compacidad media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,0 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0 y 0,3 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 25 y 38° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas combinaciones texturales de los suelos que representan a esta Subzona; lógicamente la cohesión nula corresponde a suelos esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 25°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,3 y 0,7 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, arrojan valores entre 1,2 y 3,0 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte el coeficiente de balasto - sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- varía entre 6 y 11 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con heterogeneidad geotécnica que presenta esta Subzona. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; No obstante, en esta Subzona en particular no es preciso adoptar ninguna medida especial en cuanto a agresividad química; se establece una Clase de exposición para el hormigón de la obra subterránea IIa (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, el coeficiente de terreno varía entre 1.3 y 1.6 (Fig. 117), obtenido como el valor medio al ponderar los coeficientes de terreno de cada estrato con su espesor en los treinta primeros metros; según los valores obtenidos se puede clasificar como terreno tipo II o III. La aceleración sísmica de cálculo varía entre 0,24 y 0,27 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118), resultantes de multiplicar la aceleración básica por el coeficiente de amplificación y la densidad natural del terreno. En lo que respecta al

coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), varía entre 1,02 y 1,16 (Fig. 119) en el primer caso y entre 1,01 y 1,09 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan un rango de variación entre 269-340 m/s (Fig. 132), valores acordes con la NCSE-02, y el módulo de cizalla máximo entre 13.000-22.000 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133). En todos los parámetros dinámicos, los valores menores corresponden a suelos preponderantemente granulares groseros y los mayores a los de tamaño de partícula en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas), excepto la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo donde los parámetros varían justamente al contrario, cuestión lógica ya que a mayor consistencia y/o compacidad mayor velocidad de las ondas  $V_s$  y  $G_{max}$ . Aunque según la NCSE-02 los valores de velocidades deben de ser algo superiores, cuestión que deberá comprobarse con ensayos geofísicos tipo cross-hole, down-hole o up-hole.

- Coluvial de la Formación Alhambra (3.2.): constituido indistintamente por arcillas marrón rojizas con cantos; limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema y grises.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 49):

**Tabla 49.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Coluvial de la Formación Alhambra (3.2)**

COLUVIAL DE LA FORMACIÓN ALHAMBRA (3.2)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,3	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,6
$K_{s1}$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	6	c (Coeficiente de Terreno)	1,5
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,2	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,26
$\Phi$ (º)	29,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,13
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,08
$N_{spt}$	15,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	280
LL (%)	27,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	16.500
LP (%)	17,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	10,0	USCS	SC, SM, GW-GM, GC, GP-GC, GM, GP-GM, CL, ML
#200 ASTM (% que pasa)	3,0-85	Prof_Cim (m)	2,6

Esta Subzona se caracteriza por alternancias irregularmente repartidas de episodios finos arcillosos y limosos mezclados con materiales granulares; se pueden clasificar como CL, ML, SC, SM, GW-GM, GC, GP-GC, GM y GP-GM. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) varían entre 3-85%, achacables los más bajos a las texturas granulares y los más altos a los suelos en los que impera la fracción inferior a 0,08 m. Todo ello pone de manifiesto que esta Subzona está representada por depósitos granulares incoherentes que alternan con suelos finos arcillosos y limosos con algo de material granular.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 8 y 30, correspondiendo los valores más bajos (consistencia media) a los suelos con predominio de la fracción arcillosa y los más altos (compacidad de media a compacta) a los suelos predominantes constituidos principalmente por la fracción de tamaños de partículas superiores 0,08 mm; si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 15 (consistencia/compacidad media/media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,0 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0 y 0,5 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 15 y 36° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas combinaciones texturales de los suelos que representan a esta Subzona; lógicamente la cohesión nula corresponde a suelos esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 15°. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, arrojan valores entre 0,7 y 2,0 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte el coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- varía entre 3 y 8 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con heterogeneidad geotécnica que presenta esta Subzona. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; No obstante, en esta Subzona en particular no es preciso adoptar ninguna medida especial en cuanto a agresividad química; se establece una Clase de exposición para el hormigón de la obra subterránea IIa (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, el coeficiente de terreno varía entre 1.4 y 1.6 (Fig. 117), obtenido como el valor medio al ponderar los coeficientes de terreno de cada estrato con su espesor en los treinta primeros metros; según los valores obtenidos se puede clasificar como terreno tipo II o III. La aceleración sísmica de cálculo varía entre 0,25 y 0,27  $m/s^2$  (Fig. 118), resultantes de multiplicar la aceleración básica por el coeficiente de amplificación y la densidad natural del terreno. En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), varía entre 1,07 y 1,16 (Fig. 119) en el primer caso y entre 1,04 y 1,09 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan un rango de variación entre 260-330 m/s (Fig. 132), valores acordes con la NCSE-02, y el módulo de cizalla máximo entre 13.000-21.000  $T/m^2$  (Fig. 133). En todos los parámetros dinámicos, los valores menores corresponden a suelos preponderantemente granulares groseros y los mayores a los de tamaño de partícula en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas), excepto la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo donde los parámetros varían justamente al contrario, cuestión lógica ya que a mayor consistencia y/o compacidad mayor velocidad de las ondas  $V_s$  y  $G_{max}$ .

#### **Zona 4. Paleosuelos (Plio-Pleistoceno)**

Se ha subdividido en tres Subzonas: Paleosuelos Finos (4.1), Paleosuelos Groseros (4.2) y Paleosuelos Fino/Granular (4.3)

La subzona de Paleosuelos Finos (4.1) es la que presenta mayor extensión, detectada en Albolote (sector S del municipio), Peligros (mitad S del municipio), Pulianas, Jun (sector W del municipio), Maracena (totalidad del municipio) y sector NE y NW de la ciudad de Granada. Las otras dos subzonas (4.2 y 4.3) se limitan al borde SW de la localidad de Albolote y mitad SE del polígono industrial Juncaril (Albolote) y sector N de la localidad de Pulianas.

- Paleosuelos Finos (4.1): constituido por arcillas (CL) y arcillas limosas (CL-ML) de tonalidades marrón, crema y marrón-rojiza con material granular (SM, GM) a modo de bolsa o lentejón, existiendo a techo acumulaciones de carbonatos.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 50):

Tabla 50.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Paleosuelos Finos (4.1)

PALEOSUELOS FINOS (4.1)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,2	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,8
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	8	c (Coeficiente de Terreno)	1,6
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,28
$\Phi$ (°)	25,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,13
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,9	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,08
$N_{spt}$	15,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	280
LL (%)	31,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	17.500
LP (%)	18,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila/IIA+Qa/IIa+Qb
IP (%)	13,0	USCS	CL, ML, CL-ML, SC, SM, SC-SM, GW-GC
#200 ASTM (% que pasa)	70,3	Prof_Cim (m)	2,2

Los episodios que se reconocen en esta Subzona, inferidos a partir de granulometría por tamizado y límites de Atterberg, son preponderantemente finos representados por arcillas inorgánicas de baja-media plasticidad; también aparecen episodios de limos inorgánicos de baja-media compresibilidad y mezcla de ambos; además existen intercalaciones granulares de arenas y gravas. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 70%. Todo ello pone de manifiesto que en esta Subzona son predominantes las formaciones de suelos finos arcillosos, limosos o arcillo-limosos.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 8 y 30, en función de la proporción de arena y/o grava, lo que permite establecer consistencias media-firme, si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 15 (consistencia media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,1 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,05 y 1,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 10 y 33° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas

intercalaciones con variables textura; lógicamente las cohesiones más bajas corresponden a intercalaciones o lentejones esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los  $10^\circ$ . Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,05 y 1,7  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 1,2  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 8  $\text{Kg}/\text{cm}^3$  (Fig. 116), parámetros que también son acordes con suelos finos arcillosos y/o limosos. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Subzona en particular, el uso de cementos sulforesistentes (SR) queda limitado al sector W, SW y SE de la localidad de Albolote (Fig. 112), debiendo adoptar en estas áreas una calase de exposición IIa+Qb (EHE-08) y IIa+Qa en el caso del sector de Maracena, para el resto de la Subzona se recomienda una clase de exposición IIa. En todos los casos, deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento ( $\text{Kg}/\text{m}^3$ ), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,6 (Terreno tipo III) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,28  $\text{m}/\text{s}^2$  (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,13 (Fig. 119) en el primer caso y 1,08 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores que varían entre 260-330  $\text{m}/\text{s}$  (Fig. 132) y el módulo de cizalla máximo entre 15.000-19.800  $\text{T}/\text{m}^2$  (Fig. 133). Todos los parámetros dinámicos son acordes con suelos en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas), observándose que cuanto menor sea la consistencia mayor será el valor de

dichos parámetros excepto en el caso de la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo que varían justamente al contrario.

- Paleosuelos Groseros (4.2): constituidos por arenas, gravas, cantos y bolos en matriz limo arenosa de tonalidad blanquecina (SM, GM) y arenas limosas con arcilla (SM, SC), el conjunto presenta tonalidad rojiza y anaranjada.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 51):

Tabla 51.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Paleosuelos Groseros (4.2)

PALEOSUELOS GROSEROS (4.2)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2,0	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,7
$K_{s1}$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	6	c (Coeficiente de Terreno)	1,5
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0-0,2	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,26
$\Phi$ (º)	30,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,13
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,08
$N_{spt}$	25,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	300
LL (%)	NP-37	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	19.000
LP (%)	NP-17	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila/Ila+Qb
IP (%)	0-20,3	USCS	SC-SM, CL, GC-GM
#200 ASTM (% que pasa)	15-90	Prof_Cim (m)	1,0-9,0

Los episodios que se reconocen en esta Subzona son preponderantemente granulares constituidos por arenas y gravas con matriz limosa y/o arcillosa, de baja-media compresibilidad y baja-media plasticidad, respectivamente. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 15%. Todo ello pone de manifiesto que esta Subzona está representada por depósitos aluviales incoherentes aunque pueden aparecer intercalaciones decimétricas a modo de bolsa o lentejón de suelos finos arcillosos y/o limosos.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 20 y 30, correspondiendo los valores más bajos (compacidad media) a los suelos con predominio de la fracción arenosa y los más altos (compacidad compacta) a los suelos constituidos principalmente por la fracción de tamaños de partículas superiores 5 mm; si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 25 (compacidad media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,1 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión (Fig. 114) y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero, aunque la matriz está constituida por suelos coherentes (en ocasiones inferior al 15%) y pueden existir intercalaciones decimétricas finas, el predominio de la fracción gruesa implica adoptar un modelo conservador con cohesión nula asignándole únicamente valores de  $\phi$  entre 25 y 30° (Fig. 115), rango de variación que pone nuevamente de manifiesto la variabilidad textural, de arenas a gravas. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asentos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 2,0 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 6 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116). Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Subzona en particular, existen algunos sectores donde es preciso adoptar una clase de exposición IIa+Qb (EHE-08), que implica utilizar cementos sulforresistentes (SR); en el resto de los casos se puede considerar un ambiente normal de humedad alta, IIa (EHE-08). Cada clase de exposición deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo que respecta a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,5 (Terreno tipo II) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,26 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,13 (Fig. 119) en el primer caso y 1,08 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores en torno a 300 m/s (Fig. 132); el módulo de cizalla máximo se estima en unas

19.000 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133). Todos los parámetros son acordes con un suelo constituido principalmente por arenas y gravas de compacidad media, aunque según la NCSE-02 los valores de velocidades deben de ser algo superiores, cuestión que deberá comprobarse con ensayos geofísicos tipo cross-hold, down-hold o up-hold.

- Paleosuelos Fino/Granular (4.3): representado por alternancias de los suelos de las dos Subzonas anteriores.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 52):

**Tabla 52.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Paleosuelos Fino/Granular (4.3)**

PALEOSUELOS FINO/GRANULAR (4.3)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,0	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,1
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	6	c (Coeficiente de Terreno)	1,4
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0-0,2	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,24
$\Phi$ (°)	28,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,07
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,05
$N_{spt}$	20,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	300
LL (%)	35,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	18.500
LP (%)	17,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	18,0	USCS	CL, GC
#200 ASTM (% que pasa)	13-90	Prof_Cim (m)	1,7

Los episodios que se reconocen en esta Subzona limitados a un pequeño sector al NW de la localidad de Pulianas, son alternancias con repartición irregular, en algunos casos a modo de bolsa o lentejón, de niveles finos arcillosos de baja-media plasticidad y de niveles granulares de gravas arcillosas. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 85% para los niveles coherentes y 14% para los

preponderantemente granulares. Todo ello pone de manifiesto que en esta Subzona pueden aparecer indistintamente los paleosuelos finos o groseros y mezcla de ambas texturas.

En lo referente a las propiedades mecánicas el valor de  $N_{SP\tau}$  más característico se encuentra en torno a 20 (consistencia/compacidad, firme/media), si bien, los suelos en los que predomina la fracción arcillosa pueden presentar valores en torno a 10 (consistencia media) y los preponderantemente granulares valores en torno a 30 (compacidad media-compacta), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 1,9 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0 y 0,2 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 25 y 33° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas variaciones texturales; lógicamente las cohesiones nulas corresponden niveles esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 25°. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asentamientos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 1,0 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 6 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros suficientemente conservadores para este sector de tan variable textura y propiedades mecánico-geotécnicas. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Subzona en particular no es preciso adoptar ninguna medida especial con el hormigón; como clase de exposición se establece un ambiente IIa (EHE-08), que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máxima relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,4 (Terreno tipo II) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,24 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de

riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,07 (Fig. 119) en el primer caso y 1,05 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores característicos en torno a 300 m/s (Fig. 132); el módulo de cizalla máximo se estima en unas 18.500 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133).

### Zona 5. Limos “Cenes - Jun” (Mioceno)

Está constituido por alternancias, irregularmente repartidas, de limos, arcillas y arcillas limosas marrón rojizas y cremas con intercalaciones granulares. A techo aparecen acumulaciones de carbonatos, si bien pueden existir niveles cementados a diferentes profundidades.

Este material se ha detectado en el sector N del municipio de Jun; es una franja de dirección NW-SE que se extiende hacia Cenes de la Vega.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 53):

**Tabla 53.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Zona Limos “Cenes Jun” (5.0)**

LIMOS “CENES-JUN” (5.0)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,3	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,1
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	6	c (Coeficiente de Terreno)	1,6
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,8	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,26
$\Phi$ (°)	15,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,17
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	2,0	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,11
$N_{spt}$	15,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	280
LL (%)	40,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	14.500
LP (%)	16,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	24,0	USCS	ML, CL, GM, SM
#200 ASTM (% que pasa)	13-90	Prof_Cim (m)	1,0

Los episodios que se reconocen en esta Zona, inferidos a partir de granulometría por tamizado y límites de Atterberg, son preponderantemente finos representados por limos inorgánicos de baja-media compresibilidad (ML) y arcillas inorgánicas de baja-media plasticidad (CL); además existen intercalaciones granulares de arenas y gravas (GM, SM). Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 90% bajando hasta un 13% en el caso de los lentejones groseros. Todo ello pone de manifiesto que en esta Zona son predominantes las formaciones de suelos finos arcillosos, limosos o arcillo-limosos (CL-ML).

En lo referente a las propiedades mecánicas el valor de  $N_{SPT}$  se encuentra en torno a 15 (consistencia media), como más característico, valor que puede ser más elevado dependiendo de la proporción de arena y/o grava, lo que permite establecer consistencias media-firme, acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,0 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,1 y 0,8 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 15 y 27° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas intercalaciones con variables textura; lógicamente las cohesiones más bajas corresponden a lentejones esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanza en algunos casos los 15°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,05 y 0,6 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asentos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 1,3 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 6 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con suelos finos arcillosos y/o limosos. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Zona en particular, puede adoptarse una clase de exposición IIa (EHE-08), por lo que no es preciso tomar medidas excepcionales en cuanto al cemento a emplear. No obstante, en algunos sectores se denota la presencia de cristales de yeso diseminado, que conlleva el uso de cementos sulforesistentes (SR) debiendo adoptar una calase de exposición IIa+Qb (EHE-08). En todos los casos, deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,6 (Terreno tipo III) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,26 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118). En

lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,17 (Fig. 119) en el primer caso y 1,11 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores que varían entre 250-310 m/s (Fig. 132) y el módulo de cizalla entre 11.000-18.000 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133). Todos los parámetros dinámicos son acordes con suelos en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas), observándose que cuanto menor sea la consistencia mayor será el valor de dichos parámetros excepto en el caso de la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo que varían justamente al contrario.

**Zona 6. Arcillas, Limos rojos y Conglomerados (Plio-Pleistoceno)**

Está constituido por arcillas y limos marrón rojizos con arena, limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema o arcilla marrón y marrón rojiza.

Este material se ha detectado en la localidad de Pinos Puente y sus alrededores.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 54):

**Tabla 54.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Zona Arcillas, Limos rojos y Conglomerados (6.0)**

ARCILLAS, LIMOS ROJOS Y CONGLOMERADOS (6.0)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,7	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	4	c (Coeficiente de Terreno)	1,6
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,25
$\Phi$ (º)	19,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,15
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,9	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,10
$N_{spt}$	12,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	270
LL (%)	28,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	16.500
LP (%)	14,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	14,0	USCS	CL, CH, ML, CL-ML, GC, GC-GM
#200 ASTM (% que pasa)	7,0-90,0	Prof_Cim (m)	3,0

Los episodios que se reconocen en esta Zona son niveles finos arcillosos de baja-media plasticidad (CL) y localmente alta plasticidad, como ocurre en algunos sectores del municipio de Pinos Puente, limos de baja-media compresibilidad (ML), y combinaciones de éstos (CL-ML); además se detectan intercalaciones de niveles granulares de grava arcillosa (GC) y arcillo limosa (GC-GM). Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se encuentran en torno al 90% para los niveles coherentes y 7% para los preponderantemente granulares. Todo ello pone de manifiesto que esta Zona se caracteriza por suelos en los que impera la fracción menor de 0,08 mm con intercalaciones de niveles granulares.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 5 y 25, correspondiendo los valores más bajos (consistencia blanda-media) a los suelos con predominio de la fracción arcillosa o limosa y los más altos (compacidad media) a los niveles de gravas; si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 12 (consistencia/compacidad, media/media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 2,0 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,2 y 1,2 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 20 y 35° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas variaciones texturales; lógicamente las cohesiones más bajas corresponden a intercalaciones o lentejones esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanzan en algunos casos los 20°. Atendiendo a los valores de compresión simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,2 y 1,5 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 0,7 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 4 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros suficientemente conservadores para estas áreas de tan variable textura y propiedades mecánico-geotécnicas. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Zona en particular, se pueden utilizar cementos ordinarios en el hormigón de la cimentación y muros de sótano; debiéndose adoptar una clase de exposición IIa (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,6 (Terreno tipo III) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a  $0,25 \text{ m/s}^2$  (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,15 (Fig. 119) en el primer caso y 1,10 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores en torno a 250 m/s (Fig. 132), para los suelos finos arcillosos y limosos, y por encima de 300 m/s para los suelos con mayor fracción granular; el módulo de cizalla máximo se estima en unas  $20.000 \text{ T/m}^2$  (Fig. 133) para los suelos de compacidad media-compacta y en torno a  $13.000 \text{ T/m}^2$  para los de consistencia media. Como se puede observar, la variabilidad textural y mecánico-geotécnica queda también reflejada por los parámetros dinámicos.

### **Zona 7. Depósitos Pie de Monte (Pleistoceno)**

Se ha subdividido en dos Subzonas: Depósitos Pie de Monte Fino (7.1) y Depósitos Pie de Monte Grosero (7.2).

La subzona predominante es el Depósito Pie de Monte Grosero (7.2) que se localiza en los núcleos de población y alrededores de Gójar, Otura y la Zubia (Parte media-baja del cono de deyección de la Zubia con vértice en la Fuente del Hervidero). La subzona 7.1 se localiza intercalada en la 7.2, y sector de la localidad de Alhendín y alrededores.

- Depósitos Pie de Monte Finos (7.1): constituido por arcillas y arcillas limosas de tonalidades crema, rosácea y marrón rojiza, con intercalaciones, algunas a modo de bolsa o lentejón, de arenas, gravas y cantos con limos arenosos de iguales tonalidades. Algunos niveles se encuentran parcialmente cementados.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los recogidos en la Tabla 55.

Los episodios que se reconocen en esta Zona, inferidos a partir de granulometría por tamizado y límites de Atterberg, son preponderantemente finos representados por limos inorgánicos de baja-media compresibilidad (ML) y arcillas inorgánicas de baja-media plasticidad (CL); además existen intercalaciones granulares de arenas y gravas (GM, GC, GP-GM, SM, SC). Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) más característicos se

encuentran en torno al 90% bajando hasta un 7 % en el caso de los lentejones groseros. Todo ello pone de manifiesto que en esta Subzona son predominantes las fracciones de partículas inferiores a 0,08 mm, arcillosas, limosas o arcillo-limosas (CL-ML).

**Tabla 55.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Depósitos de Pie de Monte finos (7.1)**

DEPÓSITOS DE PIE DE MONTE FINOS (7.1)			
PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS	PARÁMETRO	VALORES CARACTERÍSTICOS
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1,6	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,7
$K_{s1}$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	6	c (Coeficiente de Terreno)	1,5
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,4	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,27
$\Phi$ (°)	25,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,14
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,9	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,08
$N_{spt}$	19,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	300
LL (%)	32,0	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	17.500
LP (%)	24,0	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	8,0	USCS	CL, ML, CL-ML, GC, GP-GM, SM, SC
#200 ASTM (% que pasa)	7,0-90,0	Prof_Cim (m)	1,5

En lo referente a las propiedades mecánicas el valor de  $N_{SPT}$  se encuentra en torno a 19 (consistencia firme), como más característico, valor que puede ser más elevado dependiendo de la proporción de arena y/o grava (alrededor de 30), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,8 y 1,9 T/m<sup>3</sup> (Fig. 113). En relación con los parámetros de cohesión y rozamiento en condiciones sin drenaje, en el primero los valores oscilan entre 0,2 y 0,5 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 114), y entre 15 y 30° (Fig. 115) los segundos, resultantes de las numerosas intercalaciones con variables textura; lógicamente las cohesiones más bajas corresponden a lentejones esencialmente granulares a los que van asociados la gama de ángulos de rozamiento interno mayores, mientras que las cohesiones más elevadas se asocian a los niveles preponderantemente finos en los cuales, a su vez, el valor de  $\phi$  alcanza en algunos casos los 15°. Atendiendo a los valores de compresión

simple, se deducen cohesiones, también en condiciones sin drenaje, entre 0,3 y 0,6 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo ésta última a los suelos finos con mayor contenido en arcilla sin saturar. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asentos, se puede contar con una tensión admisible más característica en torno a 1,6 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte, como coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- se puede adoptar un valor de 6 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con suelos finos arcillosos y/o limosos de esta naturaleza. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; en esta Zona en particular, puede adoptarse una clase de exposición IIa (EHE-08), por lo que no es preciso tomar medidas excepcionales en cuanto al cemento a emplear. No obstante, en algunos sectores al S de la localidad de Alhendín y W de Otura, los análisis químicos muestran una agresividad química media que conlleva el uso de cementos sulforesistentes (SR) debiendo adoptar una calase de exposición IIa+Qb (EHE-08). En todos los casos, deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, como coeficiente de terreno más característico puede adoptarse un valor de 1,6 (Terreno tipo III) -Fig. 117-. La aceleración sísmica de cálculo se establece en torno a 0,27 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118). En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), se puede fijar en 1,14 (Fig. 119) en el primer caso y 1,08 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan valores que varían entre 286-327 m/s (Fig. 132) y el módulo de cizalla máximo entre 15.000-19.800 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133). Todos los parámetros dinámicos son acordes con suelos en los que impera la fracción inferior a 0,08 mm (limos y arcillas), observándose que cuanto menor sea la consistencia mayor será el valor de dichos parámetros excepto en el caso de la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo que varían justamente al contrario.

- Depósitos Pie de Monte Grosero (7.2): constituido por arenas, gravas y cantos de tonalidad crema cementados por carbonatos existiendo a techo niveles centimétricos de costras calizas tipo caliche.

Como parámetros geotécnicos más característicos se pueden establecer los siguientes (Tabla 56):

**Tabla 56.- Parámetros geotécnicos característicos correspondientes a la Subzona Depósitos de Pie de Monte Groseros (7.2)**

<b>DEPÓSITOS PIE DE MONTE GROSERO (7.2)</b>			
<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>	<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALORES CARACTERÍSTICOS</b>
$\sigma_{adm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1.5	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	-
$Ks_1$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	8	c (Coeficiente de Terreno)	1,4
c (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,0	$a_c$ (aceleración sísmica de cálculo)	0,26
$\Phi$ (º)	33,0	S (Coeficiente de Amplificación, $\rho=1$ )	1,09
$\gamma$ natural (T/m <sup>3</sup> )	1,8	S (Coeficiente de Amplificación $\rho=1.3$ )	1,05
$N_{spt}$	28,0	$v_s$ (velocidad de las ondas de cizalla, m/s)	340
LL (%)	NP	$G_{max}$ (módulo de cizalla máximo, T/m <sup>2</sup> )	19.500
LP (%)	NP	C.E. (Clase de Exposición, EHE-08)	Ila
IP (%)	-	USCS	SM, SW-SM, GM, GW-GM,
#200 ASTM (% que pasa)	7,0-31,0	Prof_Cim (m)	1,2

Esta Subzona se caracteriza por episodios preponderantemente granulares constituidos por arenas (SM, SW-SM) y gravas (GM, GW-GM) generalmente bien gradadas, aunque también pueden encontrarse mal graduadas, con matriz limosa de baja-media compresibilidad. Los contenidos en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM) varían entre 7-31%. Todo ello pone de manifiesto que esta Subzona está representada por depósitos granulares incoherentes con matriz limosa.

En lo referente a las propiedades mecánicas los valores de  $N_{SPT}$  varían entre 10 y 40, correspondiendo los valores más bajos (compacidad suelta-media) a los suelos con mayor proporción de arenas y matriz limosa; conforme se incrementan los valores de N también lo hace el contenido en fracción granular grosera (compacidad de media a compacta); si bien como valor característico se puede adoptar un  $N_{SPT}$  de 28 (compacidad media), acordes con los resultados de las densidades naturales que varían entre 1,7 y 1,9 T/m<sup>3</sup> (Fig.

113). En relación con los parámetros de cohesión (Fig. 114) y rozamiento en condiciones sin drenaje, se trata de suelos no cohesivos con ángulos de rozamiento interno entre 30 y 38° (Fig. 115), manifestándose por tanto un predominio de textura granular de arenas y gravas en matriz limosa. Como resultado de los parámetros anteriores, y de los diferentes modelos estratigráficos, los cálculos de la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, arrojan valores entre 1,0 y 2,0 kg/cm<sup>2</sup>, por otra parte el coeficiente de balasto -sobre placa de pie<sup>2</sup> a través de correlaciones empíricas (JIMÉNEZ SALAS J. A., 1980)- varía entre 4 y 12 Kg/cm<sup>3</sup> (Fig. 116), parámetros que también son acordes con la heterogeneidad geotécnica que presenta esta Subzona. Por último, en lo referente a las condiciones de agresividad del suelo o del agua freática en su caso, al hormigón de la cimentación y muros de contención de sótanos o semisótanos, de existir se debe a la presencia de sulfatos solubles; no obstante, en esta Subzona en particular no es preciso adoptar ninguna medida especial en cuanto a agresividad química; se establece una Clase de exposición para el hormigón de la obra subterránea IIa (EHE-08) que deberá tenerse en cuenta a la hora de establecer la resistencia característica de proyecto, contenido mínimo de cemento (Kg/m<sup>3</sup>), máximo relación agua/cemento y recubrimiento mínimo de armaduras (mm).

En lo referente a parámetros sísmicos, calculados según la NCSE-02, el coeficiente de terreno varía entre 1.3 y 1.6 (Fig. 117), obtenido como el valor medio al ponderar los coeficientes de terreno de cada estrato con su espesor en los treinta primeros metros; según los valores obtenidos se puede clasificar como terreno tipo II o III. La aceleración sísmica de cálculo varía entre 0,24 y 0,28 m/s<sup>2</sup> (Fig. 118), resultantes de multiplicar la aceleración básica por el coeficiente de amplificación y la densidad natural del terreno. En lo que respecta al coeficiente de amplificación, tanto para obras de importancia normal (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1$ ) como para obras de importancia especial (coeficiente adimensional de riesgo,  $\rho=1,3$ ), varía entre 1,02 y 1,15 (Fig. 119) en el primer caso y entre 1,01 y 1,08 (Fig. 120) en el segundo. Las velocidades de las ondas de cizalla presentan un rango de variación entre 300-350 m/s (Fig. 132), valores algo bajos, en el caso de los mayores, respecto a los que marca la NCSE-02 para un terreno tipo II , y el módulo de cizalla máximo entre 16.800-22.000 T/m<sup>2</sup> (Fig. 133). En todos los parámetros dinámicos, los valores menores corresponden a suelos preponderantemente granulares groseros y los mayores a los que presentan mayor proporción de matriz limosa, excepto la velocidad de las ondas de cizalla y el módulo cizalla máximo donde los parámetros varían justamente al contrario, cuestión lógica ya que a mayor consistencia y/o compacidad mayor velocidad de las ondas  $V_s$  y  $G_{max}$ .

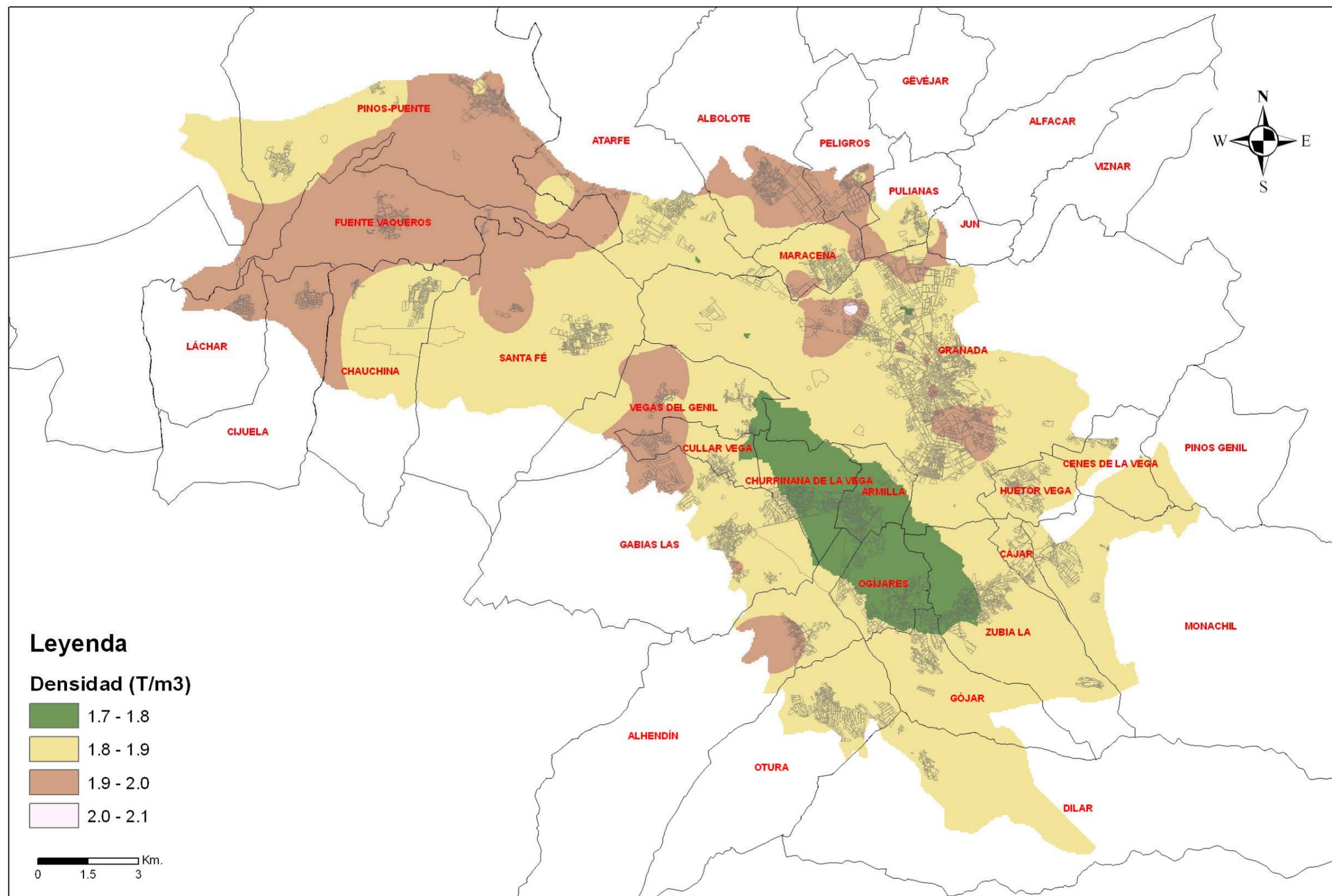


Fig. 113.- Densidad natural más característica del material portante

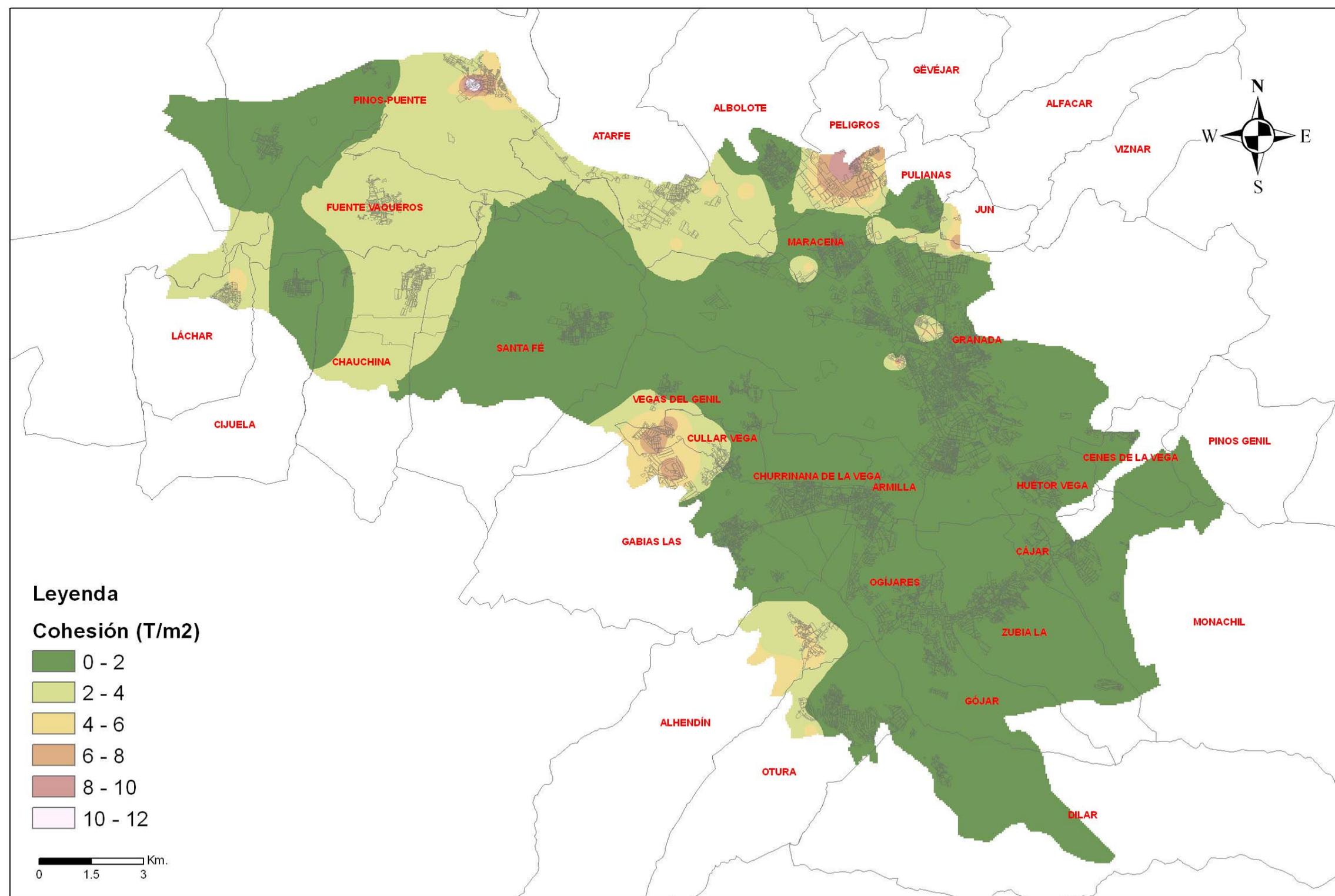


Fig. 114.- Cohesión más característica del material portante

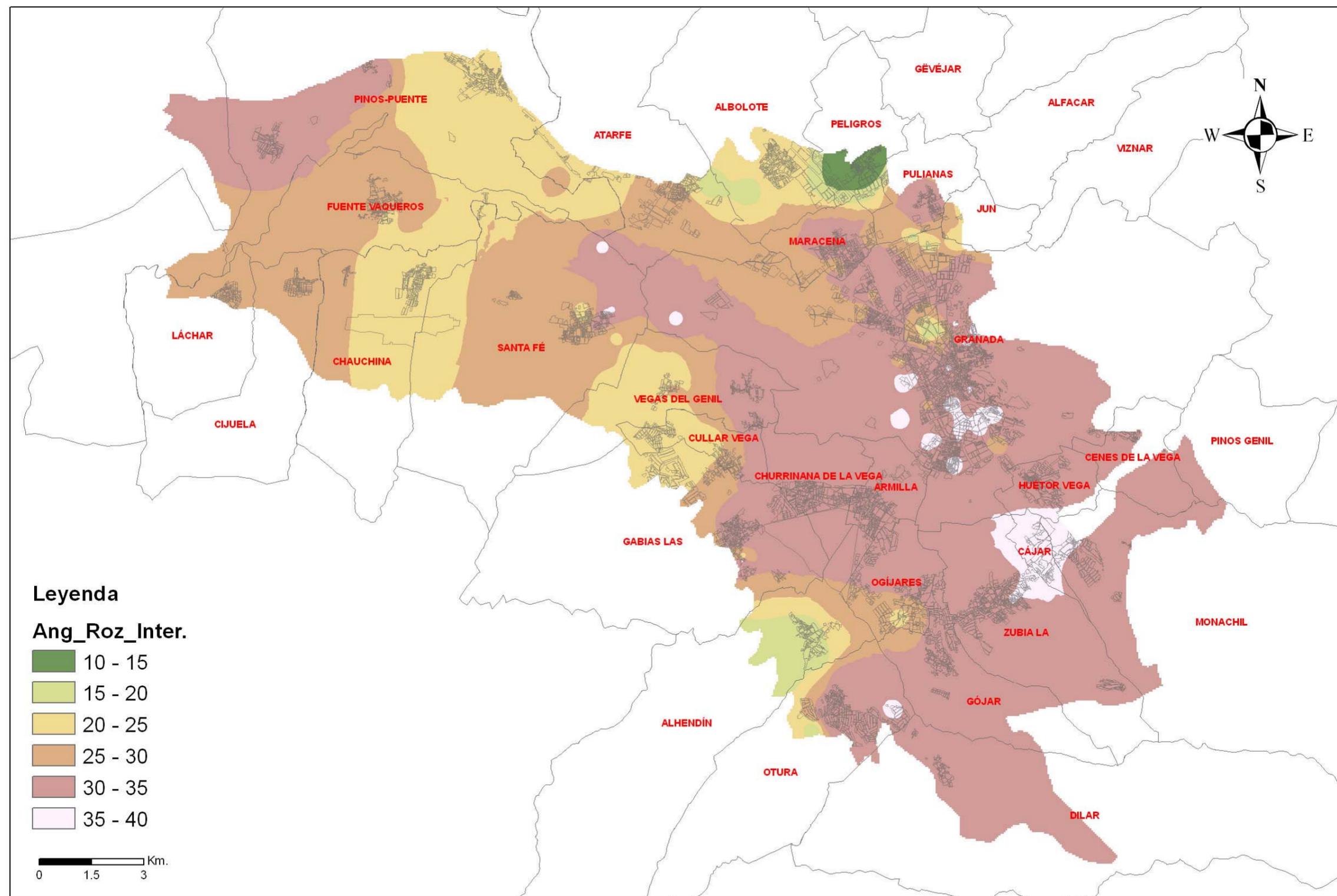


Fig. 115.- Ángulo de rozamiento interno más característico del material portante

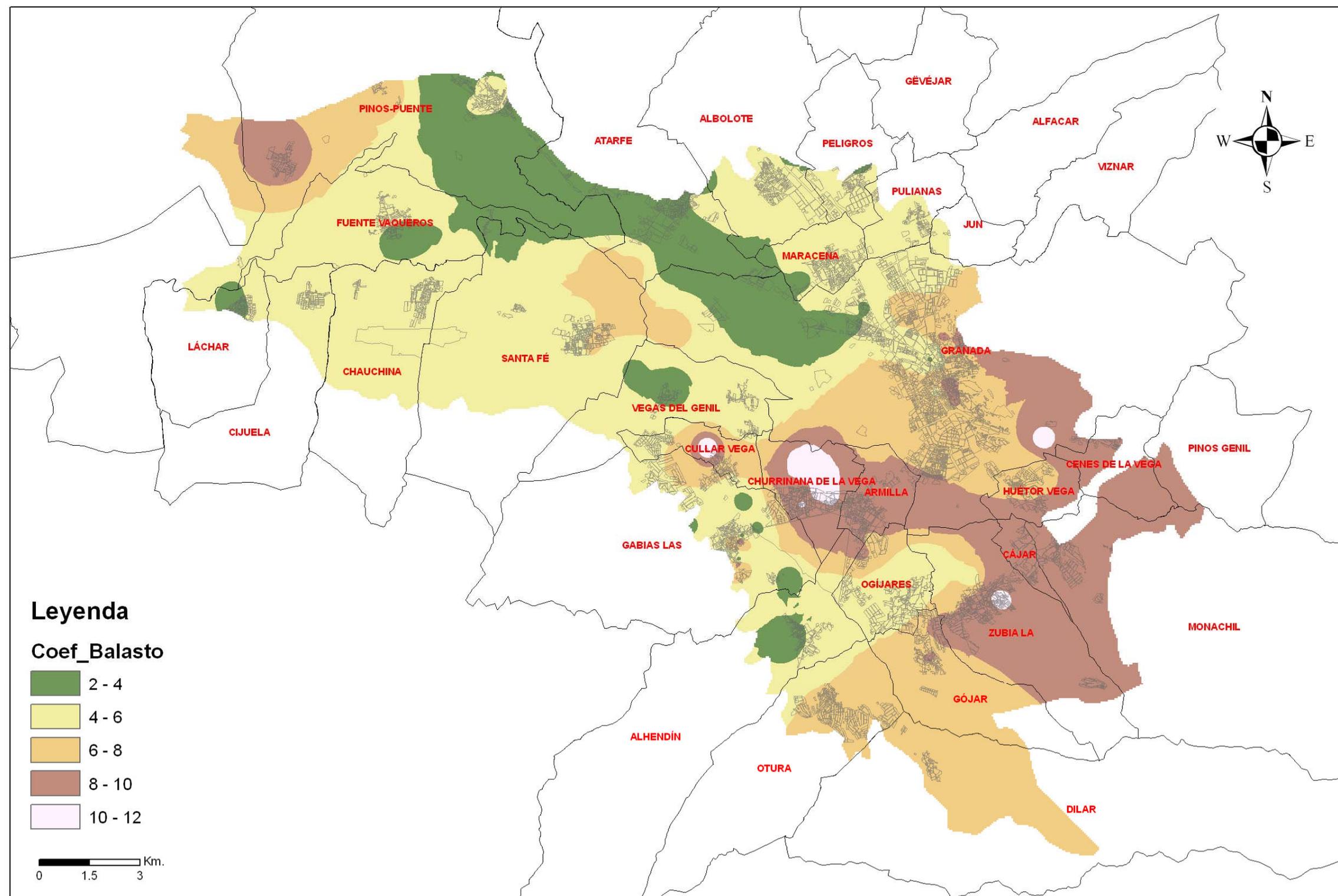


Fig. 116.- Coeficiente de Balasto (sobre placa de  $\text{pie}^2$ ) más característico del material portante

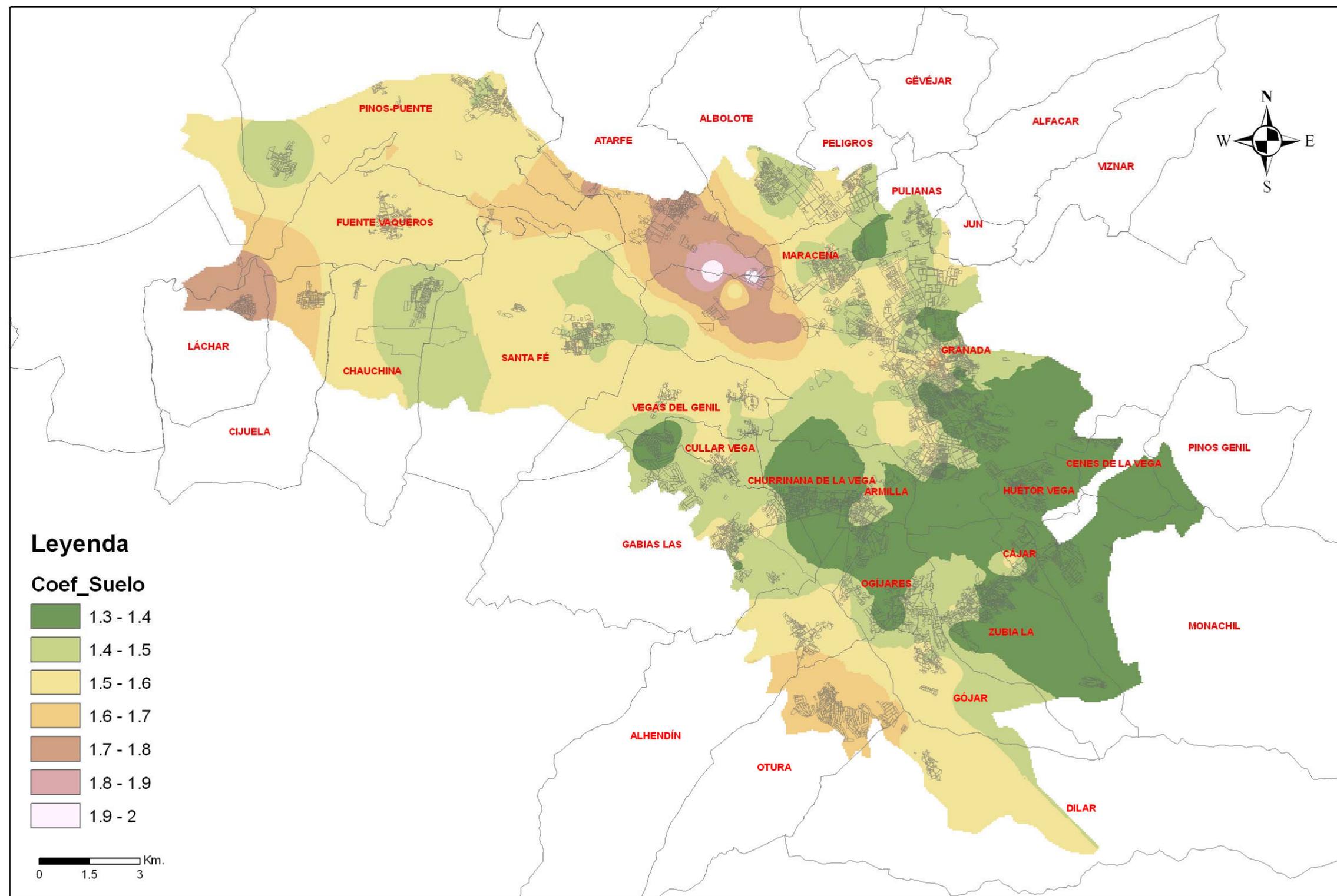


Fig. 117.- Coeficiente de terreno medio calculado según la NCSE-02

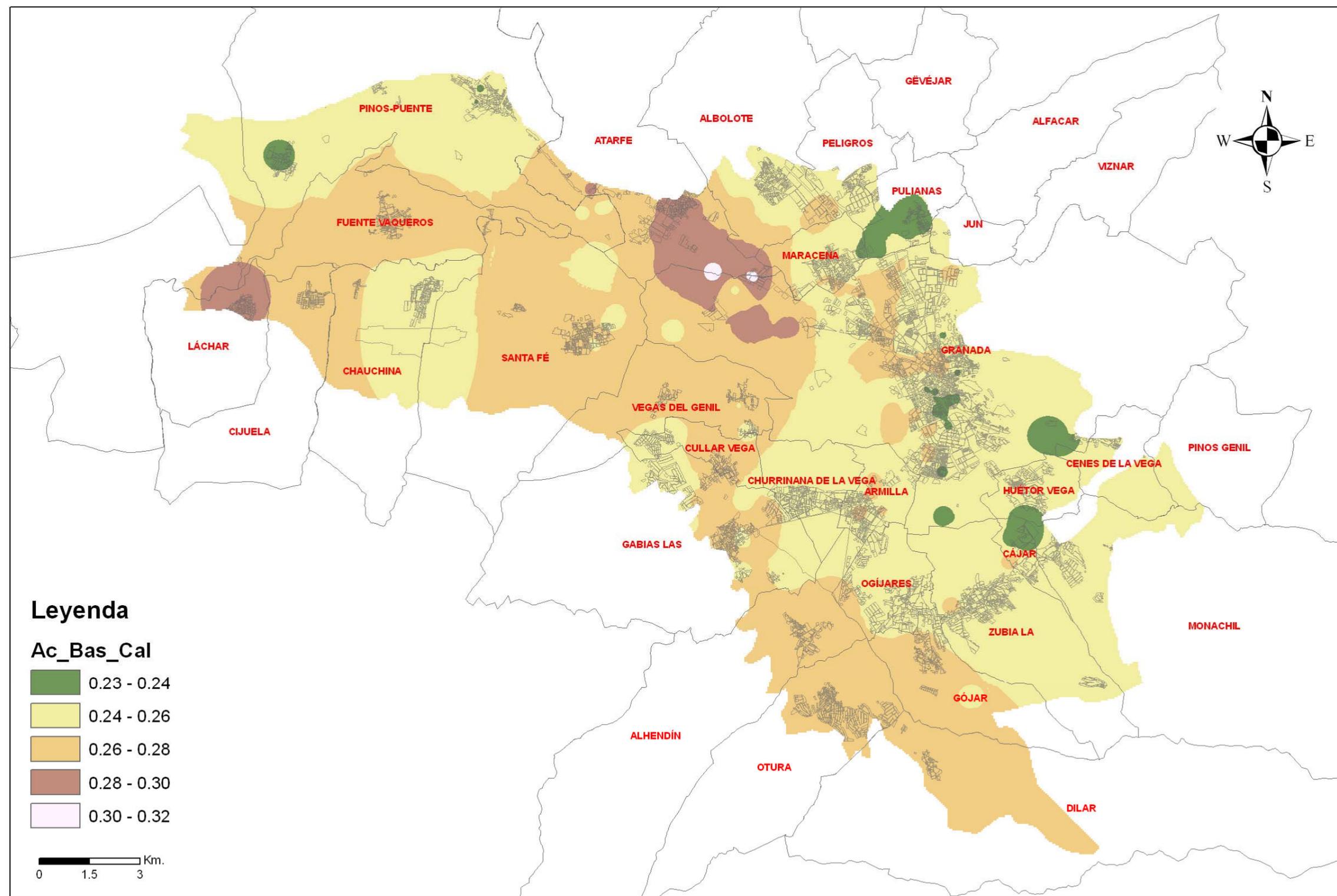


Fig. 118.- Aceleración de cálculo obtenida a partir del coeficiente adimensional de riesgo, la aceleración básica y el coeficiente de terreno (formulación de NCSE-02)

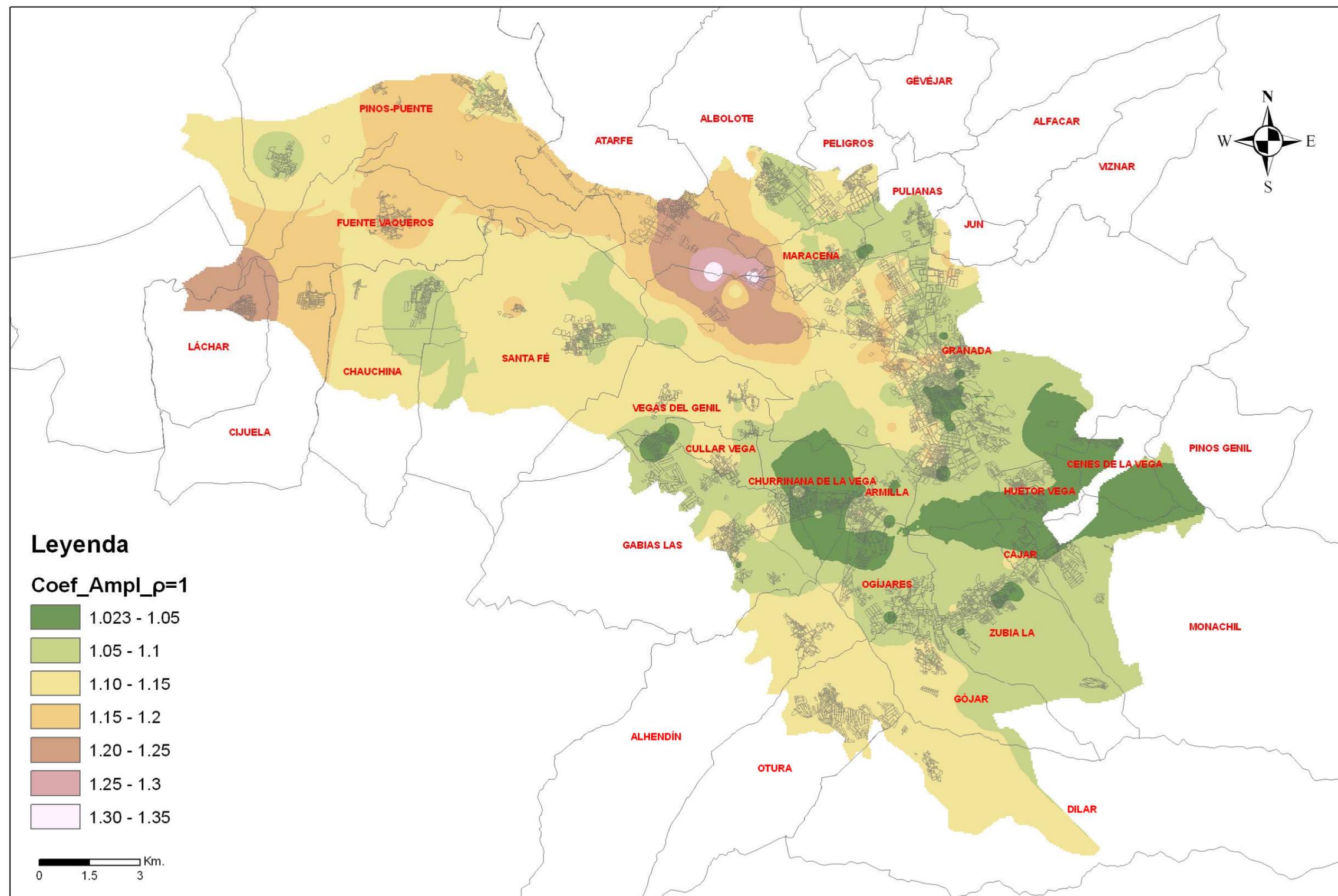


Fig. 119.- Coeficiente de amplificación para un coeficiente adimensional de riesgo  $p=1$

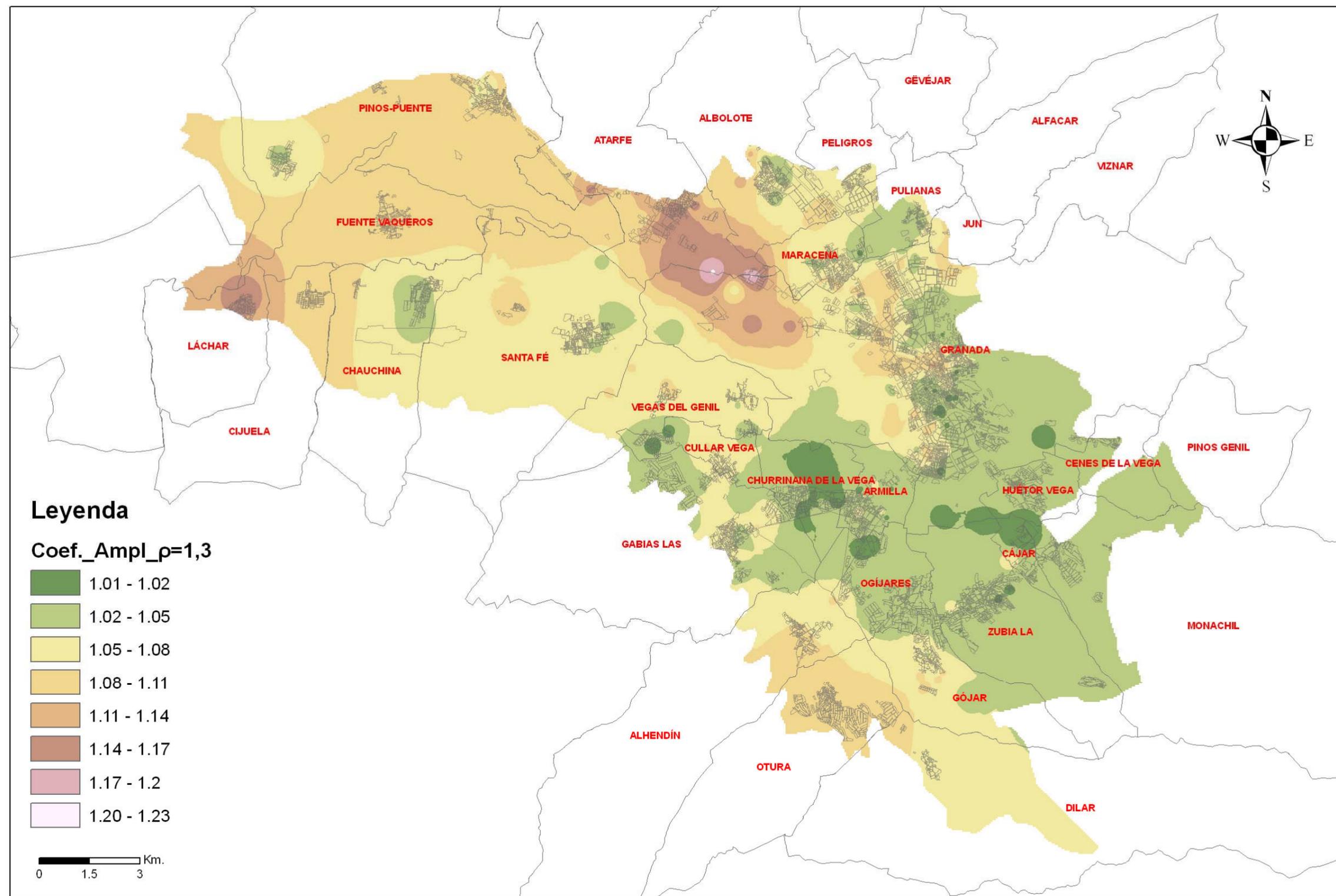


Fig. 120.- Coeficiente de amplificación para un coeficiente adimensional de riesgo  $\rho=1,3$

### **VI.2.2. Profundidad y tipo de cimentación. Tensión Admisible. Profundidad del nivel piezométrico**

La profundidad de cimentación viene definida por la cota a la que se localiza el suelo portante competente de cada Zona o Subzona. Para lo cual, utilizando la Base de Datos, a partir de las columnas litoestratigráficas de cada uno de los sondeos, ensayos de penetración dinámica y calcatas de reconocimiento, se han extraído los espesores de relleno antrópico (Fig. 121), suelo vegetal y/o edáfico (tanto actual (Fig. 122) como antiguo (Fig. 123), este último normalmente por bajo del relleno antrópico) y de suelos naturales de muy baja consistencia y/o compacidad (Fig. 124); es decir materiales que, por su naturaleza, bajo e irregular grado de compactación y/o escasa competencia, no presentan suficientes garantías para servir de apoyo de una cimentación directa. Además de la localización y cuantificación de estos tipos de materiales es importante conocer la posición del nivel piezométrico (Fig. 125) y sus fluctuaciones ya que ello tiene especial importancia en la decisión de ejecutar sótanos y consecuentemente en establecer el nivel de cimentación (Fig. 126); además influye en gran medida en el modelo mecánico geotécnico, y consecuentemente en las condiciones de cimentación y obras de contención, en su caso, más adecuadas que aseguren la estabilidad de la superestructura y la total estanqueidad de posibles sótanos o semisótanos. Todo ello a través de parámetros conservadores a la hora de limitar la tensión admisible tanto por hundimiento como por asientos (Fig. 127) que será determinante en el dimensionamiento de la cimentación prefijada (Fig. 128) en el modelo de cálculo, tanto para acciones permanentes (cargas propias y sobrecargas de uso) como para accidentales (viento y sismo).

A continuación se describen y analizan los aspectos anteriormente indicados distinguiéndolos, para mejor comprensión del lector, por las Zonas y/o Subzonas establecidas en el apartado anterior.

#### **Zona 1. Aluvial (Cuaternario)**

##### **- Aluvial Fino (1.1.):**

Comprende la totalidad del área 3 (Fig. 111), constituido por arcillas, limos, arcillas limosas y limos arcillosos de tonalidades crema, marrón, marrón rojiza y marrón amarillenta, existiendo pequeñas intercalaciones granulares. Este material se ha detectado en los términos municipales de Atarfe (borde SW, carretera hacia Pinos Puente), Chauchina (borde N), Cijuela (borde N), Fuente Vaqueros (casi la totalidad, menos borde NW), Láchar (borde N) y Pinos Puente (borde SE).

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades que varían entre 1 y 10 m; siendo predominante una profundidad de 3 m a ambos márgenes del río Genil salvo en el sector de Santa Fé, cuadrante SE, donde las profundidades oscilan entre 6 y 10. Debe añadirse que en la zona de Chauchina y Fuente Vaqueros, en tiempos pasados su localización era aún más elevada hasta el punto que muchos sectores se encontraban inundados constituyendo pequeñas lagunas; esta situación se ha corregido, es decir el descenso de la lámina de agua, mediante obras de drenaje.

Los niveles piezométricos anteriores se refieren a los más elevados previsibles, y si bien con carácter general, es decir, no solamente en esta Subzona, suelen descender en períodos de sequía, en este caso particular se dispone de información en la Base de Datos de situaciones en las que la lámina de agua se encontraba a profundidades superiores. Cabe destacar los períodos comprendidos entre 1979 y mediados de 1995, mediados de 1998 y principios de 2000 y principios de 2005 a 2008 en los que el nivel piezométrico se encontraba por bajo de la cota previsible (incluso en ocasiones no detectado a la máxima profundidad reconocida en los ensayos de campo); así encontramos en el sector de Láchar (unos 7 m más profundo), Santa Fé (4 m), Chauchina (4 m) y Pinos Puente (entre 6-10 m). Estas situaciones que pueden ser repetitivas deberán tenerse en cuenta tanto para establecer el modelo mecánico geotécnicos como las condiciones de cimentación y la posible incorporación al proyecto de obras subterráneas.

El nivel de cimentación mínimo (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente se encuentra entre 0,5 y 2,0 m en los sectores de las localidades de Chauchina, Cijuela y Santa Fé (zona N del casco urbano y sectores W del TM). Entre 2,0 y 4,0 m en Fuente Vaqueros, crta. de Pinos Puente-Atarfe y Láchar. Hacia el W de Atarfe la profundidad puede aumentar hasta los 8,0 m al existir en algunos casos suelos edáficos muy desarrollados (Fig. 122), con espesores en torno a 2,5 m, y por bajo de ellos depósitos aluviales finos de muy baja consistencia (Fig. 124), alcanzando en algunos puntos profundidades de 8 m.

El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, sobre todo donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible que varía entre 0,4 y 1,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127). Los valores más bajos se dan en la Zona Chauchina, Fuente Vaqueros y en el caso particular del sector W de la localidad de Atafe.

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones (Fig. 128) con gran capacidad de reparto y rigidez, tipo losa armada con canto no inferior a 0,70 m. No obstante, existe una franja N-S que parte desde Santa Fé en el que, aunque impera la fracción fina arcillosa, limosa o arcillo limosa, existe mayor proporción granular siendo admisibles también soluciones a base de zapatas corridas o emparrillado.

En el caso particular del sector W de Atarfe y crta. de Pinos Puente-Atarfe deben adoptarse soluciones de cimentación profunda a base de pilotaje trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados (hay penetrometros dinámicos que marcan rechazos con golpes por encima de los 200 tras penetrar 8-10 metros en este material cuando se alcanza niveles de grava) y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 6,0 y 8,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m) cuya solera es aconsejable que se constituya a través de encepar los pilotes con una losa íntimamente unida a los muros de contención a fin de asegurar la estanqueidad de la obra subterránea frente a posibles elevaciones de la cota del agua.

- Aluvial Fino/Granular (1.2.): comprende el área 5, 7, 8 y 17 (Fig. 111), constituido por alternancias, con repartición irregular, de niveles finos limo arcillosos marrones, arcillas limosas marrón rojizas y de niveles granulares de arena, gravilla, gravas con matriz limosa y/o arcillosa de tonalidad gris o limos y arenas limosas de tonalidad marrón. Este material se ha detectado en los términos municipales de Cúllar Vega (casi la totalidad), Las Gabias (borde NE, donde se localizan los núcleos de población), Ogíjares (borde S y SE), Vegas del Genil (bordes E y W) y La Zubia (borde SW).

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades muy variables, entre 9 y 150 m, crecientes de NW a SE; siendo al NW del municipio de Vegas del Genil donde se reconocen las profundidades menores y las mayores en el sector alto de la localidad de Ogíjares y parte baja de la Zubia. Dichos valores de profundidad, a priori, no deben afectar a las construcciones existentes o que se proyecten, a no ser que éstas prevean la ejecución de más de dos sótanos. Además, en NE de Las Gabias pueden existir niveles de agua colgados en lentejones preponderantemente granulares, detectados en los sondeos a profundidades entre 8 - 12 m y 16 -18 m, previsiblemente alimentados por el río Dilar.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 1,0 y 3,0 m. Si bien, en el sector E del casco urbano de Las Gabias se ha detectado una zona singular con gran espesor de relleno (en torno a 9,0 m).

El tipo de terreno condicionan notablemente la tensión admisible ya que esta varía entre 0,5 y 2,5 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127); achacables los más bajos a suelos preponderantemente finos (sector N y NW de Belicena, perteneciente a Vegas del Genil, sector N, NE y NNW de Gabia la Grande y E de Gabia Chica) y los más altas a niveles granulares groseros, fundamentalmente representados en la zona alta de Ogíjares y baja de La Zubia.

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones (Fig. 128) con gran capacidad de reparto y rigidez, tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m. No obstante, en el sector N y NW de Belicena, perteneciente a Vegas del Genil, sector N, NE y WNW de Gabia la Grande y E de Gabia Chica se recomienda únicamente el uso de cimentaciones tipo losa armada, dada la menor tensión admisible que presenta los suelos preponderantemente finos aquí representados; en la mitad W del casco urbano de Gabia la Grande pueden emplearse también zapatas aisladas dado el mayor predominio de fracción gruesa y el consiguiente aumento de la tensión admisible. Además, en el sector E del casco urbano de Gabia la Grande, tal como se ha mencionado anteriormente, se ha detectado una zona singular con gran espesor de relleno (en torno a 9,0 m), que implica la necesidad de utilizar cimentaciones profundas por pilotaje trabajando por punta, en caso de pilotes prefabricados (hay penetrómetros dinámicos que marcan rechazos con golpes por encima de los 200 tras penetrar varios metros en este material) y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 9,0 y 11,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución uno o más sótanos (nivel piezométrico por bajo de 90 m).

- Aluvial Grosero (1.3.): abarca tres áreas (1, 4 y 6), constituido por arenas, gravas, cantos y algún bolo con matriz limo-arenosa gris, existiendo intercalaciones decimétricas, predominantes en los tres primeros metros, de limos arenosos y de arenas finas y medias a modo de bolsa o lentejón. Este material se ha detectado en Armilla (todo el municipio), Atarfe (mitad NW de la localidad), Churriana de la Vega (todo el municipio), Cúllar Vega (borde NE del municipio), Granada (mitad SSE de la ciudad; borde W y NW del municipio), Ogíjares (mitad NW del municipio), Vegas del Genil, La Zubia (borde NNW del

municipio) y en el sector de Zujaira y Valderrubio (ambos pertenecientes al término municipal de Pinos Puente).

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades muy variables, entre 3 y 150 m, crecientes de NW a SE; siendo la mitad W de la localidad de Atarfe donde se reconocen las profundidades menores y las mayores en el sector de Armilla, Churriana de la Vega, Ogíjares y mitad SE de Granada.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 1,5 y 3,0 m. Si bien, hacia el W de Atarfe la profundidad puede aumentar hasta los 8,0 m al existir en algunos casos suelos edáficos muy desarrollados (Fig. 122), con espesores en torno a 2,5 m, y por bajo de ellos depósitos aluviales finos de muy baja consistencia (Fig. 124), alcanzando en algunos puntos profundidades de 8 m.

El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible ya que esta varía entre 0,7 y 3,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127); achacables los más bajos a suelos arenosos con alta proporción de limos (sector W de Atarfe) y los más altos a niveles granulares groseros, fundamentalmente representados en el sector de Armilla, Churriana de la Vega, mitad SE de Granada y sector central de la Vega (al N y NE de Santa Fé).

Es una Subzona de gran extensión por lo que no se puede generalizar una tipo de cimentación para ella. Se recomienda adoptar cualquiera de tipo directo en el sector de Armilla, Churriana de la Vega, La Zubia, Zujaira, Valderrubio y mitad SE de la ciudad de Granada.

En el sector W de Atarfe deben adoptarse soluciones de cimentación profunda a base de pilotaje trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados (hay penetrómetros dinámicos que marcan rechazos con golpes por encima de los 200 tras penetrar varios metros en este material) y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 6,0 y 8,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m) cuya solera es aconsejable que se constituya a través de encepar los pilotes con una losa íntimamente unida a los muros de contención a fin de asegurar la

estanqueidad de la obra subterránea frente a posibles elevaciones de la cota del agua.

En el resto, lo más adecuado es adoptar una cimentación a base de zapata corrida, emparrillado o losa armada, justificadas por la existencia de discontinuidades estratigráficas a causa del aumento de bolsas o lentejones de suelos finos con repartición irregular.

### **Zona 2. Limos, Yesos y Conglomerados (Mioceno)**

Comprende las áreas 16 y 18 (Fig. 111), está constituida por limos, limos arenosos y arcillas de tonalidad gris, crema y crema verdosa con manchas ocre presentando intercalaciones, a modo de bolsa o lentejón, de arenas finas y medias y/o nivel carbonatado, parcialmente cementado. Este material se ha detectado en el sector WNW del núcleo urbano de Otura y en el sector SW de Alhendín.

Los materiales de esta Formación son impermeables. El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a una profundidad en torno a 150 m. Cuestión que no plantea ningún problema en proyectos de edificación.

El nivel de cimentación mínimo (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente se encuentra entre 1,0 y 2,0 m, de forma generalizada.

El tipo de terreno condicionan notablemente la tensión admisible que varía entre 0,6 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127). Los valores más bajos se dan en el sector SW de Alhendín y los más altos, con mayor presencia de arenas finas y medias, en el SW de Otura.

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones (Fig. 128) tipo zapata corrida, emparrillado o losa armada con canto no inferior a 0,70 m, capaces de atemperar los posibles asentamientos diferenciales fruto de las irregularidades mecánico-geotécnicas.

Hay que tener en cuenta que es necesaria la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

### **Zona 3. Formación Alhambra y Coluvial de la F. Alhambra (Plio-Pleistoceno)**

- Formación Alhambra (3.1.): comprende la totalidad del área 14 (Fig. 111), constituida por conglomerados de arenas, gravas, cantos y algún bolo en matriz arenosa con limos y arcillas de tonalidad rojiza. Recorre una franja NNW-SSE en el borde E de la Depresión de Granada, Huétor Vega (casi la totalidad del municipio), Cájar (casi la totalidad del Municipio), Monachil (borde NW).

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades que varían entre 28 y 150 m, crecientes de N a S; siendo el sector de la margen derecha del río Beiro donde se reconocen las profundidades menores, y las mayores en el sector Huétor Vega y Cájar, con valores intermedios en ambos márgenes del río Genil. Si bien, pueden existir niveles de agua colgados ligados a lentejones preponderantemente granulares embebidos en materiales finos en el caso donde el nivel piezométrico se detecta en los sondeos muy por encima de los previstos, como puede ocurrir en el sector Cájar donde puede aparecer agua entre los 16 - 18 m.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 1,5 y 3,0 m. Si bien, en el sector del Campo del Príncipe (Granada) se han detectado espesores de relleno de hasta 5,0 m (Fig. 121), cuyo origen debe estar ligado al cambio brusco de pendiente que se produce en esta zona que constituye una superficie prácticamente horizontal.

Este terreno, en donde la profundidad del nivel piezométrico hace que éste no tenga influencia en sus condiciones geomecánicas, podemos catalogarlo como el más adecuado para cimentar directamente sobre él con tensiones admisibles entre 1,2 y 3,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127); achacables los más bajos a las intercalaciones arcillosas marrón rojizas que presenta esta Formación con repartición irregular; y los más altas a niveles granulares medios y groseros predominantes.

De forma generalizada se puede adoptar cualquier tipo de cimentación directa siempre y cuando pueda ser alcanzado en aquellos puntos donde se detecten rellenos, bien a través de la ejecución de obras subterráneas o de forma directa mediante pozos cuando se sitúe a profundidades no superiores a 2,50 m.

En los casos singulares detectados en el Campo del Príncipe (Granada), de no ejecutarse al menos dos sótanos, deberá proyectarse una cimentación profunda tipo pilotaje, trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados

(hay penetrómetros dinámicos que marcan rechazos tras penetrar varios metros en este material con golpes por encima de los 200) y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 6,0 y 8,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m) cuya solera es aconsejable que se constituya a través de encepar los pilotes con una losa íntimamente unida a los muros de contención a fin de asegurar la estanqueidad de la obra subterránea frente a posibles elevaciones de la cota del agua.

- Coluvial de la Formación Alhambra (3.2.): comprende las áreas 9 y 15 (Fig. 111), constituido indistintamente por arcillas marrón rojizas con cantos; limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema y grises. Se ha detectado en el sector N-Central de la ciudad de Granada y en el SW de ésta.

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades que varían entre 28 y 70 m, siendo el comprendido entre el camino de ronda y la circunvalación, en el área 15.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 1,0 y 3,0 m. Si bien, en un amplio sector del bajo Albaicín (C/ Elvira, SE de Puerta Elvira, carril de la Lona, C/ Puerta de Monaita, callejón del Cenete) se han detectado espesores de relleno de hasta 6,5 m (Fig. 121), cuyo origen debe estar ligado al desarrollo urbanístico de esta zona en donde la pendiente de la ladera se enmascara a través de paratas o abanalamientos originados por desmontes y rellenos vertidos en las partes externas de las plataformas. Además, en sector que va desde la Plaza de la Trinidad hasta C/ Severo Ochoa se han detectado también rellenos con espesores que alcanzan entre 4-5m, especialmente entre la Plaza de los Lobos y la C/ de las Tablas.

En este terreno, donde la profundidad del nivel piezométrico, al igual que como ocurría en la F. Alhambra, hace que no tenga influencia en sus condiciones geomecánicas, al ser un redepósito del anterior, la compacidad disminuye notablemente reduciendo las tensiones admisibles a un rango entre 0,5 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127); achacables las más bajas a niveles preponderantemente finos, en algunos casos afectados por agua procedente de escorrentías subsuperficiales, y las más altas a niveles en los que impera la fracción granular.

Las mayores irregularidades mecánico-geotécnicas se han detectado en el área 15 de esta Subzona por lo que aquí se recomienda adoptar cimentaciones a base de zapatas corridas o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m. Si bien, en aquellos puntos donde los rellenos llegan a alcanzar espesores entre 4-7 m deberá pensarse en cimentaciones profundas mediante pilotaje o bien, alcanzar el suelo portante mediante la ejecución de uno a tres sótanos realizando previamente muros pantalla a base de pilotes o micropilotes que aseguren la estabilidad de los taludes y en su caso de las construcciones medianeras; de darse esta situación la cimentación más recomendada es a base de losa armada sobre el suelo coluvial.

En lo que respecta al área 9 embebida dentro de Subzona 1.3 (Aluvial Grosero), al SSW del casco urbano de Granada, se puede disponer cualquier tipo de cimentación directa dado el mayor predominio de la fracción granular y que la profundidad de cimentación mínima se encuentra entre 0,5 y 2,0 m.

#### **Zona 4. Paleosuelos (Plio-Pleistoceno)**

- Paleosuelos Finos (4.1): constituido por arcillas y arcillas limosas de tonalidades marrón, crema y marrón-rojiza con material granular a modo de bolsa o lentejón, existiendo a techo acumulaciones de carbonatos. Es la que presenta mayor extensión de las Subzonas diferenciadas en esta Zona; se ha reconocido en Albolote (sector S del municipio), Peligros (mitad S del municipio), Pulianas, Jun (sector W del municipio), Maracena (totalidad del municipio) y sector NE y NW de la ciudad de Granada.

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades que varían entre 4 y 30 m, encontrándose las cotas más superficiales en el sector SE de Atarfe y las más profundas hacia la ciudad de Granada, presentando cotas intermedias las localidades de Albolote, Peligros, Maracena y Pulianas. Además, debe contarse con la posibilidad de la existencia de niveles de agua colgados en lentejones preponderantemente granulares embebidos en las masas arcillosas y/o arcillo limosas en el caso donde el nivel piezométrico se detecta en los sondeos muy por encima de los previstos, como puede ocurrir en el sector N de Maracena donde puede aparecer agua entre los 8 - 12 m, siendo el nivel previsto máximo en torno a los 15 m.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra

entre 1,5 y 3,0 m. No obstante, en los sectores de Atarfe (mitad E) y SW de Maracena la profundidad puede aumentar hasta los 4,5-12 m al existir en algunos casos rellenos antrópicos (Fig. 121), con espesores entre 1,0 y 5,0 m, y por bajo de ellos suelos finos de muy baja consistencia (Fig. 124), alcanzando en algunos puntos profundidades de 12 m.

El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, sobre todo donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible que varía entre 0,3 y 2,3 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127). Los valores más bajos coinciden con los sectores donde el nivel piezométrico se encuentra más alto y los suelos presenta mayor proporción de la fracción de partículas de tamaño inferior a 0,08 mm (E y Se de Atarfe y E de La Chana –Granada-); y los más altos son achacables a los sectores que presentan mayor proporción granular y nivel piezométrico más profundo.

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones (Fig. 128) tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con canto no inferior a 0,70 m, que atemperen los posibles asientos, dada la heterogeneidad textural y geomecánica. No obstante, en el sector E del casco urbano de Maracena, N y NE de Granada los suelos finos presentan menor consistencia por lo que el tipo de cimentación se restringe únicamente a losa armada.

En el caso particular de la mitad E de Atarfe y sector de la Avda. Juan Pablo II (al N de Granada) deben adoptarse soluciones de cimentación profunda a base de pilotaje trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados (hay penetrómetros dinámicos que marcan rechazos con golpes por encima de los 200 tras penetrar 8-10 metros en este material) y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 5,0 y 12,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m en el caso de Atarfe) cuya solera es aconsejable que se constituya a través de encepar los pilotes con una losa íntimamente unida a los muros de contención a fin de asegurar la estanqueidad de la obra subterránea frente a posibles elevaciones de la cota del agua.

- Paleosuelos Groseros (4.2): comprende el área 11 que se encuentra embebida en el área 10 (Paleosuelos finos); están constituidos por arenas, gravas, cantos y bolos en matriz limo arenosa de tonalidad blanquecina y arenas limosas con arcilla, el conjunto presenta tonalidad rojiza y anaranjada.

Se ha reconocido en al borde SW de la localidad de Albolote y mitad SE del polígono industrial Juncaril (Albolote).

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades que varían entre 3 y 7 m; las profundidades menores se en al borde SW de la localidad de Albolote y SE del polígono industrial Juncaril (Albolote).

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 1,0 y 9,0 m, crecientes en dirección SE en las últimas naves del polígono industrial Juncaril donde existen rellenos (Fig. 121) de con espesores que varían entre 1,5 y 3,0 m y suelos de muy baja consistencia con espesores en torno a 5 m (Fig. 124).

El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible ya que esta varía entre 1,0 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127); achacables los más bajos a suelos arenosos con alta proporción de limos y los más altas a niveles granulares groseros.

De forma generalizada se recomienda disponer cimentaciones tipo zapatas corridas o losas armadas, que atemperen los posibles asentos, dada la heterogeneidad litológica y geomecánica que presenta. Si bien, en las zonas donde no sea posible alcanzar el suelo competente mediante soluciones de cimentación directas (presencia de relleno y/o terreno de baja capacidad portante) se recomiendan ejecutar cimentaciones por pilotaje trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados (hay penetrómetros dinámicos que marcan rechazos con golpes por encima de los 200 tras penetrar varios metros en este material) y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 7,0 y 9,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m) cuya solera es aconsejable que se constituya a través de encepar los pilotes con una losa íntimamente unida a los muros de contención a fin de asegurar la estanqueidad de la obra subterránea frente a posibles elevaciones de la cota del agua.

Hay que tener en cuenta que en algunas zonas es necesaria la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

- Paleosuelos Fino/Granular (4.3): comprende una pequeña área -12- (Fig. 111) igualmente embebida en el área de paleosuelos finos; representada por alternancias de niveles en los que impera la fracción granular con otros en los que lo hace la fina. Se ha detectado en el sector N y NW de la localidad de Pulianas extendiéndose hacia el NW.

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades entre 10 y 12 m, crecientes de NW a SE; siendo el sector al NW del casco urbano de Pulianas en el que la lámina de agua se encuentra más profunda.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 1,5 y 2,5 m.

Dada la irregularidad mecánico geotécnica que presenta esta zona, indistintamente suelos granulares o finos, se recomienda limitar la tensión admisible a un máximo de 1,0 (Fig. 127).

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones (Fig. 128) con gran capacidad de reparto y rigidez, tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m, capaces de absorber los fallos derivados de las irregularidades geotécnicas citadas.

### **Zona 5. Limos “Cenes - Jun” (Mioceno)**

Únicamente ha sido detectado en el área que está delimitada en mapa de la Fig. 111 como área 13, no obstante es un material que presenta mayor extensión cartografiado en la Hoja Geológica 1009 -Granada- (IGME, 1988) como una franja de dirección NW-SE que se extiende hacia Cenes de la Vega. Está constituido por alternancias, irregularmente repartidas, de limos, arcillas y arcillas limosas marrón rojizas y cremas con intercalaciones granulares. A techo aparecen acumulaciones de carbonatos, si bien pueden existir niveles cementados a diferentes profundidades.

Los materiales de esta Formación son impermeables, aunque se ha detectado agua en los niveles conglomeráticos a profundidades que varían entre 8,0 y 12 m.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra

entre 1,0 y 2,0 m, pudiendo contar con tensiones admisibles en torno a 1,3 Kg/cm<sup>2</sup>.

De forma generalizada se puede adoptar cualquier tipo de cimentación directa, si bien, de aparecer suelos preponderantemente finos a la cota prevista de cimentación, sin apenas fracción granular, deberá eliminarse estos, rellenando posteriormente con hormigón pobre o zahorra debidamente compactada, según magnitud. De adoptarse el último sistema es aconsejable disponer una losa armada.

Hay que tener en cuenta que es necesaria la utilización de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

#### **Zona 6. Arcillas, Limos rojos y Conglomerados (Plio-Pleistoceno)**

Ocupa la totalidad del área 2; está constituida por arcillas y limos marrón rojizos con arena, limos arcillosos o niveles granulares carbonatados de tonalidad crema o arcilla marrón y marrón rojiza. Este material se ha detectado en la localidad de Pinos Puente y sus alrededores.

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a profundidades que varían entre 2 y 17 m, encontrándose las cotas más superficiales en el sector de la localidad de Pinos Puente, alimentado por el río Cubillas, y las más profundas hacia la localidad de Casas Nuevas (perteneciente a Pinos Puente).

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra en torno a 3,0 m. No obstante, en el sector central del casco urbano de Pinos puente se han detectado espesores de relleno antrópico del orden 5 m.

El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, sobre todo donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible que varía entre 0,5 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127). Los valores más bajos coinciden con los sectores donde el nivel piezométrico se encuentra más somero y los suelos presenta mayor proporción de la fracción de partículas de tamaño inferior a 0,08 mm (sector NW de la localidad de Pinos Puente y borde SE de esta área); y los más altos son achacables a los sectores que presentan mayor proporción granular y nivel piezométrico más profundo, en el sector de Casas Nuevas (perteneciente a Pinos Puente).

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones (Fig. 128) tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con canto no inferior a 0,70 m, que atemperen los posibles asientos, dada la heterogeneidad textural y geomecánica. No obstante, en el sector central del casco urbano de la localidad de Pinos Puente el espesor de relleno existente hace necesario disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje.

En el sector SE de esta unidad puede ser necesario el empleo de cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención.

### **Zona 7. Depósitos Pie de Monte (Pleistoceno)**

- Depósitos Pie de Monte Finos (7.1): comprende las áreas 20, 21 y 22; está constituido por arcillas y arcillas limosas de tonalidades crema, rosácea y marrón rojiza, con intercalaciones, algunas a modo de bolsa o lentejón, de arenas, gravas y cantos con limos arenosos de iguales tonalidades. Algunos niveles se encuentran parcialmente cementados. Se localiza intercalada en la Subzona 7.2, y sector de la localidad de Alhendín y alrededores.

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a una profundidad en torno a 150 m. Cuestión que no plantea ningún problema en proyectos de edificación.

El nivel de cimentación mínimo (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente se encuentra entre 0,5 y 2,0 m.

El tipo de terreno condicionan notablemente la tensión admisible que varía entre 1,0 y 2,5 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127). Los valores más bajos se dan en el sector de Gójar.

En cuanto al tipo de cimentación (Fig. 128), se recomienda adoptar cimentaciones superficiales tipo zapata corrida, emparrillado o losa armada con gran capacidad de reparto y rigidez, tipo losa armada con canto no inferior a 0,70 m en el sector de Gójar y Otura, donde las condiciones geomecánicas son más variables que en el sector de Alhendín donde es factible cualquiera de tipo directo.

- Depósitos Pie de Monte Grosero (7.2): dentro de esta Zona, es la predominante, comprendiendo la totalidad del área 19; está constituida por arenas, gravas y cantos de tonalidad crema cementados por carbonatos existiendo a techo niveles centimétricos de costras calizas tipo caliche. Se localiza en los núcleos de población y alrededores de Gójar, Otura y la Zubia (Parte media-baja del cono de deyección de la Zubia con vértice en la Fuente del Hervidero).

El nivel piezométrico (Fig. 125) se encuentra a una profundidad en torno a 150 m, como más generalizado. No obstante, dicha profundidad decrece rápidamente en las inmediaciones de ambos márgenes del río Dilar, encontrándose la lámina de agua a una profundidad que varía entre 5 y 30 m.

El nivel de cimentación mínimo más generalizado (Fig. 126), una vez eliminados todos los suelos no aptos indicados anteriormente, se encuentra entre 0,5 y 2,5 m.

Este terreno, en donde la profundidad del nivel piezométrico hace que éste no tenga influencia en sus condiciones geomecánicas, excepto en las inmediaciones del río Dilar, únicamente se encuentra sujeto a variaciones texturales y gomecánicas para cimentar directamente sobre él con tensiones admisibles entre 1,3 y 2,7 Kg/cm<sup>2</sup> (Fig. 127); achacables los más bajos a un menor grado de cementación y a la presencia de intercalaciones arcillosas y/o limosas predominantes en la mitad SW de esta área, localidades de Otura y Gójar. Sin embargo, el sector de la Zubia presenta un mayor grado de cementación permitiendo asignar tensiones admisibles más altas.

Por lo anterior, en la mitad SW de esta área, localidades de Otura y Gójar, se recomienda adoptar cimentaciones tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada; siendo factible cualquiera de tipo directo en el sector de Zubia.

En cuanto a la tensión admisible, hay que hacer constar que se ha calculado por hundimiento y por asientos en condiciones estáticas. Si bien, se debe de contar con un descenso de los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  y un aumento de  $N_v$ , respecto de los de Meyerhof (1951) o Hansen (1970) empleados en el cálculo, al convertirlos en sus homólogos dinámicos, según Choudhury y Subba Rao (2005). No obstante, no se ha considerado dicho método, denominado pseudo-estático, ya que se entiende que la tensión admisible resultante presenta un elevado grado de seguridad al introducir el preceptivo coeficiente de seguridad de 3 y sollicitaciones dinámicas en el cálculo estructural. Cuestiones que han sido comprobadas en los cálculos realizados en los casos de estudio que se han protocolizado al W de la ciudad de Granada.

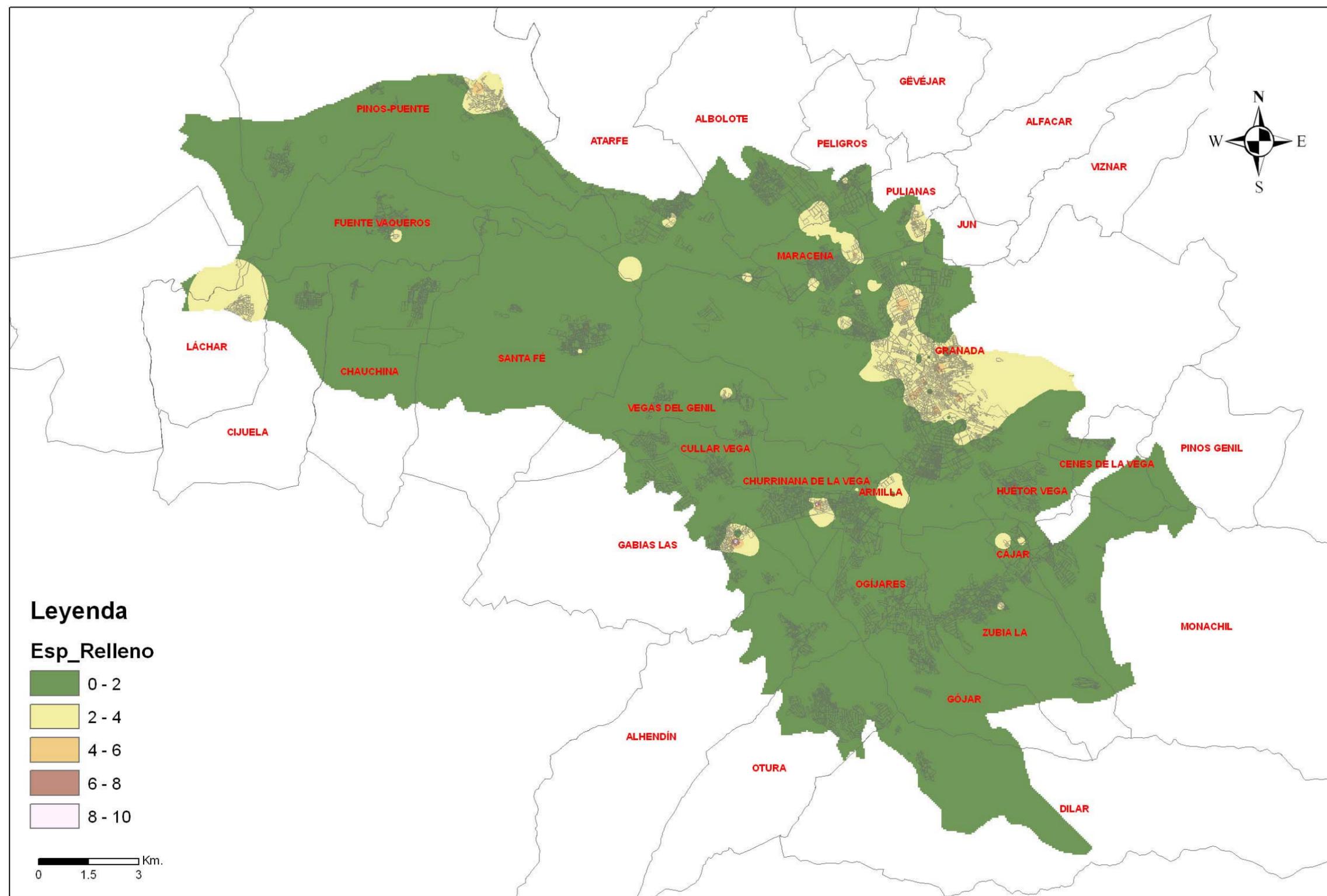


Fig. 121.-Espesor de relleno antrópico

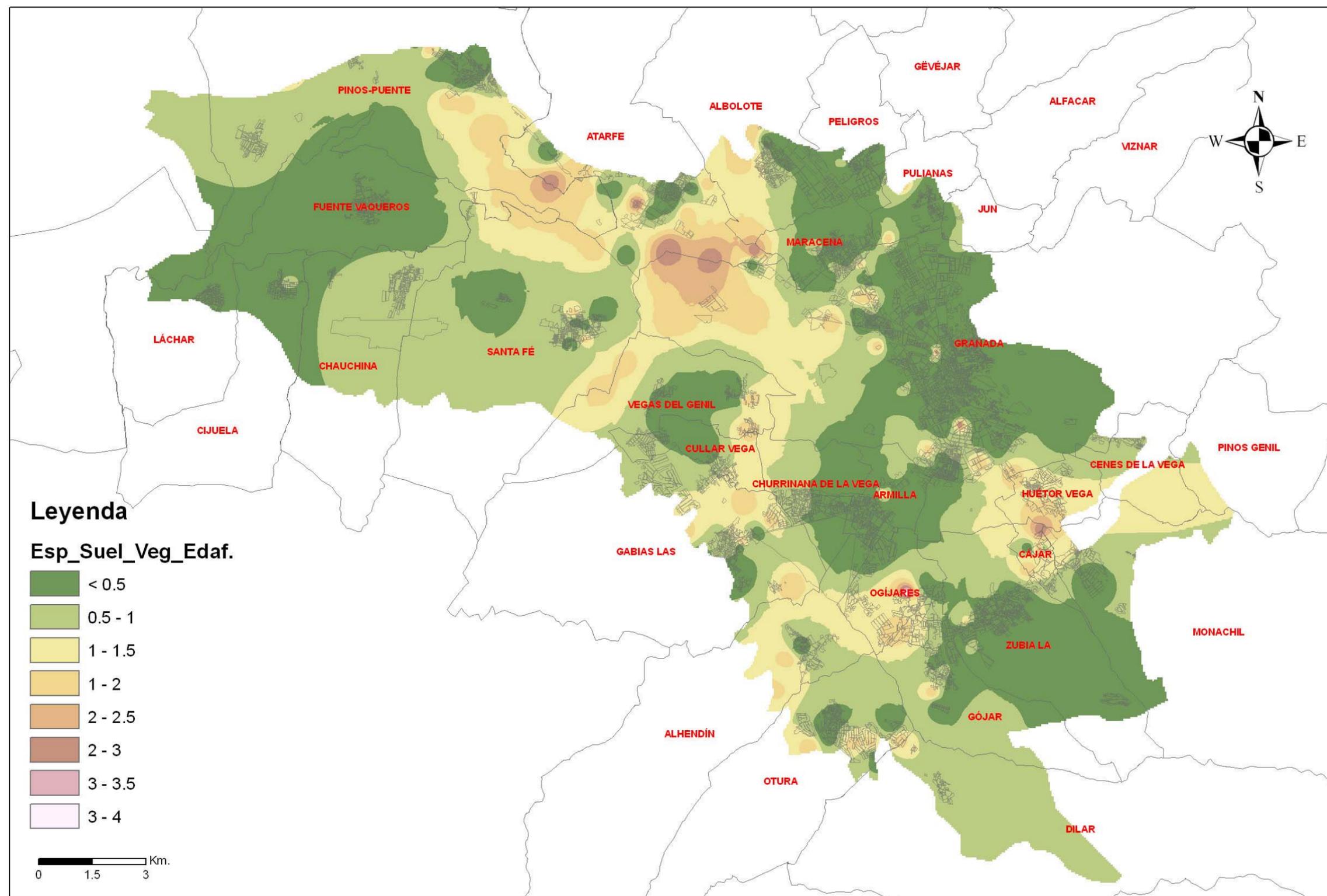


Fig. 122.- Espesor de suelo vegetal y/o edáfico

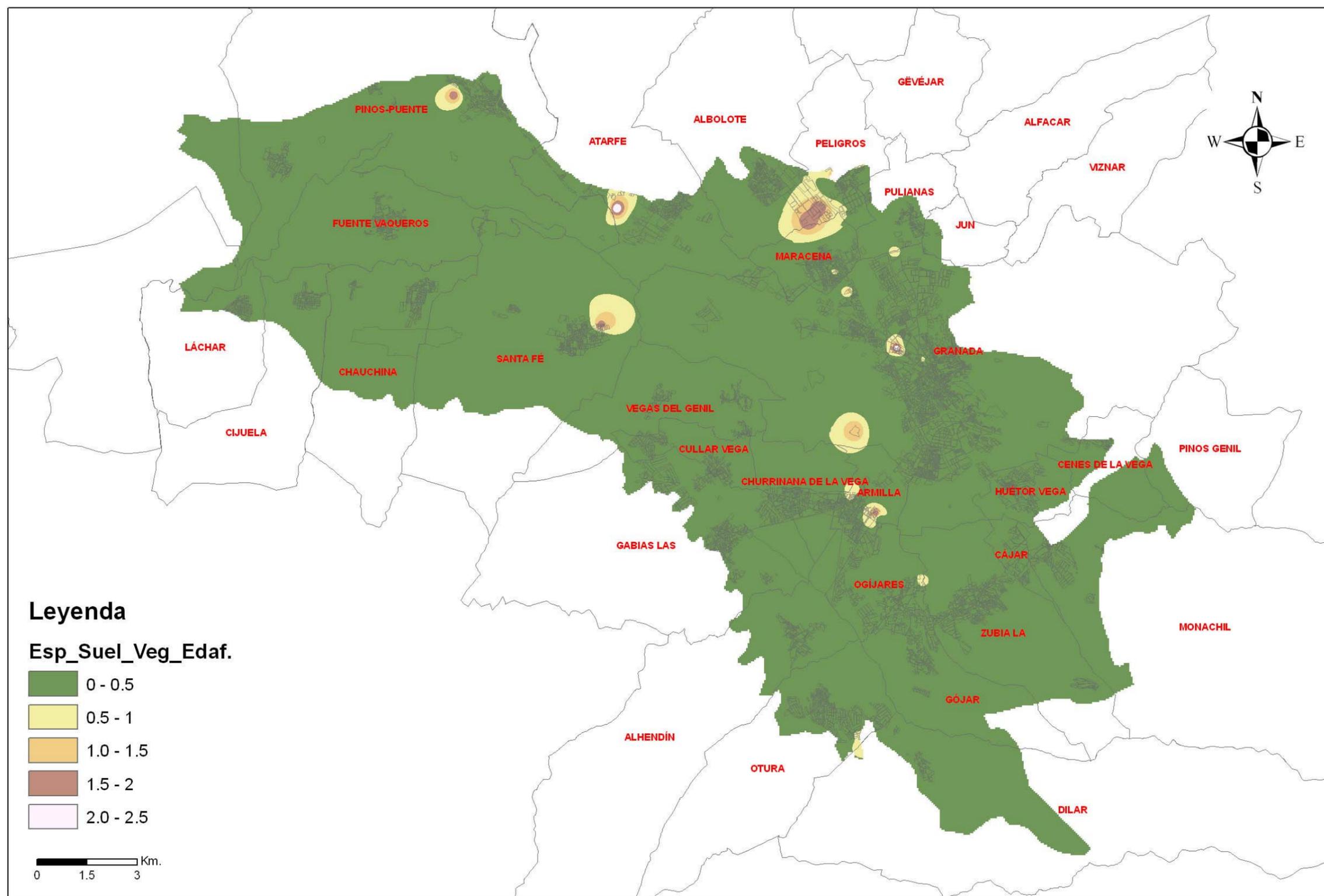


Fig. 123.- Espesor de suelo vegetal y/o edáfico a muro del tramo de relleno antrópico

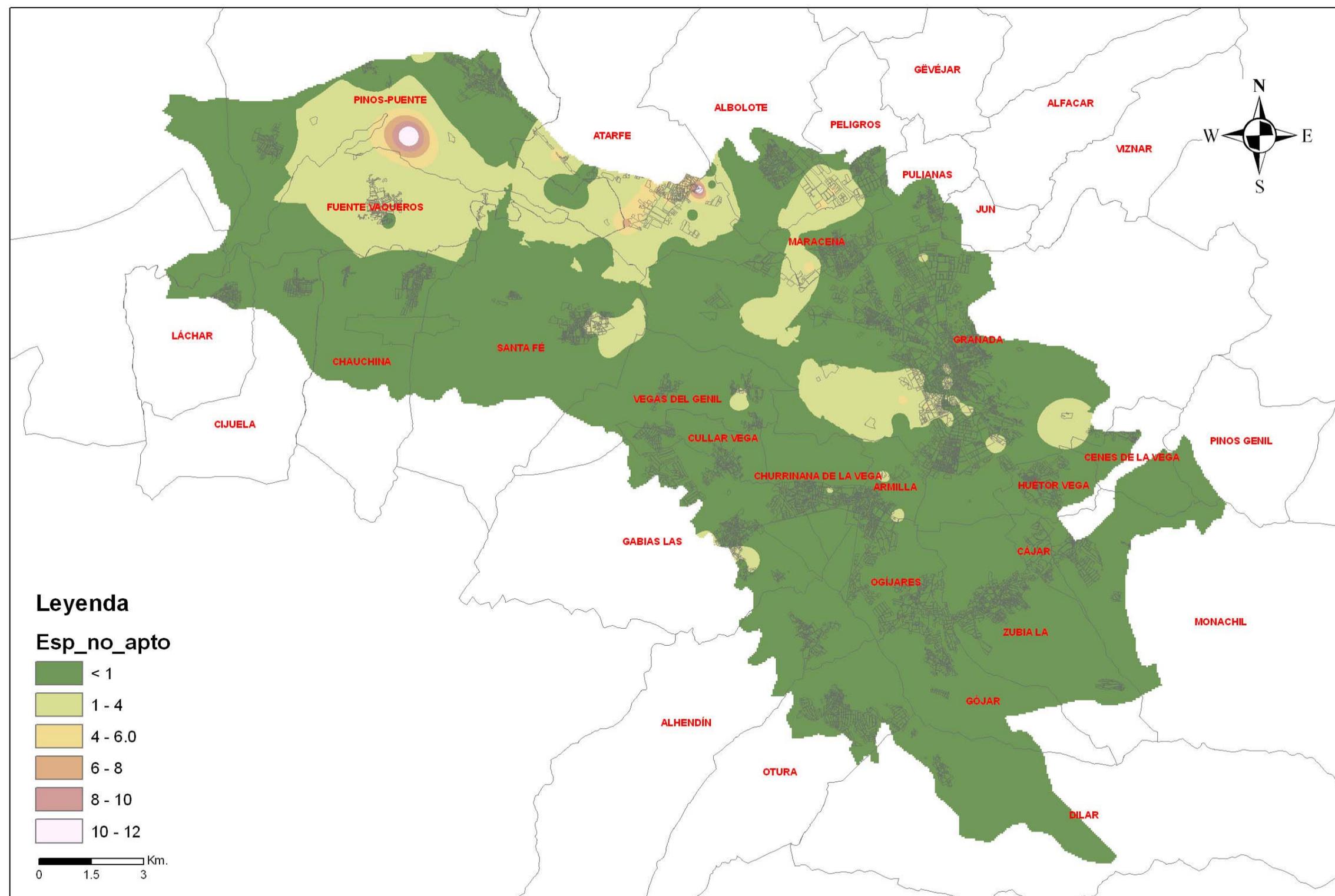


Fig. 124.- Espesor de terreno natural no apto para cimentar sobre él

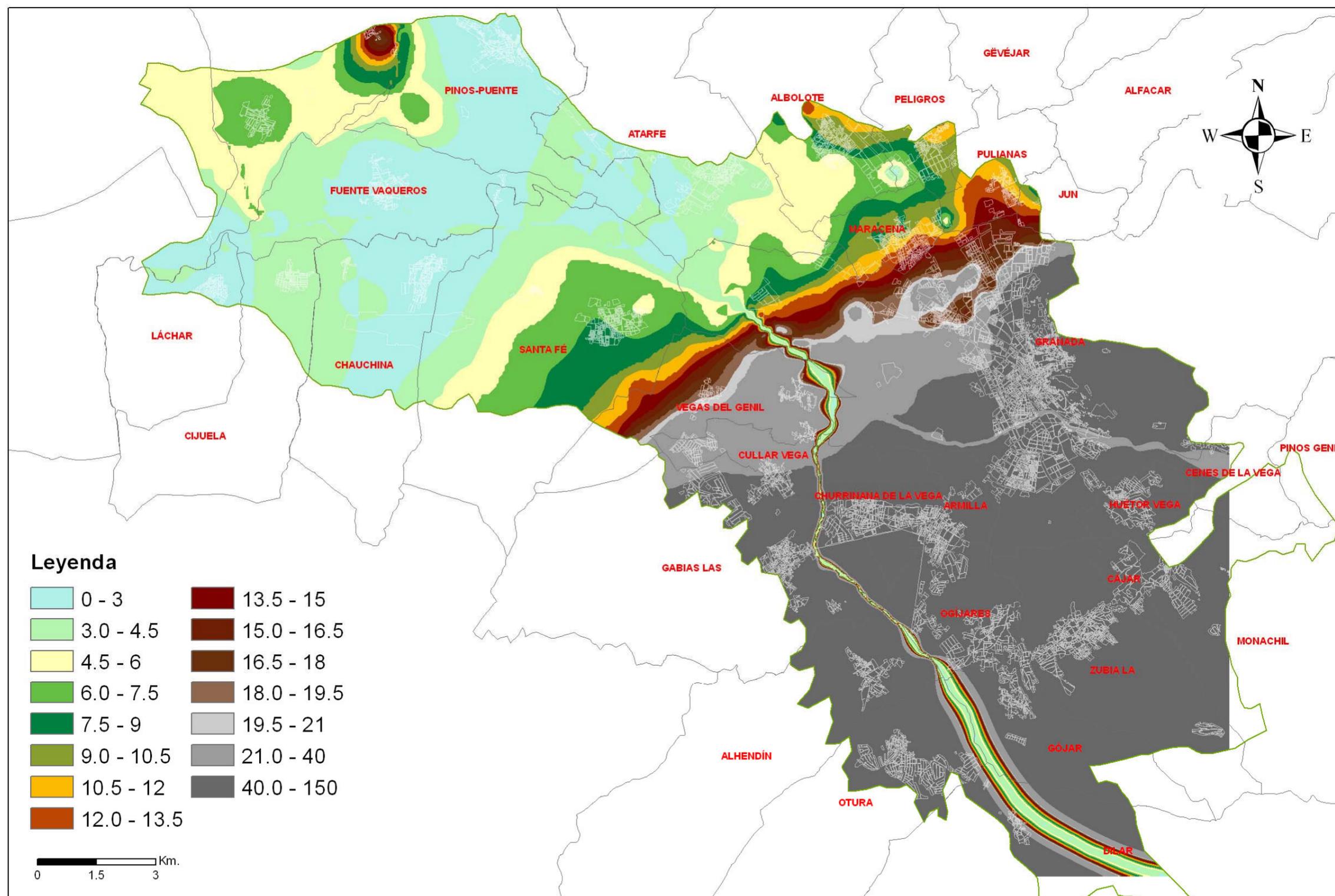


Fig. 125.- Profundidad de Nivel Piezométrico

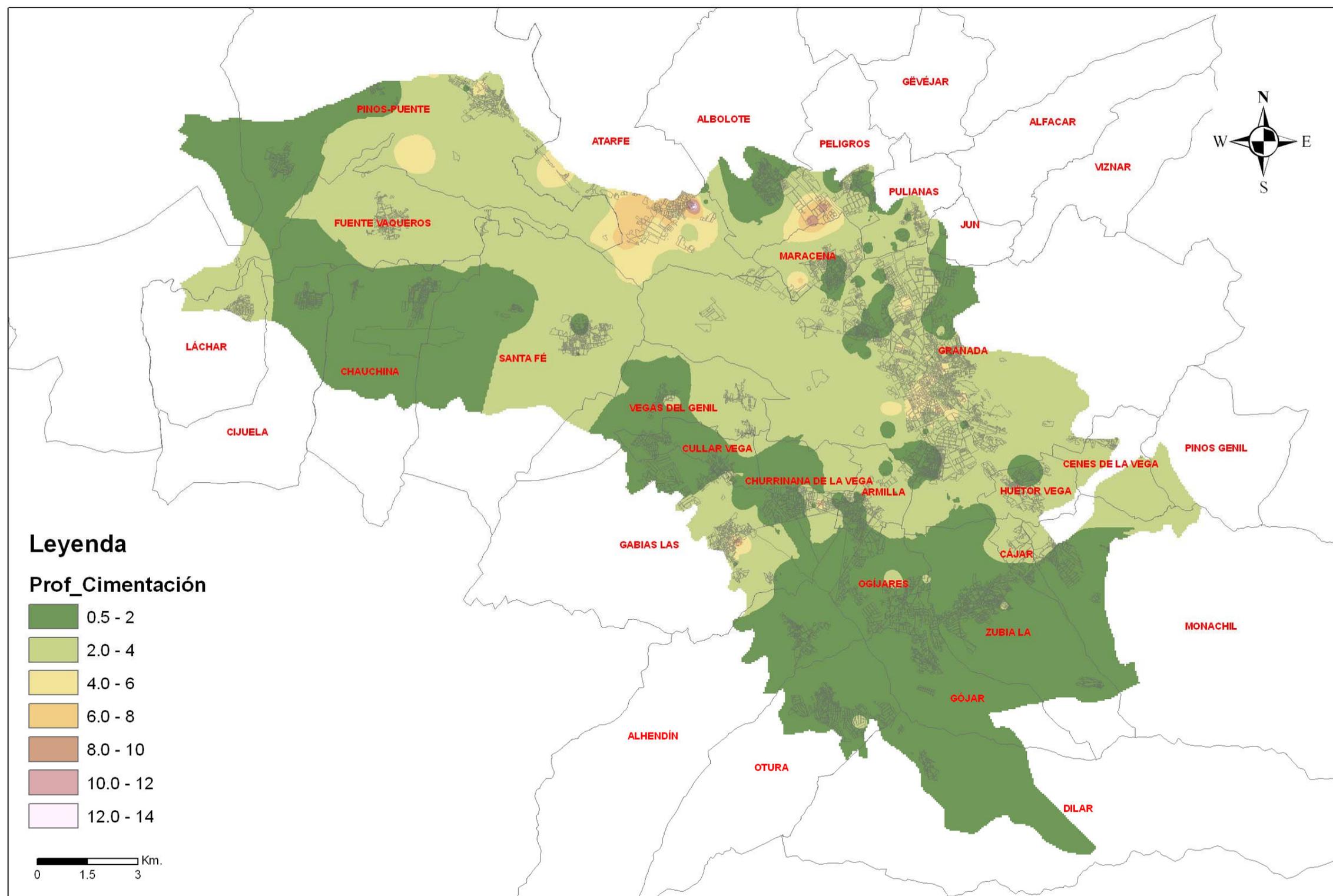


Fig. 126.- Profundidad mínima de cimentación

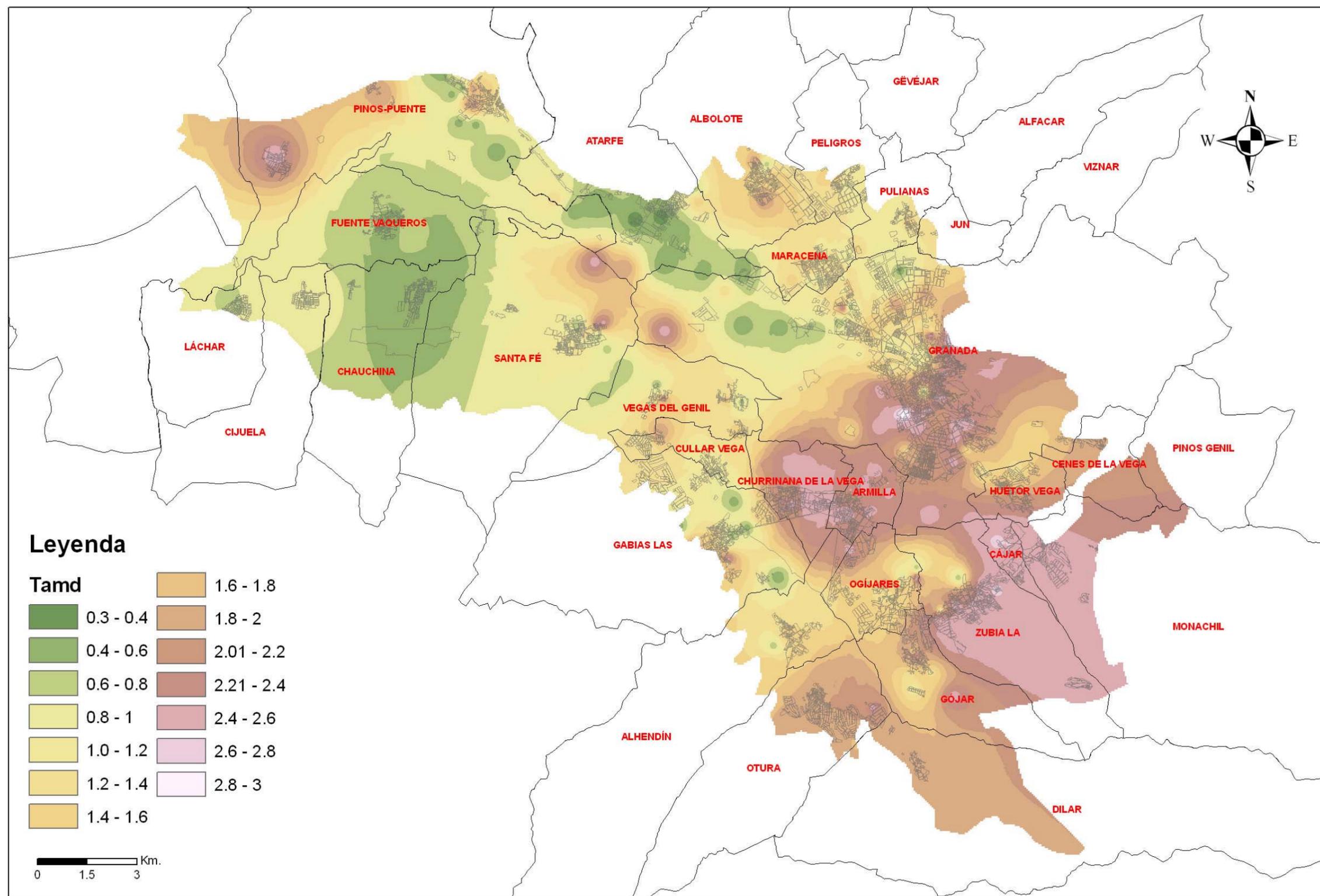


Fig. 127.- Tensión admisible limitada por hundimiento y por asientos

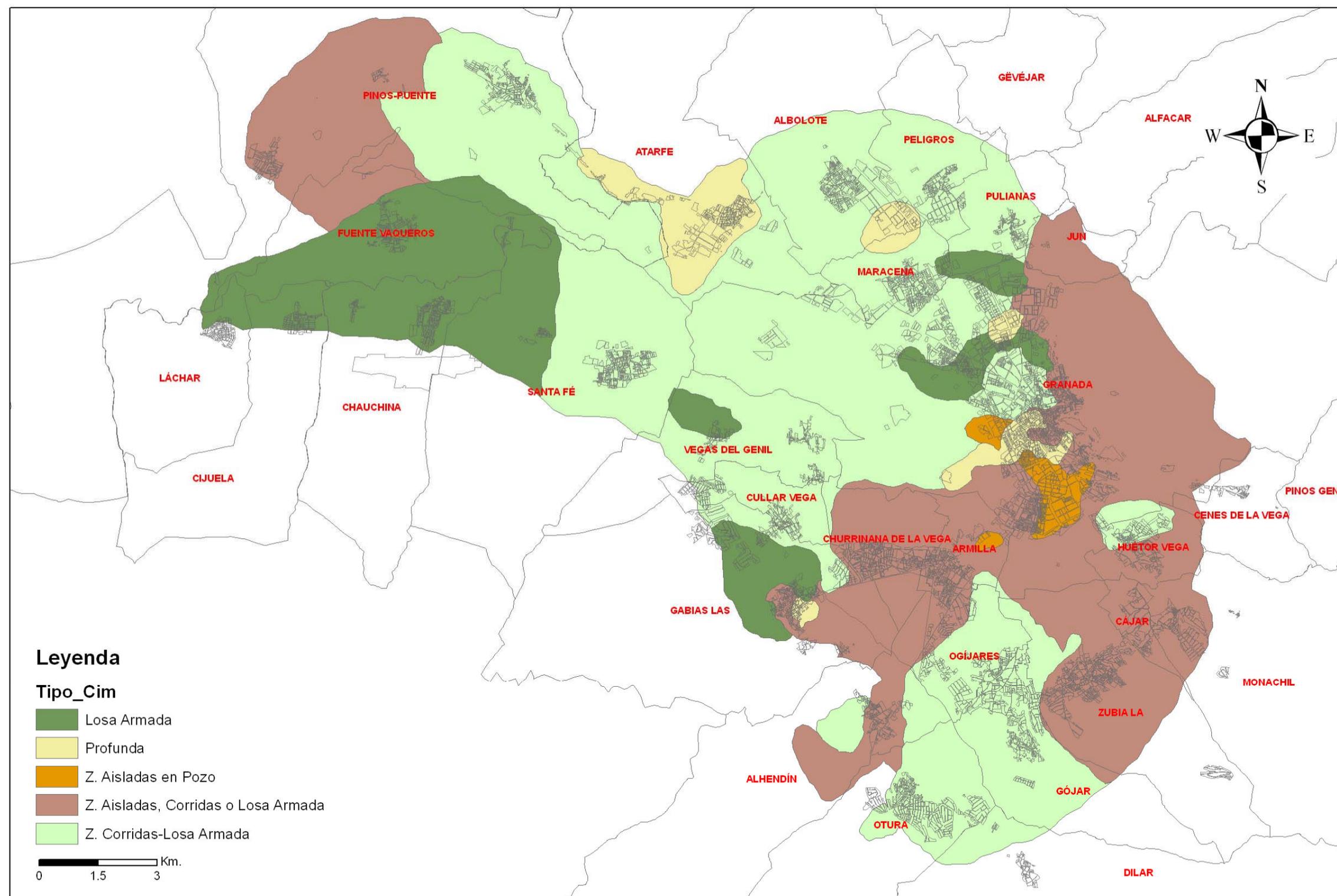


Fig. 128.- Tipo de cimentación más recomendable

### VI.2.3. Efectos producidos por sismo en el terreno.

Los depósitos de suelos afectados por vibraciones sísmicas pueden sufrir cambios importantes en su capacidad resistente y provocar daños considerables a las construcciones ubicadas sobre esos depósitos.

Dependiendo de la rigidez del suelo, que condiciona la velocidad de propagación de las ondas, para terremotos de fuerte magnitud las distorsiones pueden causar la densificación del suelo (apartado II.5.1), si éste puede drenar rápidamente, variar las presiones de poros en condiciones no drenadas, o reducir la resistencia el corte a valores mínimos, licuación de suelos (apartado II.5.2). Las consecuencias de estos comportamientos son asentos de cimentaciones, hundimientos o flotación de obras subterráneas, vuelco de edificios, deslizamientos de taludes y fallas de flujo de depósitos no confinados.

#### VI.2.3.1. Susceptibilidad a licuefacción

Tal como se ha mencionado en el apartado V.4.2, el área de estudio de susceptibilidad a licuefacción se ha definido fundamentalmente por la posición del nivel freático; por debajo de unos 5 m de profundidad, la susceptibilidad a licuefacción es muy baja, no obstante, en previsión de la ejecución de dos sótanos, que conlleva un vaciado del orden de 6 m, se ha establecido la condición de posición de la lámina de agua a una profundidad máxima de 6 m por bajo de las rasantes (Fig. 99).

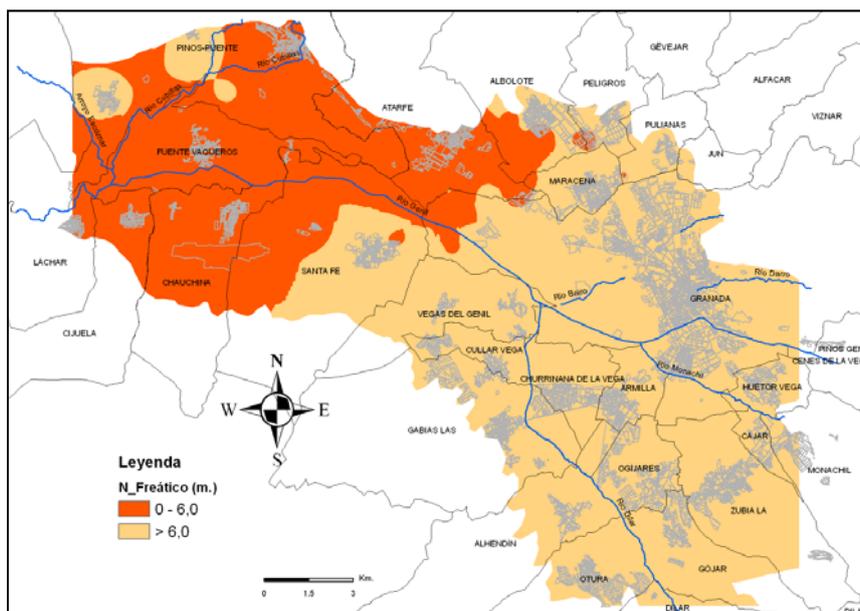


Fig. 129.- Profundidad del nivel piezométrico (de 0-6 m y mayor de 6 m)

Una vez establecida dicha área se procedió al cálculo de la susceptibilidad utilizando la hoja de cálculo diseñada al efecto para suelos arenosos, basada en el método de Seed, obteniendo los distintos coeficientes de seguridad para cada uno de los niveles analizados. Además, en el caso de suelos finos (texturas arcillosas y/o limosas) se han analizado si cumplen las premisas establecidas por diferentes autores (Seed, Arango, & Chan, 1975, Andrews & Martin, 2000, Idriss & Boulanger, 2004, Kramer & Stewart, 2004, Bray & Sancio, 2006). Finalmente se ha analizado la susceptibilidad a licuefacción en 104 puntos. Los datos fundamentales para el cálculo del coeficiente de seguridad son el valor de  $(N_1)_{60}$  a partir del  $N_{spt}$  (Fig. 131), contenido en finos (% que pasa por el tamiz 200 ASTM), profundidad del nivel frático (Fig. 125), profundidad de análisis y magnitud del terremoto de estudio.

Tras el análisis se ha confeccionado un mapa (Fig. 130) de áreas susceptibles a licuefacción, clasificándolas como licuables, potencialmente licuables y no licuables; en los casos de niveles preponderantemente arenosos, el factor de seguridad obtenido, a partir de la hoja de cálculo realizada, es para un evento sísmico similar al ocurrido en el año 1431 en las proximidades de Atarfe, con una intensidad superior a IX (Instituto Andaluz de Geofísica, 2003); según las correlaciones existentes (Ayala-Carcedo & Olcina Cantos, 2002), se puede establecer una magnitud de entre 7-7,5.

Las áreas clasificadas como licuables se localizan en el sector SE del casco urbano de Fuente Vaqueros, Pinos Puente (sector S) a ambas márgenes del río Cubillas, sector W de Atarfe y crta. Pinos Puente-Atarfe, mitad sur del casco urbano de la localidad de Santa Fé extendiéndose hasta el límite municipal de Vegas del Genil y una amplia zona en la mitad SW de Albolote, gran parte del polígono industrial de Juncaril y mitad N de Maracena. Las áreas potencialmente licuables, es decir que podrían sufrir fenómenos de licuefacción durante evento sísmico, se localizan en la zona central-E del casco urbano de Fuente Vaqueros, sector N de Pinos Puente en las proximidades de la margen izquierda del río Cubillas próximo y sector S de Atarfe junto al límite municipal con Granada. El resto del área de estudio, con los datos disponibles puede considerarse como no licuable.

Las profundidades a las que se ha detectado que puede producirse licuefacción son las siguientes:

- SE del casco urbano de Fuente Vaqueros: entre 3,0 y 4,0 m. La cimentación recomendada en todo el casco urbano de esta localidad es una de tipo directo a base de losa armada con canto no inferior a 0,70 m, encontrándose el nivel freático próximo a la superficie, en torno a 1,5 m. Dado que la ejecución de sótanos, solución factible para eliminar los niveles

licuables, es complicada por la altura a la que puede encontrarse la lámina de agua, se recomienda para todo el este sector adoptar cimentaciones profundas tipo pilotaje.

- Pinos Puente (sector S) a ambas márgenes del río Cubillas y sector N en las proximidades de la margen izquierda del río Cubillas próximo: entre 2,5-5,5 m. La cimentación recomendada en este sector es tipo directo a base de zapatas corridas, emparrillado o losa armada con cantos no inferiores a 0,70. No obstante, dada la profundidad a la que se presenta los suelos licuables, y la posición de nivel piezométrico (en torno a 2,0 m), no es factible la ejecución de uno o más sótanos, por lo que se requiere el empleo de cimentaciones profundas a base de pilotaje que atraviesen los niveles licuables y descarguen a cotas por bajo de éstos.
- Sector W de Atarfe y crta. Pinos Puente-Atarfe: entre 2,0-8,0 m. En este sector la presencia de relleno (en torno a 2,0 m) y/o materiales de muy baja capacidad portante (de 4,0 a 5,0 m) obligan a priori al empleo de cimentaciones profundas a base de pilotaje por lo que no es necesario tomar ninguna otra media.
- Mitad SSE del casco urbano de la localidad de Santa Fé: entre 6,0-9,0. En este sector la disposición del nivel piezométrico varía entre 6,0 y 13,0 m. De forma general se recomienda disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje que atraviesen los niveles susceptibles a licuefacción, de muy baja consistencia, alojándose en niveles granulares más competentes que se detectan en torno a 24,0 m.
- Mitad SW de Albolote, gran parte del polígono industrial de Juncaril y mitad N de Maracena: entre 1,0-4,5, si bien, en el sector SE del polígono Juncaril, una vez atravesados los rellenos y suelos de baja muy baja capacidad portante, los cálculos prevén posibles licuefacciones en torno a 9 m de profundidad.

En este caso el nivel piezométrico se encuentra entre 2 y 10 m, y las cimentaciones recomendadas van desde losa armada, zapatas corridas a pilotaje (presencia de rellenos antrópicos y materiales de muy baja capacidad portante). Como regla general se recomienda disponer cimentaciones profundas a base de pilotaje en aquellas zonas, no prescritas anteriormente, donde la lámina de agua se encuentre por encima de los 6,0 m; y en el resto de los casos, cimentaciones directas tipo zapatas corridas, emparrillados o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m.

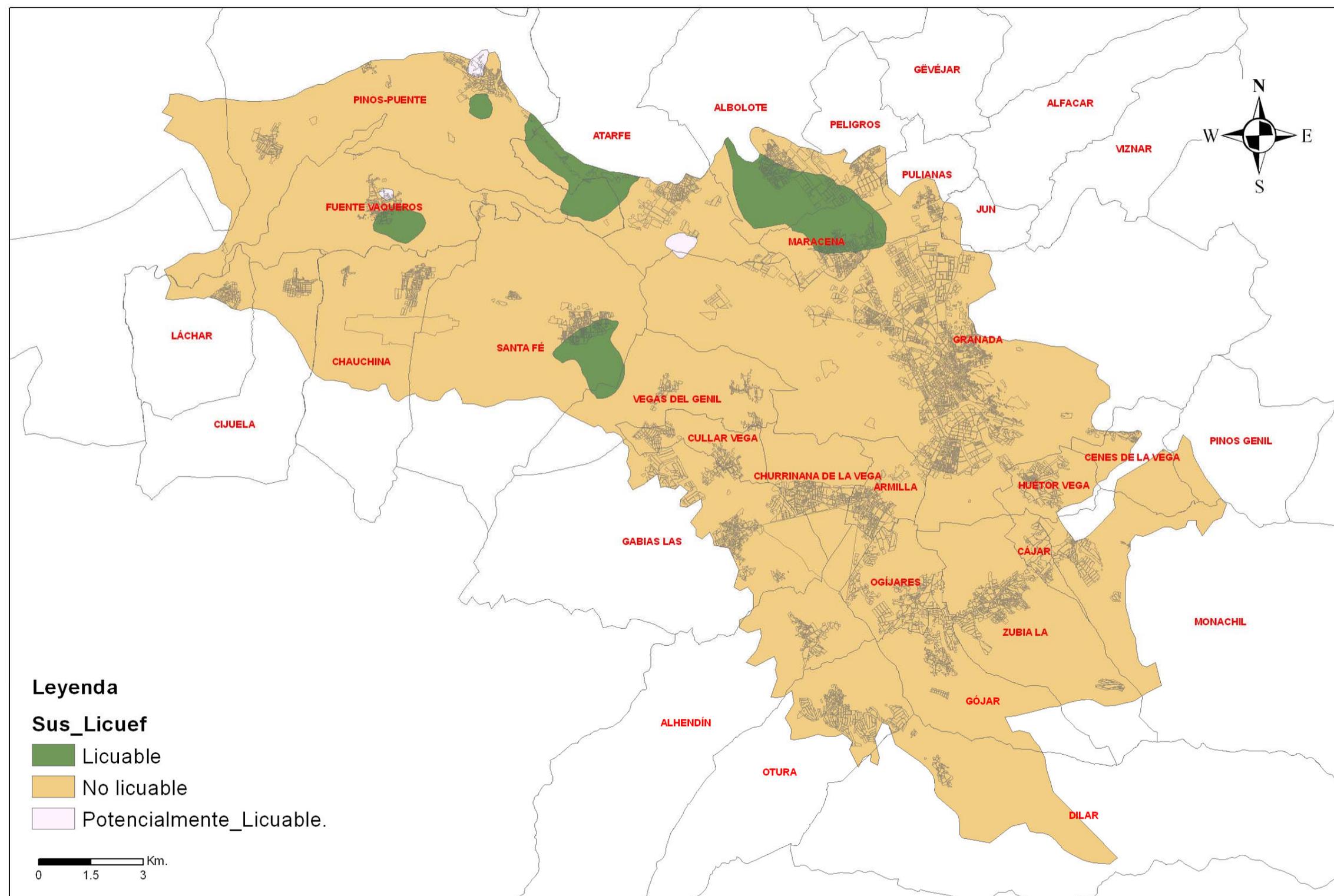


Fig. 130.- Mapa de susceptibilidad a licuefacción

Hay que hacer constar que las zonas licuables o potencialmente licuables pueden ocupar mayor extensión de la señalada en el mapa de la Fig. 130 ya que en el sector central de la Vega (zona de los municipios de Fuente Vaqueros, Chauchina, Atarfe y Santa Fé) no se dispone de información de ensayos de campo y laboratorio.

Vidal, Espinar, Morcillo, & Navarro (2010) han analizado los efectos de sitio asociados al terremoto acaecido en Santa Fé en el año 1806 ( $I=VIII$  y  $M=5,6 \pm 0,2$ ) mediante la revisión de textos históricos recogidos en archivos municipales y eclesiásticos. Una de las conclusiones de esta ponencia es que se constatan fenómenos de licuefacción en el sector comprendido entre Fuente Vaqueros y Sierra Elvira; sectores coincidentes con los detectados en el cálculo realizado en esta memoria.

### **VI.2.3.2. Cuantificación de asientos previsibles por densificación**

Para el cálculo del asiento probable por densificación en arenas producido por un sismo se han empleado tres métodos de distintos autores, Tokimatsu y Seed (1987), Pradel (1998) y Useng, Wu, Cheng, & Chen (2010) .

Los puntos y profundidades seleccionados para la cuantificación del asiento inducido por sismo son aquellos en donde la columna litológica de los distintos sondeos, acompañada de su identificación mediante el Sistema Unificado de Suelos (USCS), muestra la presencia de arenas, tanto limpias (SW o SP) como con matrices finas limosas o arcillosas (SC o SM). Además, a diferencia de la susceptibilidad a licuefacción, donde el terreno debe estar saturado, la densificación puede producirse en materiales arenosos con ausencia de agua. Teniendo en cuenta la premisa textural establecida se ha realizado una búsqueda de todas las capas de la fracción de suelo comprendida entre 4 y 0,08 mm en los sectores preestablecidos para los modelos de cálculo, es decir, Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Granada-La Chana y Churriana de la Vega (Tabla 37). Los parámetros necesarios (comentados para cada una de las Zonas y/o subzonas en el apartado V.2.1.) para el cálculo de la deformación volumétrica son fundamentalmente el  $N_{spt}$  (Fig. 131) corregido,  $(N_1)_{60}$ , y el módulo de cizalla máximo ( $G_{max}$ ) - Fig. 133-, obtenidos a través de las correcciones realizadas en la hoja de cálculo, en el caso del primero, y de correlaciones empíricas, el segundo, donde también ha sido necesario calcular el valor de las velocidades de las ondas de cizalla ( $V_s$ ) -Fig. 132-. De todos ellos, a fin de caracterizar el área de estudio a cerca de esta temática, se han realizado mapas que se muestran a continuación.

**Tabla 57.- Asiento probable inducido por sismo en Albolote, Atarfe, Churriana de la Vega y Fuente Vaqueros y Granada-La Chana**

LOCALIDAD	ASIENTO PREVISIBLE (cm)	PROFUNDIDAD	USCS	Prof. N_Freat.	#200 (% pasa)	Nspt	Espesor de la Capa	φ
Albolote	2.-3	1,50-2,50	SC	12,0	37,47	15	1,0	30
	2.-3	3,50-4,50	SC-SM	6,3	38,51	20	1,0	15
	3.-5	5,50-8,00	SM	6,3	19,11	30	2,5	30
	1.-1.5	1,50-2,00	SC-SM	4,4	43,90	19	0,5	30
	4.-6	4.50-600	SM	4,4	24,20	10	1,5	30
Atarfe	20-75	8,50-16,00	SM	3,9	30,22	11	7,5	28
	6.-25	5,00-8,00	SW-SM	6,0	30,22	13	2,5	29
	28-100	4,50-16,50	SM	4,8	18,50	12	12,0	29
Churriana de la Vega	1,4-2	7,00-8,00	SM	70,0	16,20	30	1,0	33
	1.8-2.4	1,50-3,00	SP	70,0	16,20	30	1,5	30
Fuente Vaqueros	9.-27	5,00-15,00	SW-SM	2,0	6,80	15	10,0	28
			SP-SM					
	18-28	3,00-10,00	SM	1,5	15,50	11	7,0	28
Granada-La Chana	0,5-1	1,00-1,50	SC	15	47	14	0,5	28
	0,6-1,2	2,30-2,90	SC	15	42	14	0,6	28
	2.-6,5	5,0-7,50	SP-SC	15	11,3	15	2,5	25
	0,5-1,2	1,0-1,50	SC	15	45	12	0,5	25
	5.-11	4,50-10,00	SC	19	38	30	5,5	28

Según prescribe el Código Técnico de la Edificación (Ministerio de Vivienda, 2006), para estructuras reticuladas con tabiquería de separación la distorsión angular máxima se establece en 1/500; por lo que para luces medias de 5 m, el asiento máximo permitido es del orden de 1 cm y de 1,2 cm en el caso de luces de 6m.

Comentarios a la Tabla 57:

- Sector de Albolote. Los asientos previsible varían entre 1 y 6 cm, dependiendo del espesor de la capa de arenas, con arcillas y/o limos, que se encuentra entre 0,5 y 2,5 cm. Los mayores asientos se prevén en el sector próximo a la margen derecha del río Juncaril y al NW del casco urbano.

El asiento medio se puede establecer en unos 2,5 cm, el cual se considera no admisible tanto para luces de 5m como para 6m. No obstante, en este sector se han prescrito cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez tipo zapata corrida, emparrillado o losa armada con catos no inferiores a 0,70 m, o incluso

profundas en la mitad SE del polígono industrial Juncaril. Si bien, las profundidades a las que se localizan los niveles arenosos en los que pueden producirse asientos, en la mayoría de los casos pueden salvarse con la ejecución de un sótano, teniendo en cuenta que el nivel piezométrico se encuentra en torno a 3 m.

- Sector de Atarfe. Los asientos previsibles son de consideración, entre 6 y 100 cm, ya que los espesores de las capas arenosas, con distinta proporción de finos arcillosos y/o limosos, varían entre 2,5 y 12 m. El mayor asiento se prevé en los materiales que se detectan en la crta. Pinos Puente-Atarfe.

En este sector se han recomendado de forma generalizada cimentaciones profundas tipo pilotaje por la existencia de rellenos y sobre todo de materiales de muy baja competencia. Dichos asientos deberán tenerse en cuenta a la hora del dimensionamiento de los pilotes ya que pueden producir rozamientos negativos que incrementa la carga axial.

- Sector de Churriana de la Vega. Los asientos previsibles varían entre 1,4 y 2,4 cm, dependiendo del espesor de la capa de arenas bien o mal gradadas con matriz limosa, que se encuentra entre 1,0 y 1,5 cm.

En este sector se pueden disponer cualquier tipo de cimentación directa. Si bien, los asientos máximos previsibles inducidos por sismo hacen desconfiar del tipo zapatas aisladas, no obstante, las profundidades a las que se localizan las capas arenosas pueden salvarse con la ejecución de un sótano y/o profundización de la cota de cimentación.

- Sector de Fuente Vaqueros. Los asientos previsibles son de consideración, entre 9 y 28 cm, ya que los espesores de las capas arenosas, con distinta proporción de finos arcillosos y/o limosos, varían entre 7 y 10 m. El mayor asiento se prevé en los materiales que se detectan en el sector SSE.

En este sector se han prescrito cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez tipo losa armada con cato no inferior a 0,70 m. Si bien, las profundidades a las que se localizan las capas arenosas que pueden sufrir densificación varían entre 3 y 15 m, por lo que no pueden salvarse con la ejecución de un sótano y/o profundización de la cota de cimentación; además hay que contar con que el nivel piezométrico se localiza a una profundidad en torno a 1,5 m. Por lo anterior, se recomienda disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje. Dichos asientos por densificación deberán tenerse en cuenta a la hora del dimensionamiento de los

pilotes ya que pueden producir rozamientos negativos que incrementa la carga axial.

- Sector de Granada-La Chana. Los valores de asientos previsibles por densificación varían entre 0,5 y 11 cm en niveles de arena que se localizan a profundidades variables entre 1 y 10 m.

La cimentación recomendada es de tipo directo, a base zapatas corridas y/o losas armadas con catos no inferiores a 0,70 m. No obstante, los niveles susceptibles a sufrir cambios volumétricos se localizan hasta profundidades de 10 m, lo que conlleva la ejecución de uno a tres sótanos, dependiendo de las zonas; o bien, disponer cimentaciones profundas a base de pilotaje.

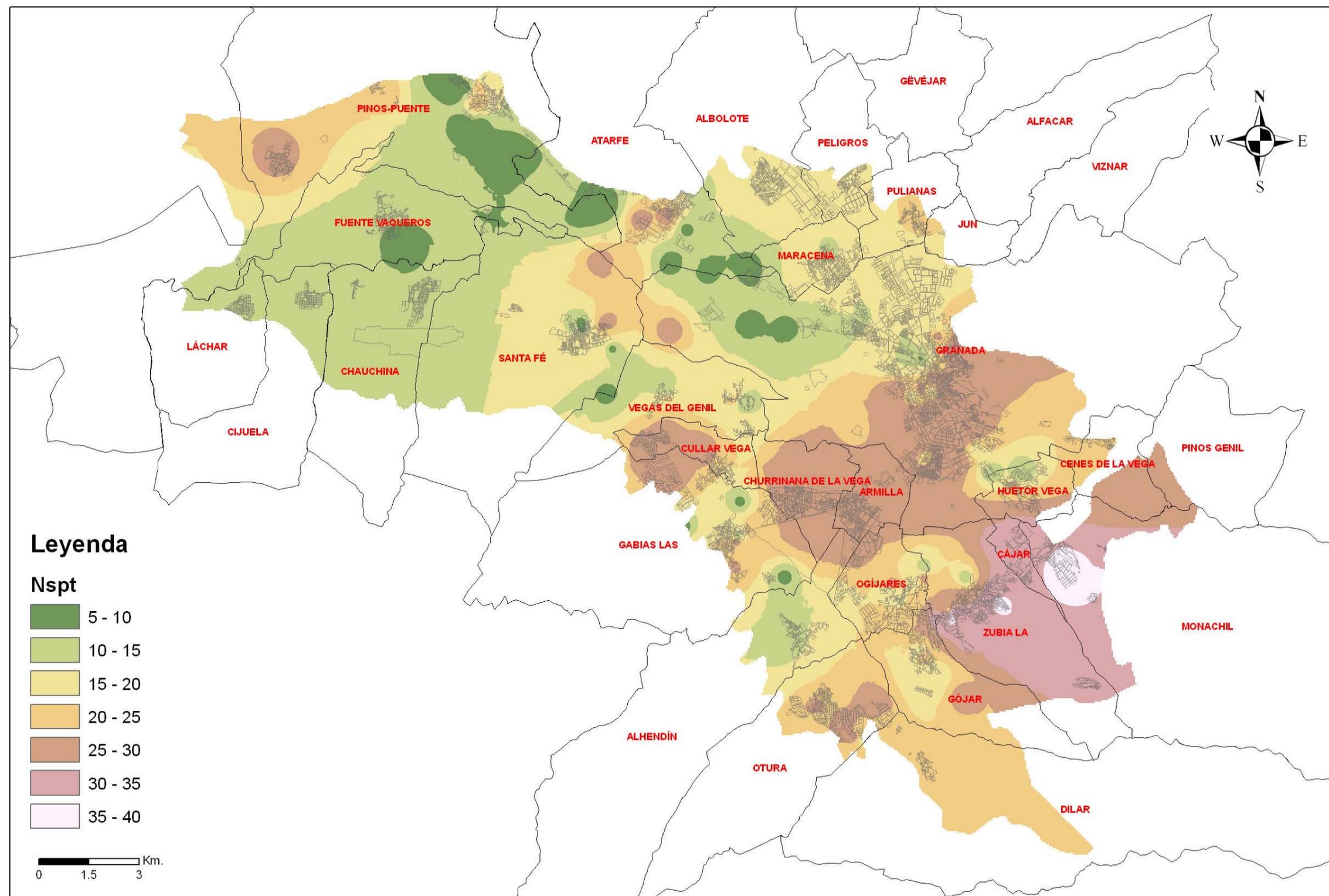


Fig. 131.- Valores de N<sub>spt</sub> medio del material portante

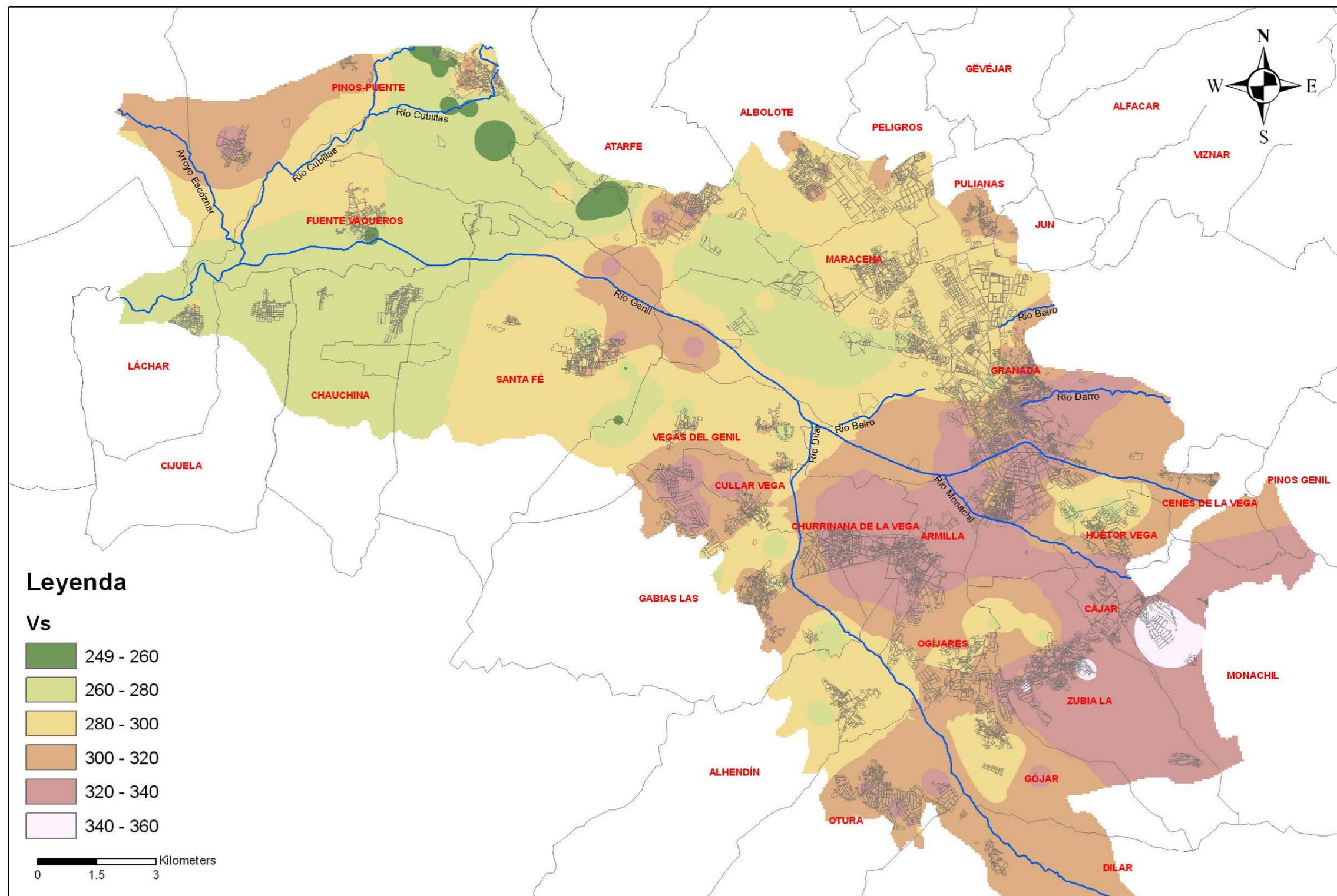


Fig. 132.- Velocidades medias de las ondas sísmicas de cizalla ( $V_s$ ) del material portante

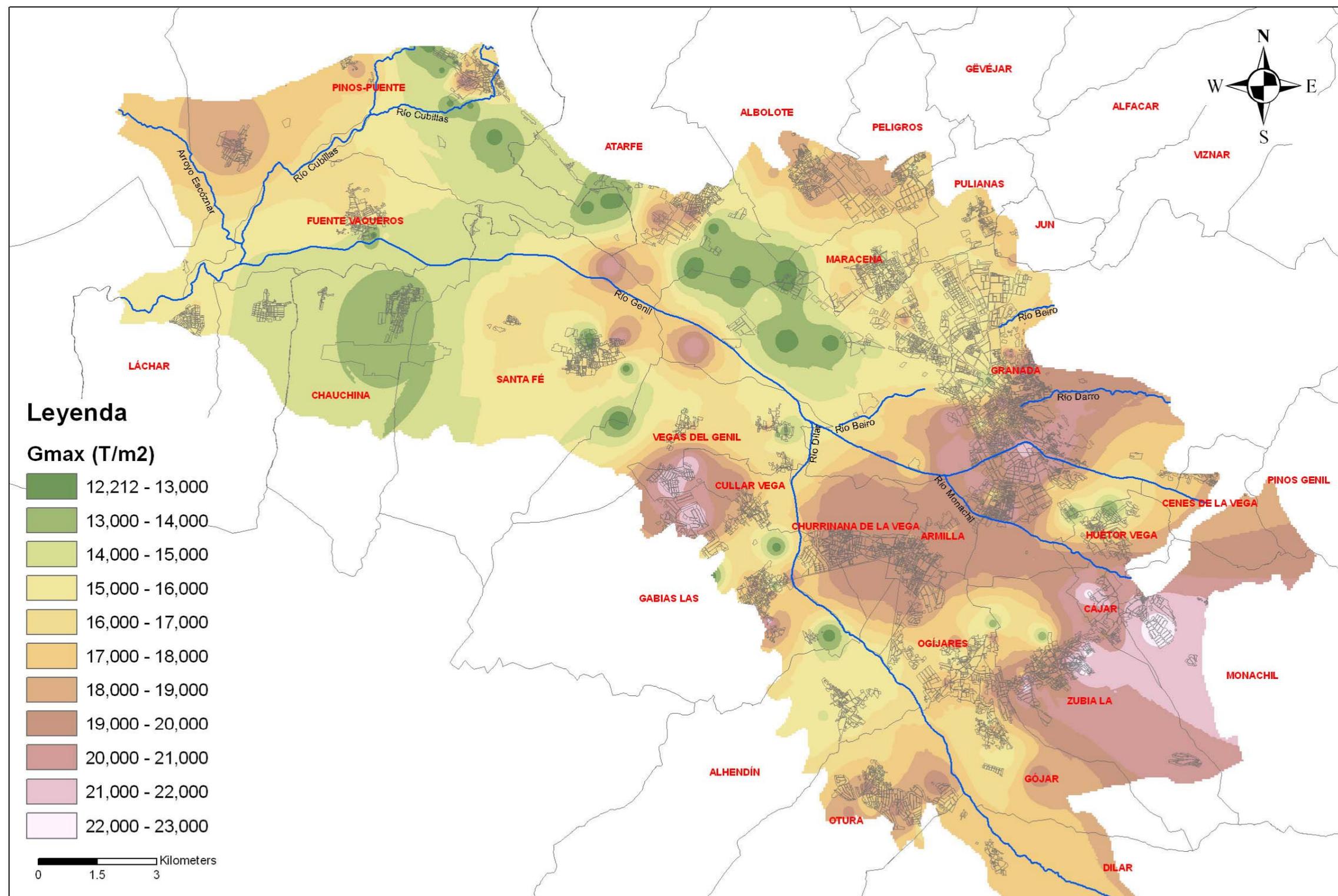


Fig. 133.- Módulo de cizalla máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) del material portante

### **VI.2.3.3. Amplificación de las ondas sísmicas**

Los factores que mayor influencia (apartado II.3.4) tienen en la modificación de respuesta del terreno son (Diputación de Granada-IGME, 2007):

- El tipo y composición litológica de los materiales, en especial los depósitos superficiales con un comportamiento geotécnico tipo suelo
- El espesor de sedimentos y la profundidad del substrato rocoso o resistente
- Las propiedades dinámicas de los suelos
- La profundidad del nivel freático
- La topografía y la disposición de substrato rocoso en profundidad
- La presencia de fallas, su situación y características (descrito en el epígrafe anterior).

En base las directrices marcadas por Morales et al (1993), que analizaron los “efectos sitio” en la cuenca de Granada mediante el estudio de microtemores (vibraciones aleatorias inducidas en las masas de suelo y roca por fuentes naturales y artificiales), y el Atlas de Riesgos de la Provincia de Granada (2007), se han analizado los factores con mayor incidencia en el efecto de amplificación sísmica, para definir el mapa de amplificación sísmica en el área de estudio:

- **Factor Litológico:** El tipo de material (suelo o roca), sobre el que están cimentadas las edificaciones o futuro terreno portante de nuevos proyectos en una determinada zona, tiene influencia en los efectos sísmicos sobre las edificaciones y estructuras. Los materiales de menor compacidad y/o consistencia modifican las ondas sísmicas de tal forma que sus efectos sobre las construcciones son más dañinos y destructivos; por el contrario, las rocas, con mayor resistencia, atenúan los efectos de las ondas sísmicas. Lógicamente, al tratarse de terrenos naturales (no antrópicos), entre los suelos blandos y las rocas compactas existe una amplia gama de comportamientos frente a las ondas sísmicas.

En Granada y su Área Metropolitana, Vega granadina, predominan los suelos con un grado de consolidación medio, constituidos por arcillas, gravas, cantos, arenas y limos asociados a depósitos aluviales, conos de deyección y depósitos de derrubios de ladera. Además, se reconocen suelos duros (elevado grado de consolidación), representados por conglomerados – Formación Alhambra- y costras calizas, y rocas blandas-medias en el sector de Sierra Elvira constituidas por materiales carbonatadas.

- **Factor topográfico:** La topografía del terreno puede ser un elemento amplificador o atenuador de las ondas sísmicas. Ciertas formas de relieve pueden

augmentar el grado de amplificación de las ondas sísmicas respecto a las áreas circundantes. En general, el efecto amplificador aumenta con la pendiente del terreno, efecto “jelly-pudding”.

La zona central de la Vega de Granada presenta pendientes inferiores a 15°, incrementándose bruscamente conforme nos acercamos a sus bordes donde los materiales aluviales dejan paso a los conos de deyección, como el de la Zubia, a la F. Alhambra, S<sup>a</sup>. Elvira, etc.

- **Factor hidrogeológico:** La presencia de nivel freático próximo a la superficie del terreno constituye un factor de amplificación de las ondas sísmicas (el efecto amplificador aumenta con la menor profundidad del nivel de agua), por lo que debe tenerse en cuenta este factor para la evaluación de los “efectos locales” de los terremotos.

A parte de los niveles freáticos colgados que se reconocen en intercalaciones granulares groseras, La Vega de Granada constituye un acuífero (descrito en el apartado II.2.4) en el cual la profundidad a la que se encuentra el agua crece desde el NW, donde se detecta a escasos metros de la superficie, hacia el SE, donde la profundidad de la superficie freática se localiza a más de 100 m.

Estos tres factores han permitido configurar un mapa de amplificación sísmica que divide a La Vega de Granada en dos mitades, una WNW y otra SSE, en donde la amplificación se establece como alta y media, respectivamente (Fig. 134); los resultados que arroja este mapa se correlacionan bastante bien con los calculados por la metodología que marca la NCSE-02.

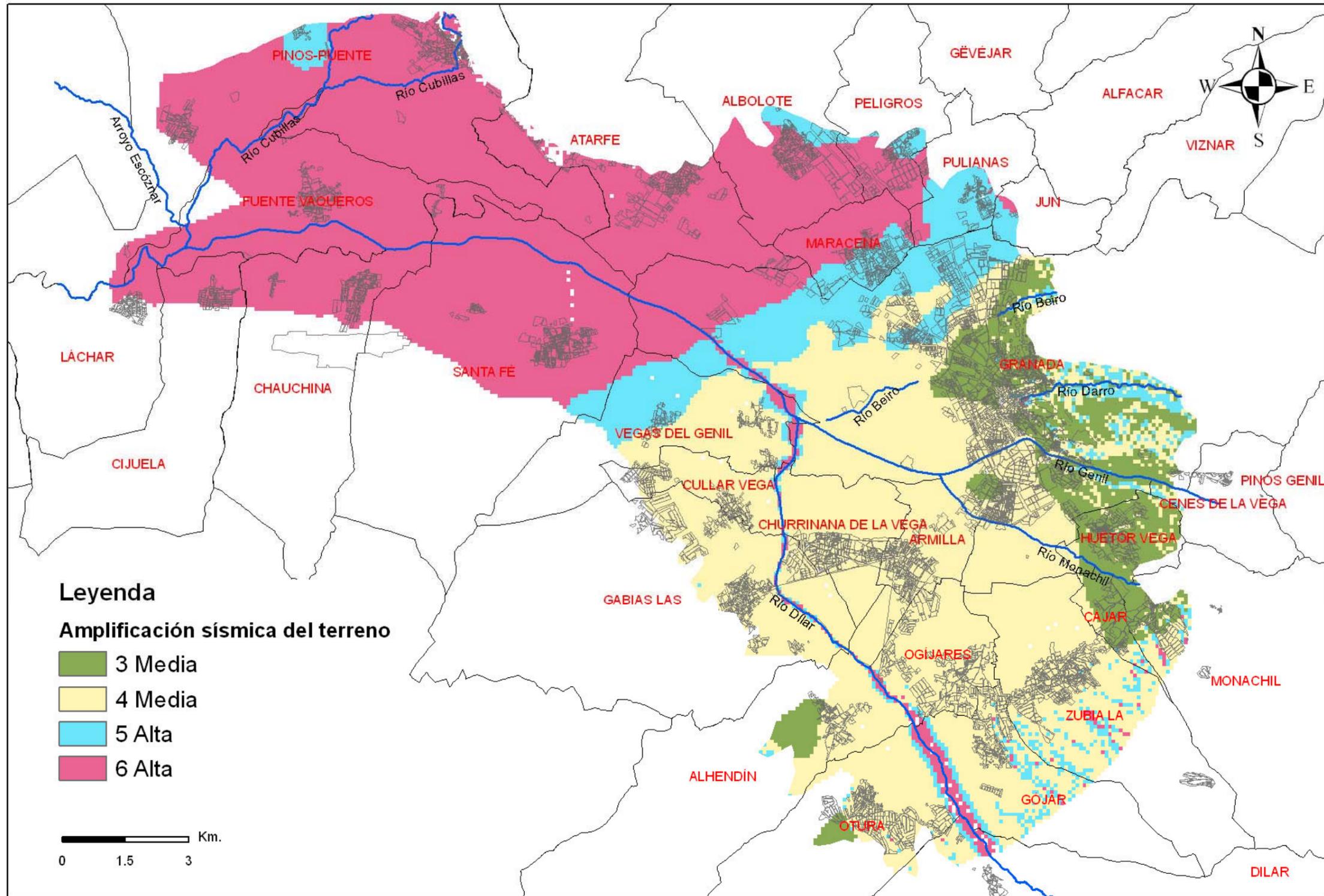


Fig. 134.- Amplificación sísmica esperable en Granada y su Área Metropolitana

### **VI.3. Protocolo a seguir para establecer las condiciones de cimentación**

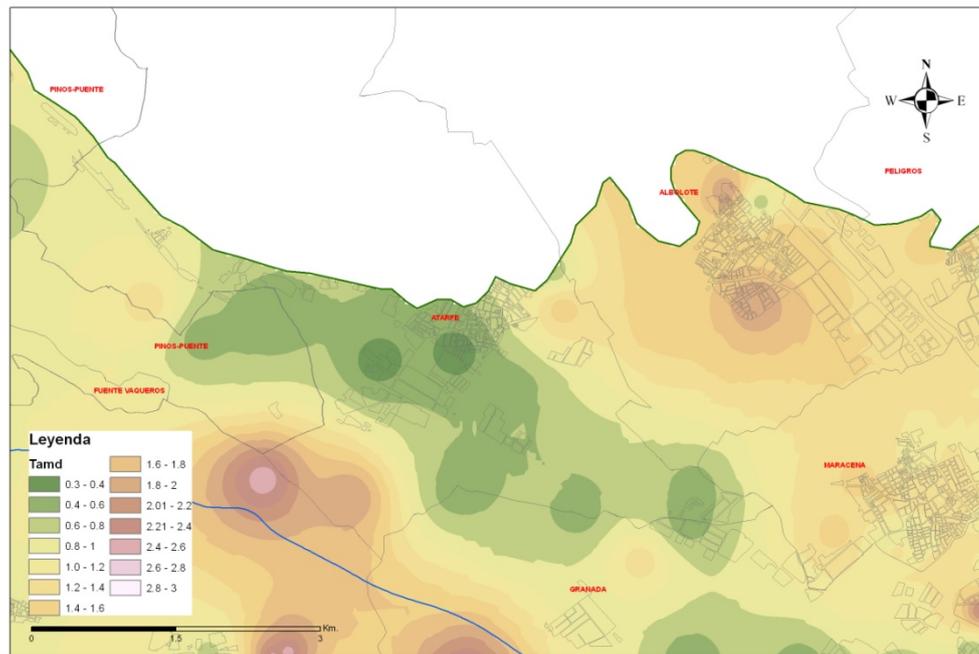
Los sectores establecidos como casos de estudio, aplicando un protocolo que permita establecer el riesgo sísmico con mayor aproximación de la que resulta de la caracterización general de Granada y Área Metropolitana, son Atarfe-Albolote, Fuente Vaqueros y Granada-La Chana; que presentan niveles piezométricos someros, suelos de muy variable capacidad portante, predominando los suelos aluviales finos y paleosuelos finos, presencia de suelos licuefactables y problemas de asientos por densificación; lo que conlleva a recomendar cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez a base de zapatas corridas, emparrillado o losa armada, y en ocasiones profundas tipo pilotaje. Además, se ha escogido otra localidad, Churriana de la Vega, donde imperan unas condiciones de cimentación, tanto en situaciones estáticas como dinámicas, más favorables comparando con las anteriores, ya que el nivel freático se encuentra a profundidades muy notables y el material portante (aluvial grosero) presenta una compacidad de compacta a muy compacta, permitiendo disponer sobre él cualquier tipo de cimentación directa. El hecho de estudiar en detalle una localidad donde las condiciones geotécnicas son favorables en relación con las condiciones de cimentación tiene como objetivo mostrar las variaciones tan notables que se dan frente al riesgo sísmico en el entorno de Granada y su Área Metropolitana.

#### **VI.3.1. Caracterización Geotécnica de detalle de los casos de estudio**

En apartados anteriores se ha expuesto la caracterización geotécnica general de Granada y parte de su Área Metropolitana, en los que entraban los casos de estudio. No obstante, se presenta a continuación planos de detalle, referentes a tensión admisible, profundidad mínima de cimentación, tipo de cimentación, susceptibilidad a licuefacción y cuantificación de asientos por densificación, para las localidades elegidas. Dicha caracterización constituye las primeras fases del protocolo.

##### **Sector de Albolote-Atarfe:**

En lo que respecta a la tensión admisible (Fig. 135), limitada por hundimiento y por asientos, varía entre 0,3 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> asociados los más bajos a suelos preponderantemente finos (aluvial fino o paleosuelos finos) y los más altos a niveles en los que impera la fracción granular grosera (aluvial grosero y paleosuelos groseros).

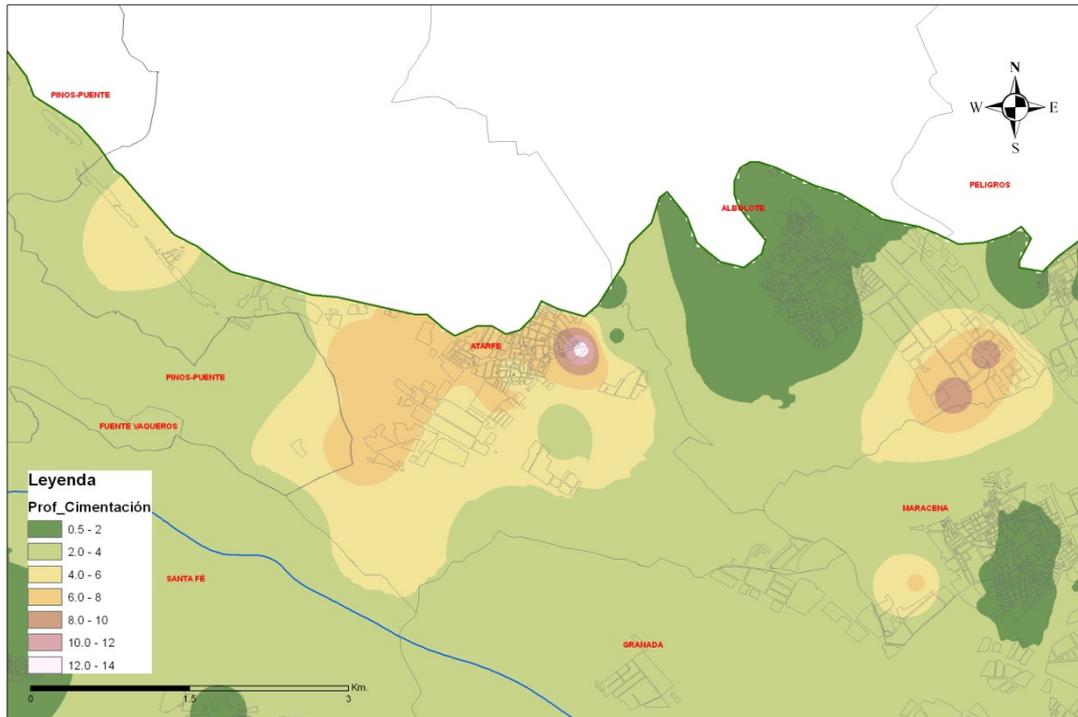


**Fig. 135.- Tensión admisible (Kg/cm<sup>2</sup>) en el sector de Atarfe-Albolote**

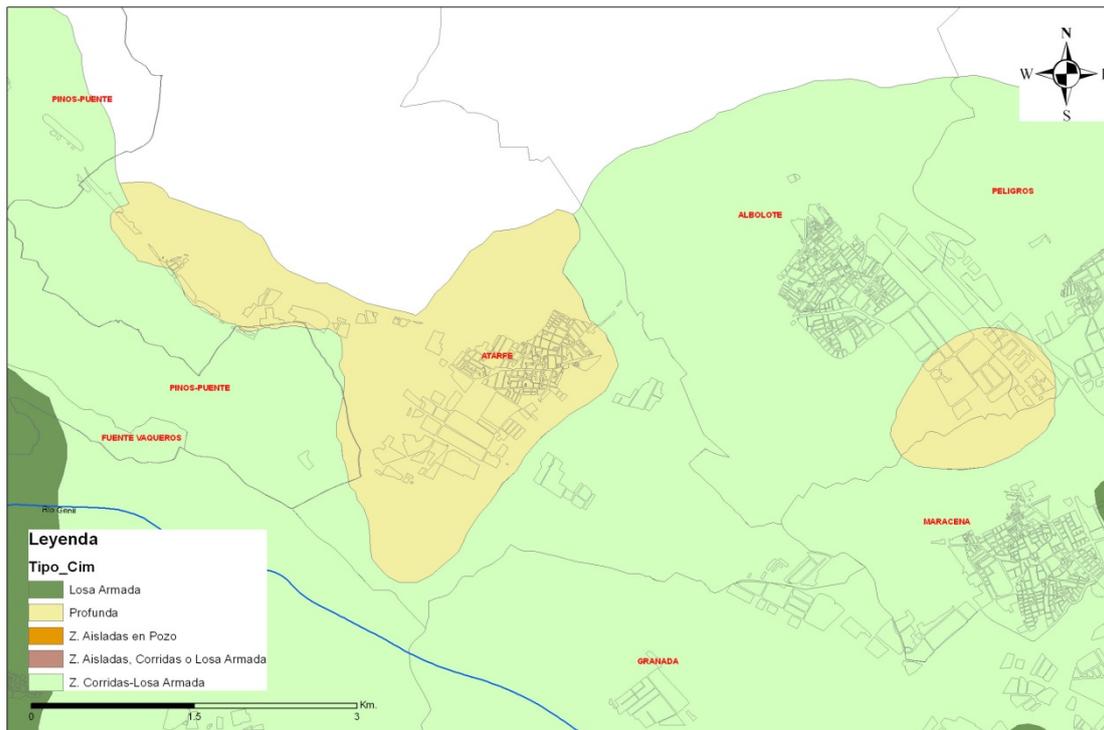
La profundidad de cimentación (Fig. 136) en este sector viene determinada por la cota a la que se localice el material competente (espesores de: rellenos, suelos vegetal y/o edáfico y de materiales de muy baja capacidad portante) y además, por la presencia de niveles susceptibles a licuefacción y/o densificación, cuestión que también condiciona el tipo de cimentación. La profundidad varía entre 1,5 y 13,0 m, detectándose las mayores en el sector E de Atarfe y mitad SSE del polígono industrial Juncaríl.

En cuanto al tipo de cimentación (Fig. 137), se recomiendan cimentaciones superficiales con gran capacidad de reparto y rigidez tipo zapatas corridas, emparrillados o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m; excepto en la totalidad de la localidad de Atarfe y mitad SSE del polígono industrial Juncaríl donde se han detectado espesores de consideración de materiales no aptos para cimentar directamente sobre ellos (rellenos y materiales de muy baja capacidad portante) donde se recomiendan cimentaciones profundas a base de pilotaje.

**CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS**  
Casos de estudio al W de la ciudad de Granada



**Fig. 136.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Atarfe-Albolote**



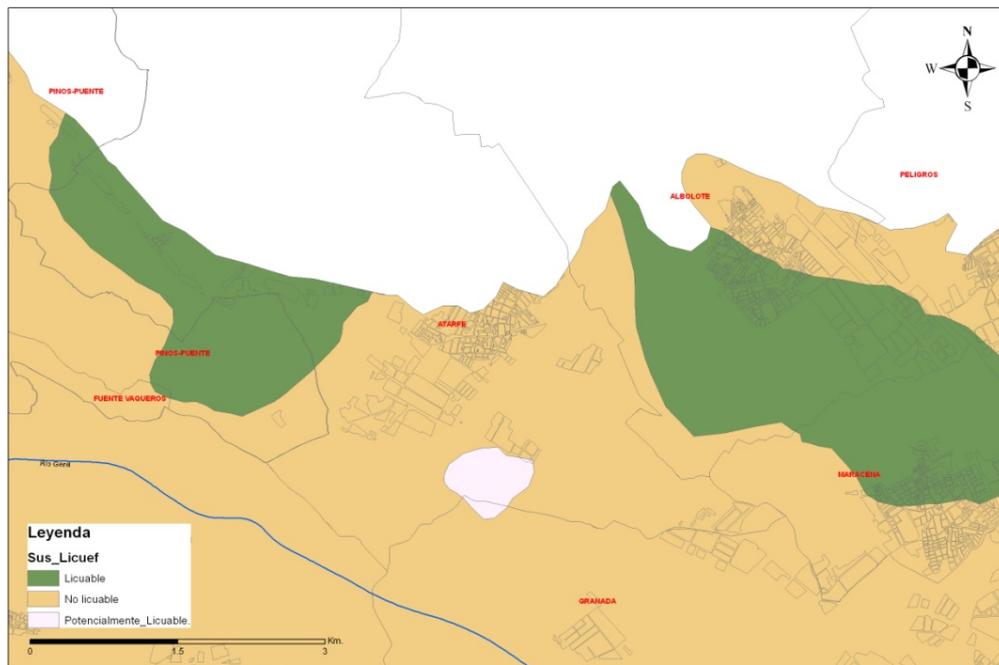
**Fig. 137.- Tipo de cimentación en el sector de Atarfe-Albolote**

Hay que contar con la necesidad de utilizar cementos resistentes a los sulfatos en el hormigón de la cimentación y obras de contención, estableciéndose una clase general y específica de exposición IIa+Qb en el sector de Atarfe y NW y SE de Albolote.

En este sector es donde se ha detectado mayor presencia de niveles susceptibles a licuefacción, concretamente:

- Sector W de Atarfe y crta. Pinos Puente-Atarfe: los niveles susceptibles a licuefacción se localizan a una profundidad de entre 2,0-8,0 m. En este sector la presencia de relleno y/o materiales de muy baja capacidad portante obligan a priori al empleo de cimentaciones profundas a base de pilotaje por lo que no es necesario tomar ninguna otra medida.
- Mitad SW de Albolote, gran parte del polígono industrial de Juncaril y mitad N de Maracena: los niveles susceptibles a licuefacción se localizan a una profundidad de entre 1,0-4,5, si bien, en el sector SE del polígono Juncaril, una vez atravesados los rellenos y suelos de baja muy baja capacidad portante, los cálculos prevén posibles licuefacciones en torno a 9 m de profundidad.

El nivel piezométrico se encuentra entre 2 y 10 m, y las cimentaciones recomendadas iniciales van desde losa armada, zapatas corridas a pilotaje (presencia de rellenos antrópicos y materiales de muy baja capacidad portante). Como regla general se recomienda disponer cimentaciones profundas a base de pilotaje en aquellas zonas, no prescritas anteriormente, donde la lámina de agua se encuentre por encima de los 6,0 m; y en el resto de los casos, cimentaciones directas tipo zapatas corridas, emparrillados o losa armada con catos no inferiores a 0,70 m.



**Fig. 138.- Susceptibilidad a licuefacción en el sector de Atarfe-Albolote**

En el caso de la cuantificación de asentamientos previsible por densificación en capas arenosas:

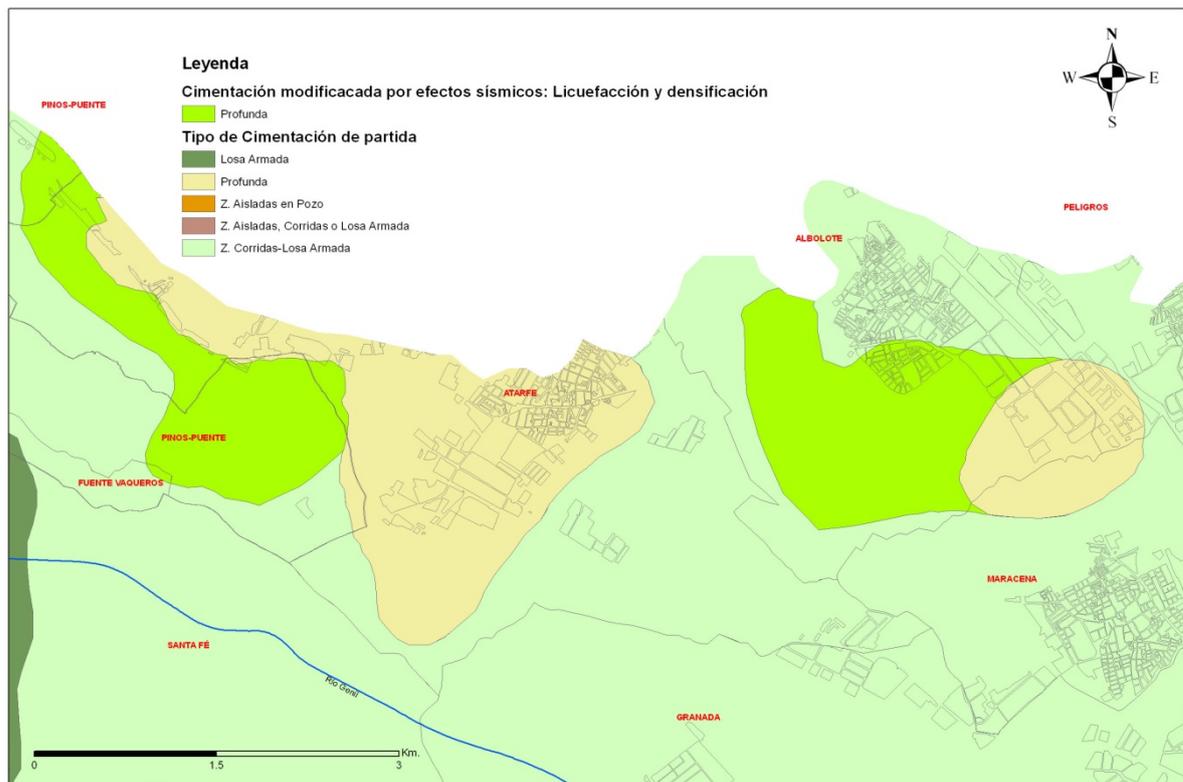
- Sector de Albolote. Los asentamientos previsible varían entre 1 y 6 cm, dependiendo del espesor de la capa de arenas, con arcillas y/o limos, que se encuentra entre 0,5 y 2,5 cm. Los mayores asentamientos se prevén en el sector próximo a la margen derecha del río Juncaril y al NW del casco urbano.

El asentamiento medio se puede establecer en unos 2,5 cm, el cual se considera no admisible tanto para luces de 5m como para 6m. No obstante, en este sector se han prescrito cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez tipo zapata corrida, emparrillado o losa armada con catos no inferiores a 0,70 m, o incluso profundas en la mitad SE del polígono industrial Juncaril. Si bien, las profundidades a las que se localizan los niveles arenosos en los que pueden producirse asentamientos, en la mayoría de los casos pueden salvarse con la ejecución de un sótano, teniendo en cuenta que el nivel piezométrico se encuentra en torno a 3 m.

- Sector de Atarfe. Los asentamientos previsible son de consideración, entre 6 y 100 cm, ya que los espesores de las capas arenosas, con distinta proporción de finos arcillosos y/o limosos, varían entre 2,5 y 12 m. El mayor asentamiento se prevé en los materiales que se detectan en la crta. Pinos Puente-Atarfe.

En este sector se han recomendado de forma generalizada cimentaciones profundas tipo pilotaje por la existencia de rellenos y sobre todo de materiales de muy baja competencia. Dichos asientos deberán tenerse en cuenta a la hora del dimensionamiento de los pilotes ya que pueden producir rozamientos negativos que incrementa la carga axil.

Tras calcular los efectos sísmicos, susceptibilidad a licuefacción y asentamientos previsible por densificación, y analizar los factores que condicionan el tipo de cimentación (fundamentalmente, posición del nivel piezométrico, espesor de materiales no aptos para cimentar directamente sobre ellos y capacidad portante) se ha corregido el mapa de tipo de cimentación, resultando un aumento de las zonas en las que es necesario disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje (Fig. 139).



**Fig. 139.- Tipo de cimentación teniendo en cuenta los efectos sísmicos sobre el suelo en el sector de Atarfe-Albolote**

Por todo lo anterior, la mejor dirección de expansión del casco urbano de la localidad de Atarfe es hacia el SE y ESE; en el caso de Albolote hacia el N y NNE.

### Sector de Fuente Vaqueros:

En lo que respecta a la tensión admisible (Fig. 140), limitada por hundimiento y por asientos, varía entre 0,5 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> asociados a depósitos aluviales finos con escasa proporción granular arenosa.

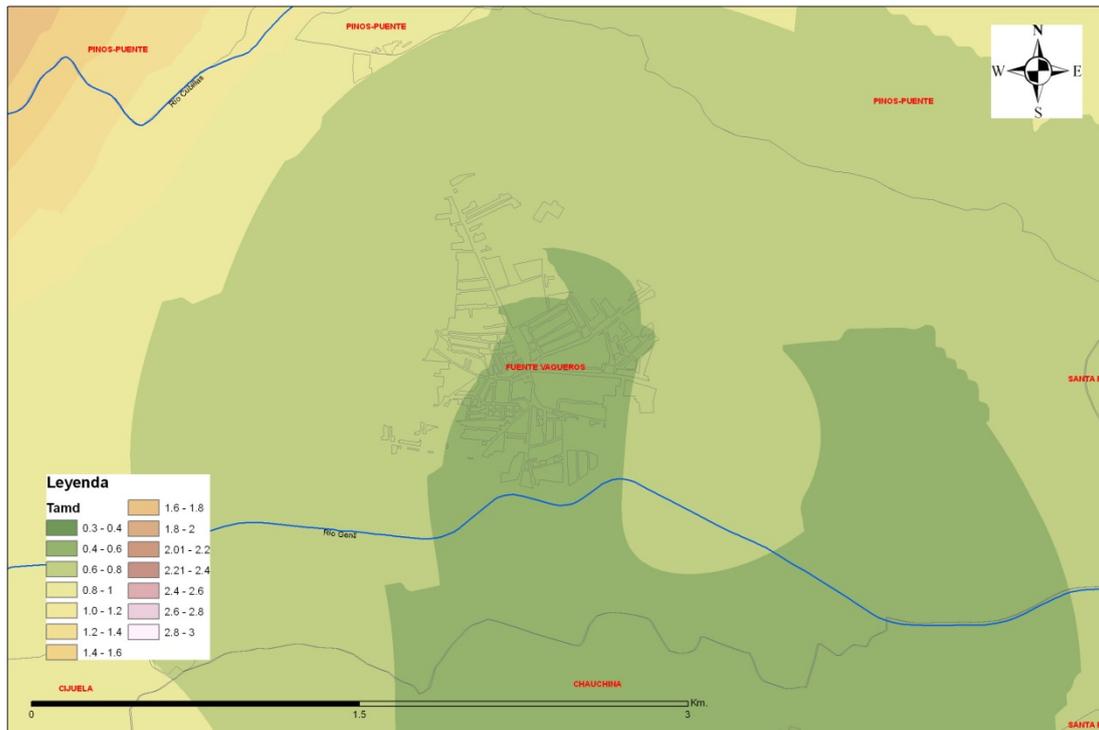
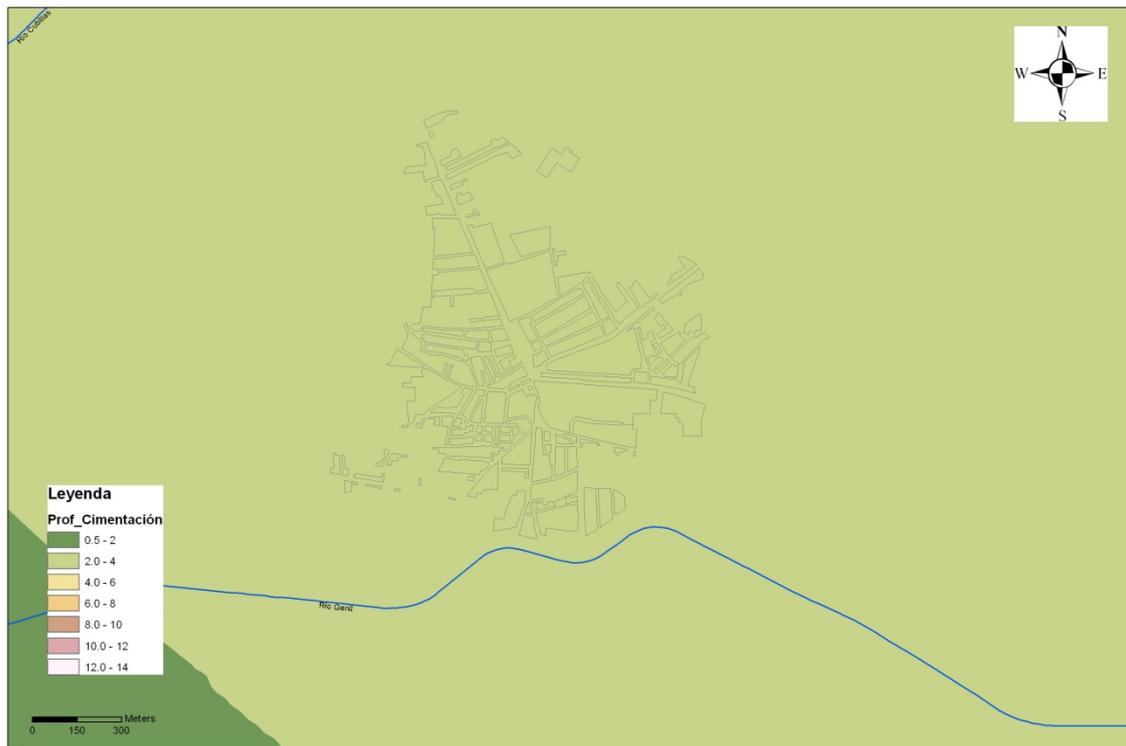


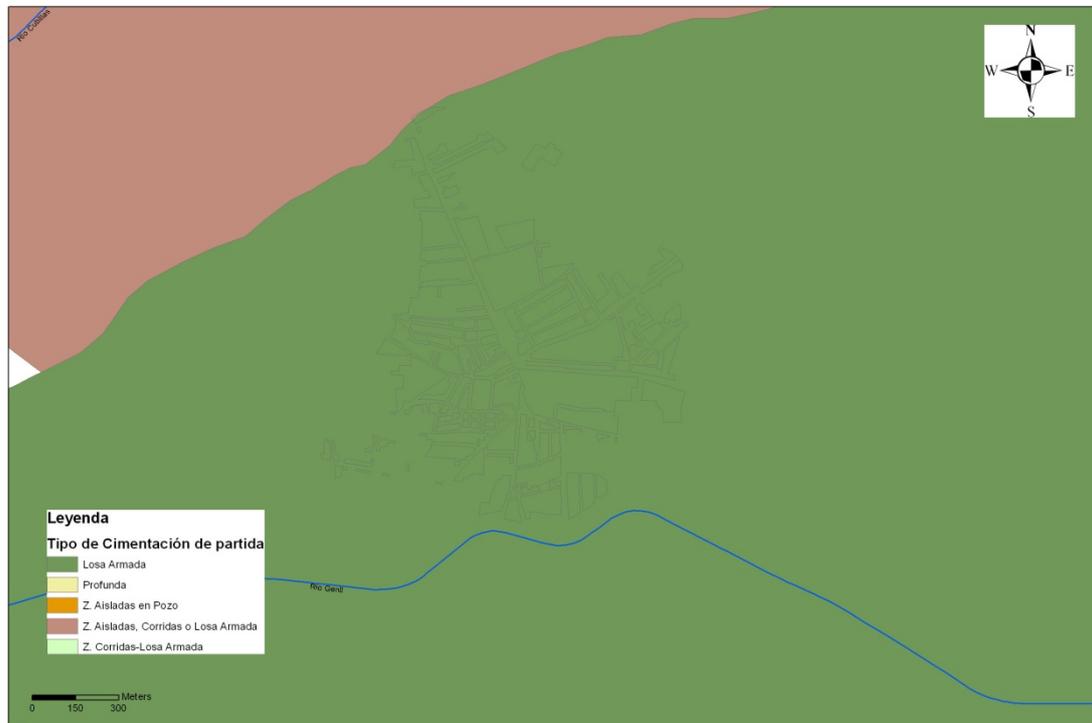
Fig. 140.- Tensión admisible (Kg/cm<sup>2</sup>) en el sector de Fuente Vaqueros

La profundidad de cimentación (Fig. 141) en este sector viene determinada por la cota a la que se localice el material competente (espesores de: rellenos, suelos vegetal y/o edáfico y de materiales de muy baja capacidad portante) y además, por la presencia de niveles susceptibles a licuefacción y/o densificación, cuestión que también condiciona el tipo de cimentación. La profundidad varía entre 1,5 y 2,0 m.

En cuanto al tipo de cimentación (Fig. 142), se recomiendan cimentaciones superficiales con gran capacidad de reparto y rigidez tipo losa armada con canto no inferior a 0,70 m.



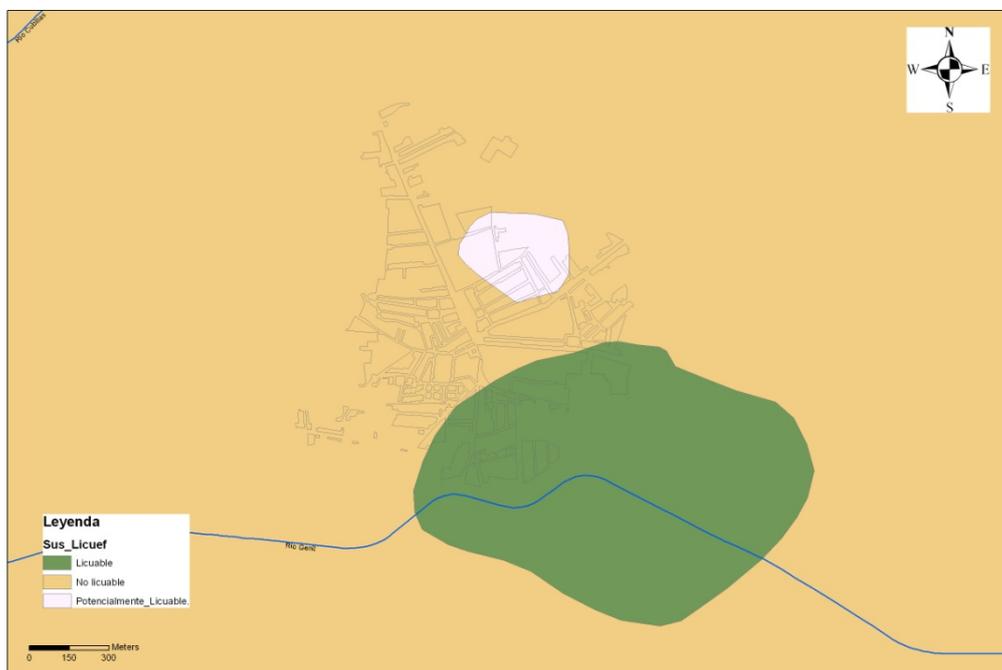
**Fig. 141.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Fuente Vaqueros**



**Fig. 142.- Tipo de cimentación en el sector de Fuente Vaqueros**

En este sector se ha detectado las siguientes zonas susceptibles a licuefacción:

- SE del casco urbano de Fuente Vaqueros: los niveles susceptibles a licuefacción se localizan a una profundidad de entre 3,0 y 4,0 m. La cimentación recomendada en todo el casco urbano de esta localidad es una de tipo directo a base de losa armada con canto no inferior a 0,70 m, encontrándose el nivel freático próximo a la superficie, en torno a 1,5 m. Dado que la ejecución de sótanos, solución factible para eliminar los niveles licuables, es complicada por la altura a la que puede encontrarse la lámina de agua, se recomienda para todo el este sector adoptar cimentaciones profundas tipo pilotaje.



**Fig. 143.- Susceptibilidad a licuefacción en el sector de Fuente Vaqueros**

En el caso de la cuantificación de asentamientos previsible por densificación en capas arenosas:

- Los asentamientos previsible son de consideración, entre 9 y 28 cm, ya que los espesores de las capas arenosas, con distinta proporción de finos arcillosos y/o limosos, varían entre 7 y 10 m. El mayor asentamiento se prevé en los materiales que se detectan en el sector SSE.

En este sector se han prescrito cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez tipo losa armada con canto no inferior a 0,70 m. Si bien, las profundidades a las que se localizan las capas arenosas que pueden sufrir

densificación varían entre 3 y 15 m, por lo que no pueden salvarse con la ejecución de un sótano y/o profundización de la cota de cimentación; además hay que contar con que el nivel piezométrico se localiza a una profundidad en torno a 1,5 m. Por lo anterior, se recomienda disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje. Dichos asientos por densificación deberán tenerse en cuenta a la hora del dimensionamiento de los pilotes ya que pueden producir rozamientos negativos que incrementa la carga axil.

Tras calcular los efectos sísmicos, susceptibilidad a licuefacción y asentos previsible por densificación, y analizar las condiciones de cimentación (fundamentalmente en cuanto a posición del nivel piezométrico y espesor de materiales no aptos para cimentar directamente sobre ellos) se ha corregido el mapa de tipo de cimentación, resultando un aumento de las zonas en las que es necesario disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje (Fig. 144).



**Fig. 144.- Tipo de cimentación teniendo en cuenta los efectos sísmicos sobre el suelo en el sector de Fuente Vaqueros**

Por todo lo anterior, la mejor dirección de expansión del casco urbano de la localidad de Fuente Vaqueros es hacia el NNW.

### Sector de Granada-La Chana:

En lo que respecta a la tensión admisible (Fig. 145), limitada por hundimiento y por asentamientos, varía entre 0,7 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> asociados los más bajos a suelos preponderantemente finos (paleosuelos finos) y los más altos a niveles en los que impera la fracción granular gruesa (paleosuelos gruesos y coluvial de la F. Alhambra), Como valor medio conservador se puede tomar 1,2 Kg/cm<sup>2</sup>.

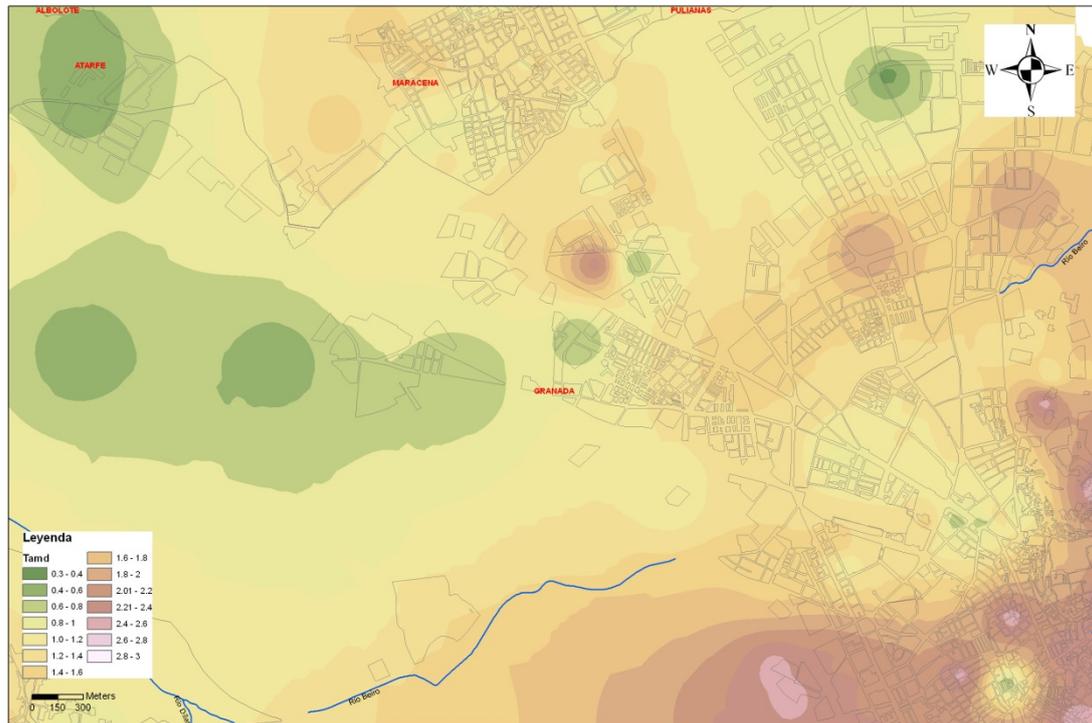
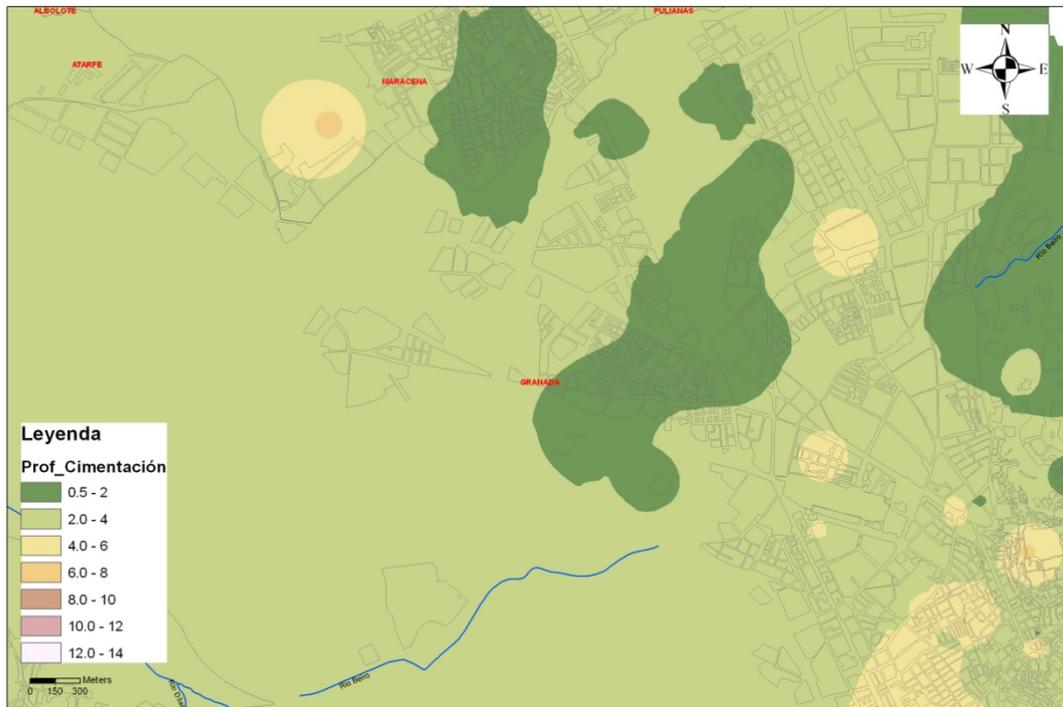


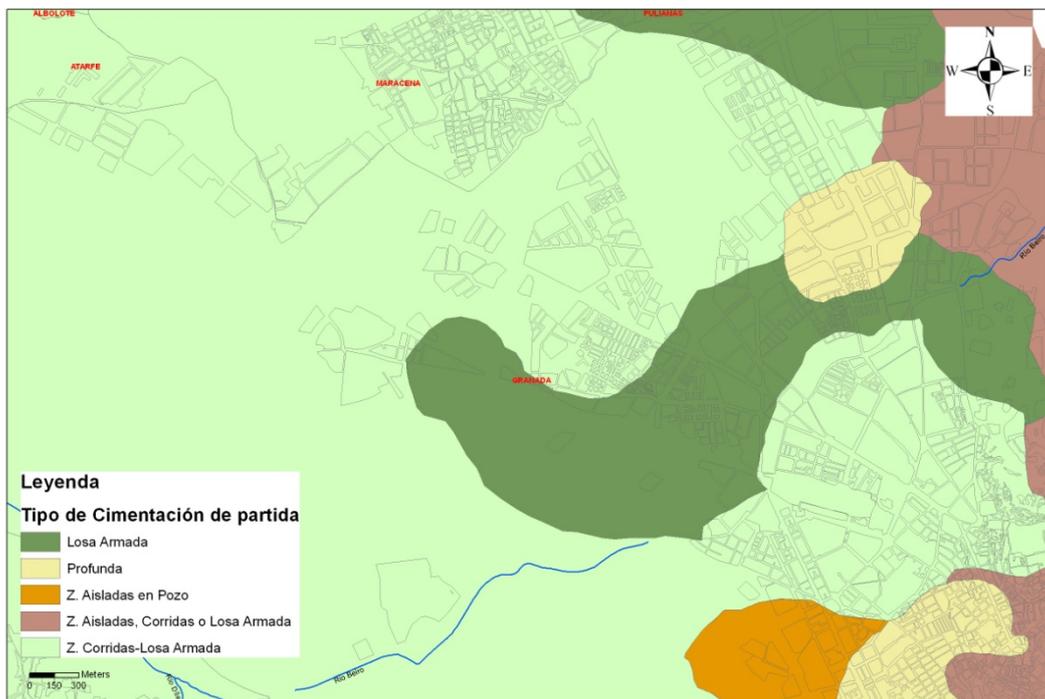
Fig. 145.- Tensión admisible (Kg/cm<sup>2</sup>) en el sector de Granada-La Chana

La profundidad de cimentación (Fig. 146) en este sector viene determinada por la cota a la que se localice el material competente (espesores de: rellenos, suelos vegetal y/o edáfico y de materiales de muy baja capacidad portante) y además, por la presencia de niveles susceptibles a licuefacción y/o densificación, cuestión que también condiciona el tipo de cimentación. La profundidad varía entre 1,0 y 3,0 m.

En cuanto al tipo de cimentación (Fig. 147), se recomiendan cimentaciones superficiales con gran capacidad de reparto y rigidez tipo zapatas corridas, emparrillados o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m.



**Fig. 146.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Granada-La Chana**



**Fig. 147.- Tipo de cimentación en el sector de Granada-La Chana**

En lo que respecta a niveles susceptibles a licuefacción, en este sector el nivel piezométrico se encuentra entre 15 y 30 m por lo que no existen niveles saturados hasta una profundidad mínima de 15 m; se puede catalogar a este sector como no licuable.

En el caso de la cuantificación de asentos previsibles por densificación en capas arenosas:

- Los valores de asentos previsibles por densificación varían entre 0,5 y 11 cm en niveles de arena que se localizan a profundidades variables entre 1 y 10 m.

La cimentación recomendada es de tipo directo, a base zapatas corridas y/o losas armadas con catos no inferiores a 0,70 m. No obstante, los niveles susceptibles a sufrir cambios volumétricos se localizan hasta profundidades de 10 m, lo que conlleva la ejecución de uno a tres sótanos, dependiendo de las zonas; o bien, disponer cimentaciones profundas a base de pilotaje.

En este caso, no se ha creído necesario modificar el mapa de tipo de cimentación ya que depende en gran medida del modelo constructivo que se adopte, en cuestión de número de plantas bajo rasante.

Por todo lo anterior, la mejor dirección de expansión del casco urbano de Granada en el sector del distrito de la Chana es hacia el NW.

### **Sector de Churriana de la Vega:**

En lo que respecta a la tensión admisible (Fig. 148), limitada por hundimiento y por asentos, varía entre 1,8 y 2,5 Kg/cm<sup>2</sup> asociados los más bajos a suelos con alternancias de niveles finos y granulares con repartición irregular (aluvial fino/granular) y los más altos a niveles en los que impera la fracción granular grosera (aluvial Grosero).

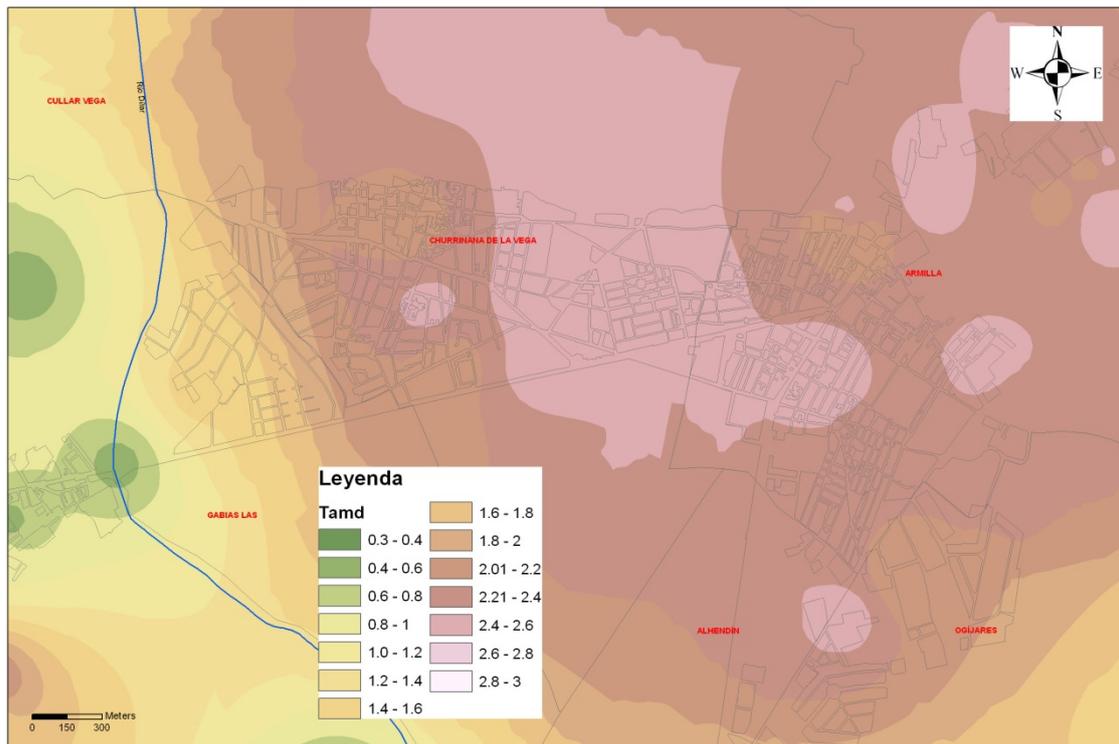
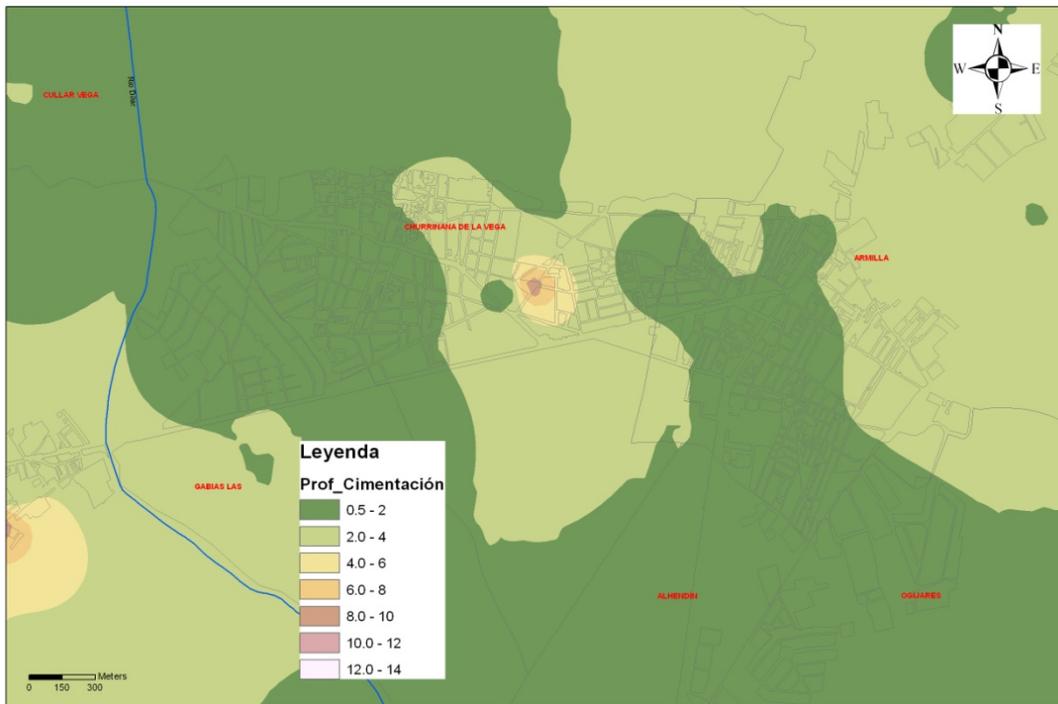


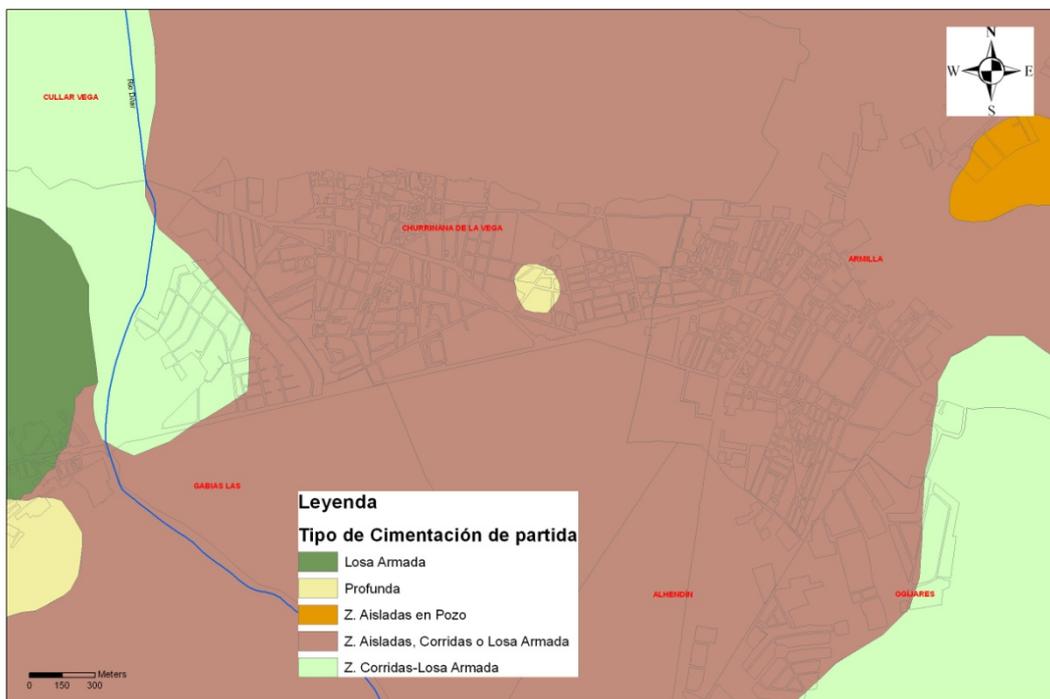
Fig. 148.- Tensión admisible ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ) en el sector de Churrina de la Vega

La profundidad de cimentación (Fig. 149) en este sector viene determinada por la cota a la que se localice el material competente (espesores de: rellenos, suelos vegetal y/o edáfico y de materiales de muy baja capacidad portante) y además, por la presencia de niveles susceptibles a densificación, cuestión que también condiciona el tipo de cimentación. La profundidad varía entre 1,5 y 3,0 m, existiendo puntos singulares al E de la zona central del casco urbano en donde el espesor de rellenos puede alcanzar los 9,0 m.

En cuanto al tipo de cimentación (Fig. 150), es factible adoptar cualquiera de tipo directo, excepto en aquellos sectores donde el espesor de relleno sea de consideración, en donde se ha debido disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje.



**Fig. 149.- Profundidad mínima de cimentación (m) en el sector de Churrina de la Vega**



**Fig. 150.- Tipo de cimentación en el sector de Churrina de la Vega**

En lo que respecta a niveles susceptibles a licuefacción, en este sector el nivel piezométrico se encuentra a profundidades muy notables por lo que no existen niveles saturados hasta una profundidad mínima de 60 m, siendo imposible que se produzcan fenómenos de licuación de suelos; se puede catalogar a este sector como no licuable.

En el caso de la cuantificación de asentos previsibles por densificación en capas arenosas:

- Los asentos previsibles varían entre 1,4 y 2,4 cm, dependiendo del espesor de la capa de arenas bien o mal gradadas con matriz limosa, que se encuentra entre 1,0 y 1,5 cm.

En este sector se pueden disponer cualquier tipo de cimentación directa. Si bien, los asentos máximos previsibles inducidos por sismo hacen desconfiar del tipo zapatas aisladas, no obstante, las profundidades a las que se localizan las capas arenosas pueden salvarse con la ejecución de un sótano y/o profundización de la cota de cimentación.

En este caso, no se ha creído necesario modificar el mapa de tipo de cimentación ya que depende en gran medida del modelo constructivo que se adopte, sobre todo en cuestión de número de plantas bajo rasante.

En este caso de estudio se puede decir que la expansión de esta localidad se puede llevar a cabo en cualquier dirección.

### **VI.3.2. Modelización estructural para el dimensionamiento de la cimentación**

Para establecer las morfologías de las construcciones existentes actualmente se ha utilizado la información cedida por el Catastro, completada con visitas a campo donde se han constituido una serie de fichas, presentándose un ejemplo en la Tabla 58. Una vez establecidas las morfologías tipo, se han realizado las modelizaciones (software CYPE) de las estructuras y cimentaciones determinando en cada caso las cargas axiales y momentos flectores en cimentación inducidos por la superestructura y por sismo, así como el efecto de sobrepresión axial de las vigas riostras o centradoras preceptivas según el CTE y la NCSE-02 para esta zona; prefijando en cada caso el tipo de cimentación y tensión admisible, limitada por hundimiento y por asentos, obtenidas de la Base de Datos, a fin de establecer el dimensionamiento mínimo de la cimentación; además, se ha comprobado la tensión transmitida al terreno en

condiciones dinámicas y estáticas, estableciendo el grado de seguridad resultante frente a la acción sísmica que marca la NCSE-02.

**Tabla 58.- Ejemplo de ficha para completar las morfologías de las construcciones**

<b>Población:</b> Fuente Vaqueros	<b>Nº ficha:</b> 40
<b>Dirección:</b>	
<b>Año de construcción:</b> 1956	
<b>Tipo de cimentación:</b> Ladrillo o piedra con mortero	
<b>Tipo de estructura:</b> Muros de ladrillo con forjados de rollizos de madera	
<b>Estado general:</b> Bueno	
<b>Observaciones:</b> Uso vivienda unifamiliar (2 plantas)	

La tensión admisible y tipo de cimentación obtenidos de la Base de datos para cada una de las localidades estudiadas son:

**Tabla 59.- Tensión admisible y tipo de cimentación para modelizar las estructuras**

	<b>TIPO CIMENTACIÓN</b>	<b>TENSIÓN ADMISIBLE (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Albolote</b>	Z. Corridas-Losa Armada	0,7
<b>Atarfe</b>	Zapatas Corridas-Losa Armada	0,7
<b>Fuente Vaqueros</b>	Losa Armada	0,6
<b>Granada-La Chana</b>	Zapatas Corridas-Losa Armada	1,2
<b>Churriana de la Vega</b>	Z. Aisladas	2,3

Se han establecido cuatro modelos (Tabla 60) que representan el uso y tipo de construcción; vivienda unifamiliar aislada, vivienda unifamiliar pareada, vivienda unifamiliar adosada y viviendas plurifamiliares en bloque, denominados M1, M2, M3 y M4, respectivamente, con variación del número de plantas sobre y bajo rasante (Tabla 60 y Fig. de la 172 a la 190). En el caso de los modelos M2 y M3, se ha tratado conjuntamente, ya que el M2 es una porción de las viviendas unifamiliares adosadas (M3), por lo que sólo se ha calculado el M2.

**Tabla 60.- Modelos constructivos, luces medias, dimensiones en planta y tipo de forjados**

	<b>Viviendas Unifamiliar aisladas (M1)</b>	<b>Viviendas Unifamiliares Pareadas (M2)</b>	<b>Viviendas Unifamiliares Adosadas (M3)</b>	<b>Viviendas Plurifamiliares (M4)</b>
Dimensión en planta	6x10 m	6x10 m	10 viv. De 6x10m	20 x10 m
Modulación entre apoyos	6 m	6 m	6 m	5 m
Tipo Forjado	Reticular	Reticular	Reticular	Unidireccional

Además, a fin de reproducir lo más fielmente posible la realidad, se han modelizado, en el caso de estructuras de una y dos plantas, viviendas a base de muros de carga de fábrica de ladrillo o de tapial (con un máximo de dos alturas ya que la NCSE-02 prescribe lo siguiente, “*si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,08 g e inferior a 0,12 g, las edificaciones de fábrica de ladrillo, de bloques de mortero, o similares, poseerán un máximo de cuatro alturas, y si dicha aceleración sísmica básica es igual o superior a 0,12 g, un máximo de dos*”; Granada y su Área Metropolitana superan con creces (de 0,21 g a 0,24 g) la aceleración sísmica básica de 0,12g.

En la Tabla 61 se exponen las morfologías estructurales predominantes en cada una de las localidades así como los modelos utilizados y la denominación que se le ha dado a cada modelo; se presentan también en las Fig. 151 a la Fig. 169 las morfologías estructurales modelizadas en 3D.

	MORFOLOGÍA	% CONSTRUCCIONES ACTUALES (%)	MODELOS			ESTRUCTURA PORTICADA DE HA	MUROS FÁBRICA DE LADRILLO	MUROS DE TAPIAL	DENOMINACIÓN MODELO		
									M1	M2	M4
Albolote	1h+0s	45,4	M1	-	-	X	X	X	1hzcrm1_Alb	-	-
	2h+1s	29,6	M1	M2/M3	-	X	-	-	2h+1zcrm1_Alb	2h+1zcrm2_Alb	-
	2h+0s	15,8	M1	M2/M3	-	X	X (sólo M1)	X (sólo M1)	2hzcrm1_Alb	2hzcrm2_Alb	-
	3h+0s	1,4	-	M2/M3	M4	x	-	-	-	3hzcrm2_Alb	3hzcrm4_Alb
	4h+0s	1,2	-	-	M4	X	-	-	-	-	4hzcrm4_Alb
Atarfe	1h+0s	49,3	M1	-	-	X	X	X	1hzcrm1_Ata	-	-
	2h+0s	24,9	M1	M2/M3	-	X	X (sólo M1)	X (sólo M1)	2hzcrm1_Ata	2hzcrm2_Ata	-
	2h+1s	12,6	M1	M2/M3	-	X	-	-	2h+1zcrm1_Ata	2h+1zcrm2_Ata	-
	3h+0s	3,3	-	M2/M3	-	X	-	-	-	3hzcrm2_Ata	3hzcrm4_Ata
	3h+1s	3,2	-	M2/M3	-	X	-	-	-	3h+1zcrm2_Ata	-
	4h+0s	0,2	-	-	M4	X	-	-	-	-	4hzcrm4_Ata
Fuente Vaqueros	1h+0s	49,2	M1	-	-	X	X	X	1lam1_Ftv	-	-
	2h+0s	38,8	M1	M2/M3	-	X	-	-	2lam1_Ftv	2lam2_Ftv	-
	3h+0s	5,5	-	M2/M3	M4	X	X (sólo M1)	X (sólo M1)	-	3lam2_Ftv	3lam4_Ftv
	4h+0s	-	-	-	M4	X	-	-	-	-	4lam4_Ftv
Granada-La Chana	1h+0s	20,1	M1	-	-	X	X	X	1hzcrm1_Gra	-	-
	2h+1s	18,1	M1	M2/M3	-	X	-	-	2h+1zcrm1_Gra	2h+1zcrm2_Gra	-
	3h+0s	5,7	-	M2/M3	M4	x	-	-	-	3hzcrm2_Gra	3hzcrm4_Gra
	3h+1s	1,8	-	M2/M3	-	X	-	-	-	3h+1zcrm2_Gra	-
	4h+0s	16,8	-	-	M4	X	-	-	-	-	4hzcrm4_Gra
	8h+0s	0,3	-	-	M4	X	X (sólo M1)	X (sólo M1)	-	-	8hzcrm4_Alb
Churriana de la Vega	1h+0s	42,9	M1	-	-	X	X	X	1hzarm1_Chv	-	-
	2h+1s	15,3	M1	M2/M3	-	X	-	-	2h+1acrm1_Chv	2h+1zcam2_Chv	-
	2h+0s	24,9	M1	M2/M3	-	X	X (sólo M1)	X (sólo M1)	2hzarm1_Chv	2hcam2_Chv	-
	3h+0s	3,2	-	M2/M3	M4	x	-	-	-	3hzcrm2_Chv	3hzcrm4_Chv
	3h+1s	5,3	-	M2/M3	-	X	-	-	-	3h+1zcrm2_Chv	-
	4h+0s	0,3	-	-	M4	X	-	-	-	-	1hzcarm4C_hv

Tabla 61.- Resumen de modelos estructurales calculados en las en las localidades de Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Granada-La Chana y Churriana de la Vega

Siglas Tabla 61: **h-** plantas sobre rasante; **s-** plantas bajo rasante (sótanos o semisótanos); **M1-** vivienda unifamiliar aislada, **M2-**vivienda unifamiliar pareada; **M3-**vivienda unifamiliar adosada; **M4-**vivienda plurifamiliar en bloque; **zcr-** zapatas corridas con riostras; **la-** losa armada; **zar-** zapatas aisladas con riostras; **Alb-** Albolote; **Ata-**Atarfe; **Ftv-**Fuente Vaqueros; **Gra-** Granada-La Chana; **Chv-**Churriana de la Vega.

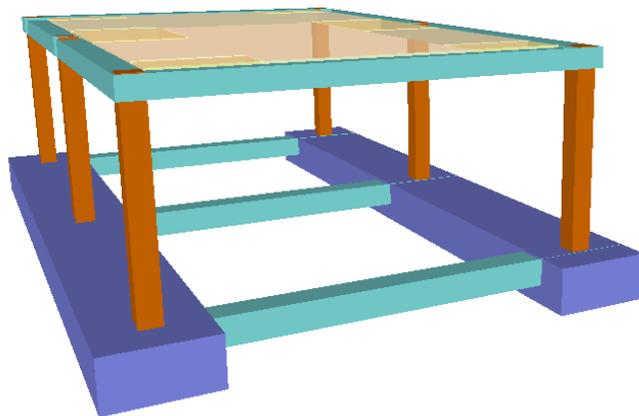


Fig. 151.- Modelo M1 con una altura sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras

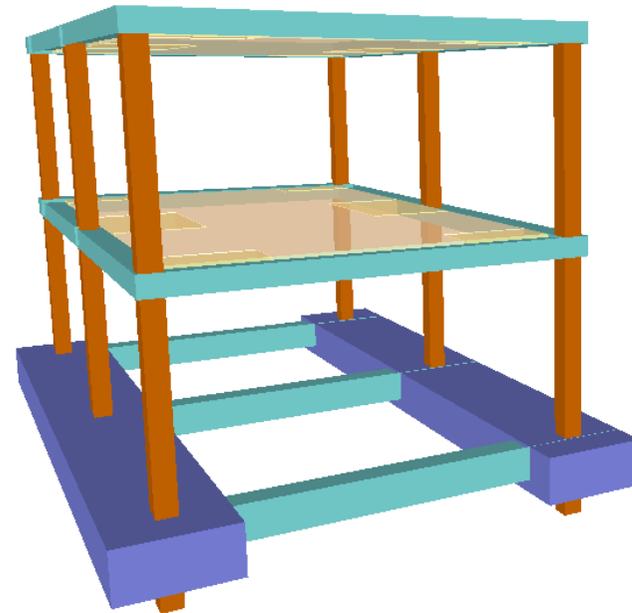


Fig. 152.- Modelo M1 con dos altura sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras

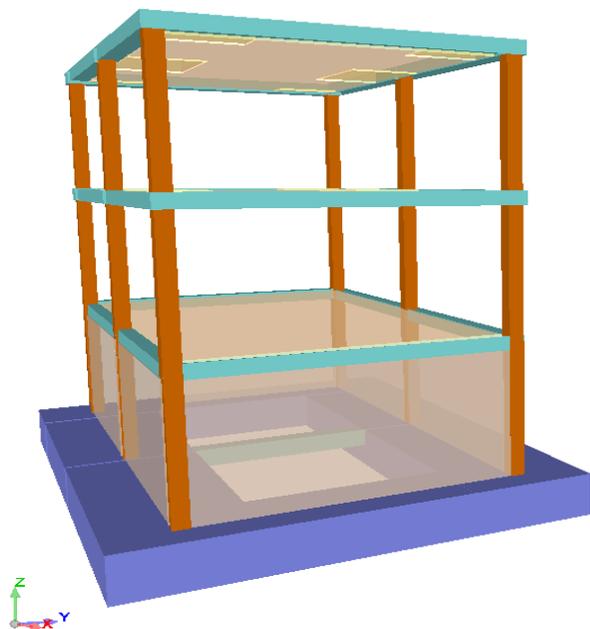


Fig. 153.- Modelo M1 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas corridas y vigas riostras

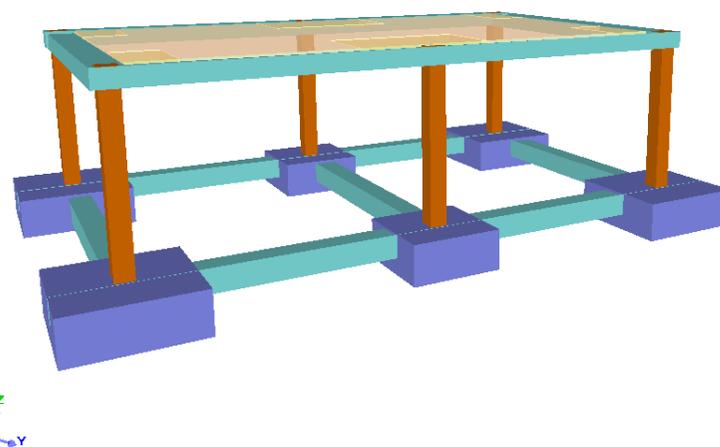


Fig. 154.- Modelo M1 con una altura sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras

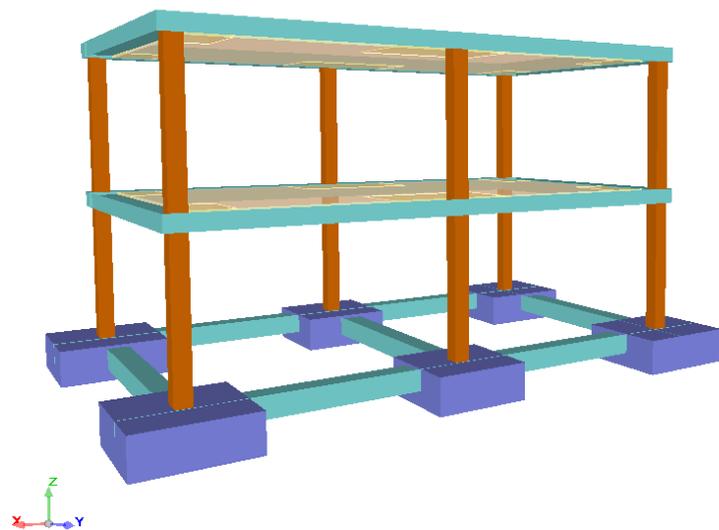


Fig. 155.- Modelo M1 con dos alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras

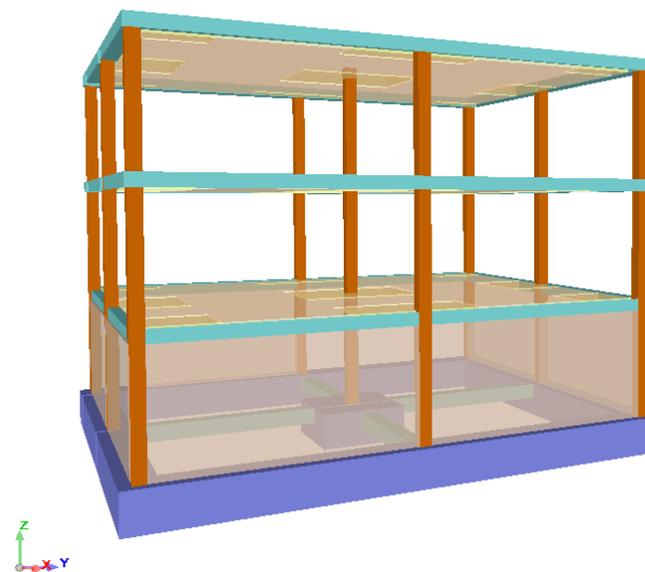
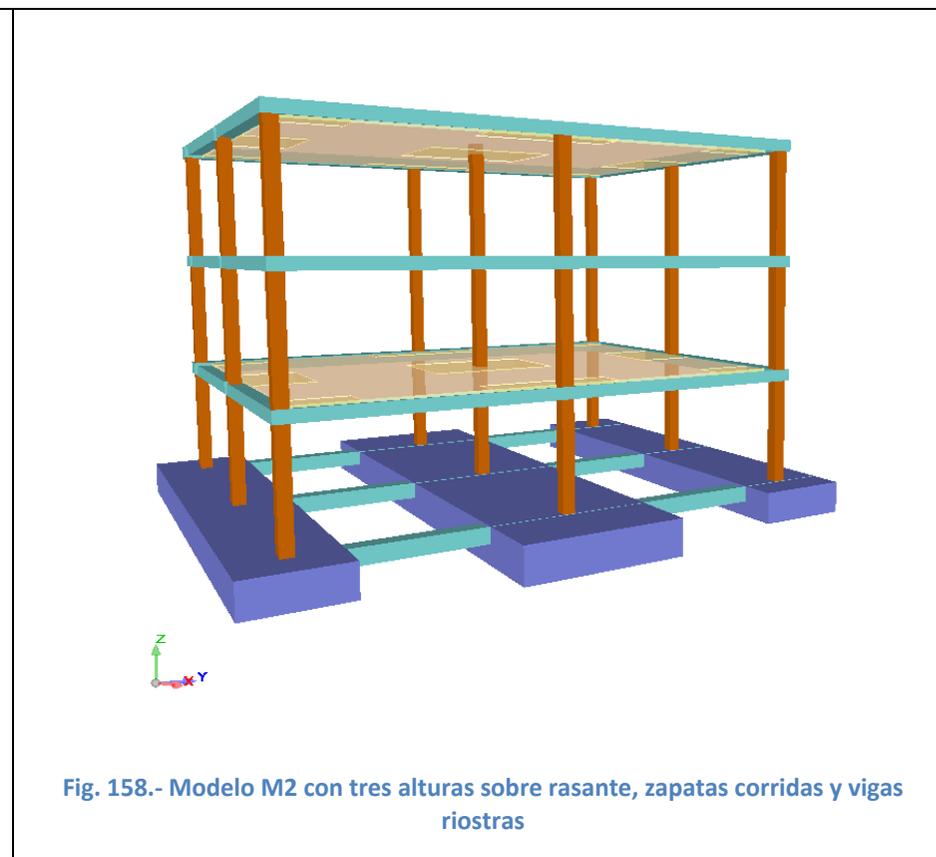
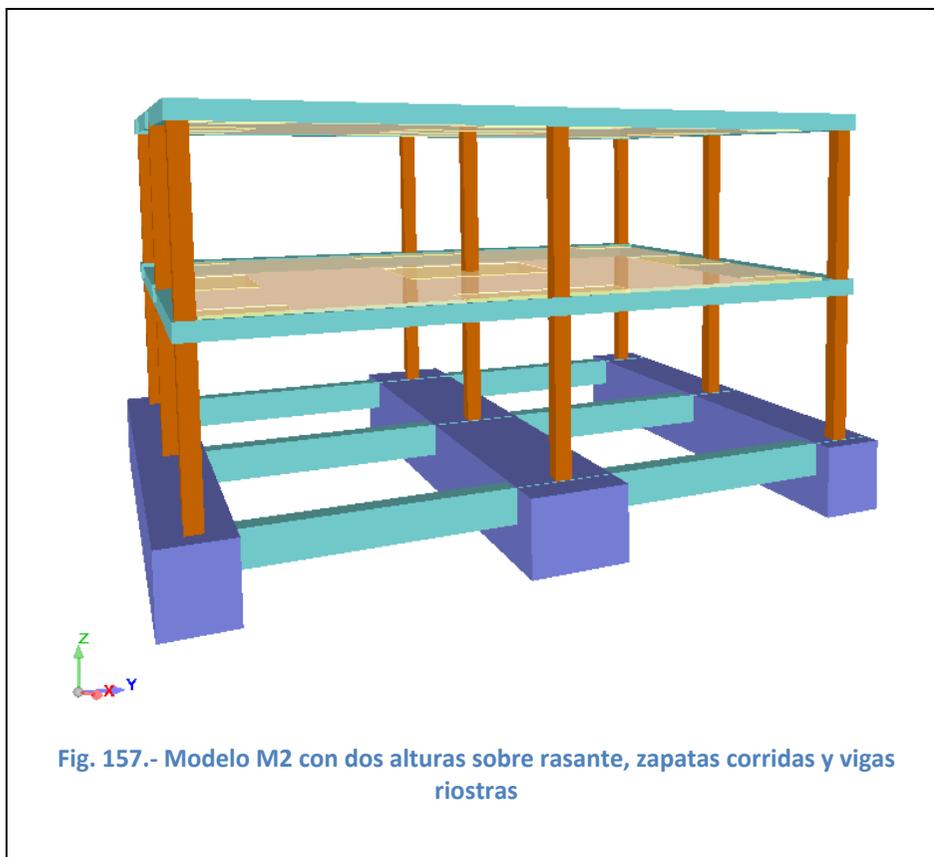


Fig. 156.- Modelo M1 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas aisladas, corridas bajo muros y vigas riostras



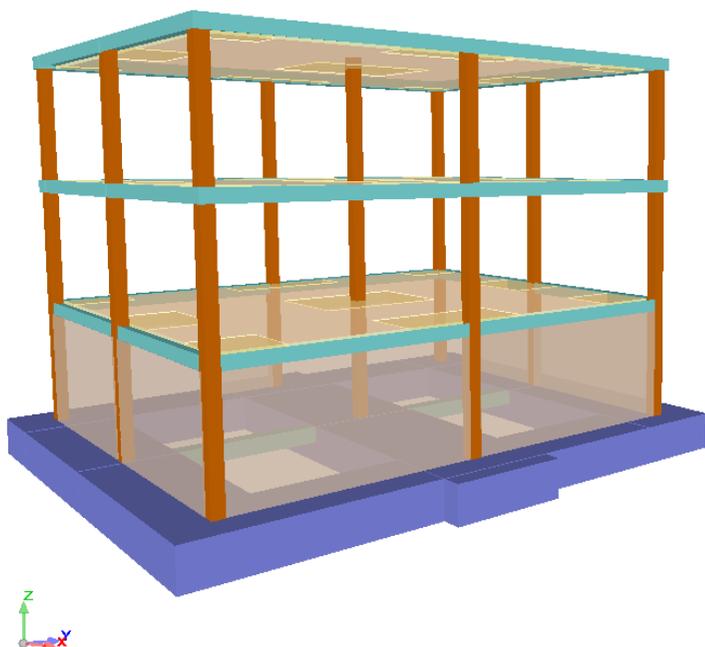


Fig. 159.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas corridas y vigas riostras

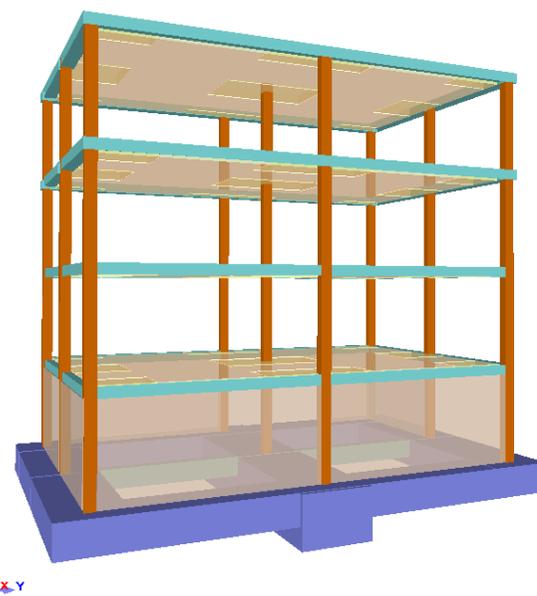


Fig. 160.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante y un sótano, zapatas corridas y vigas riostras

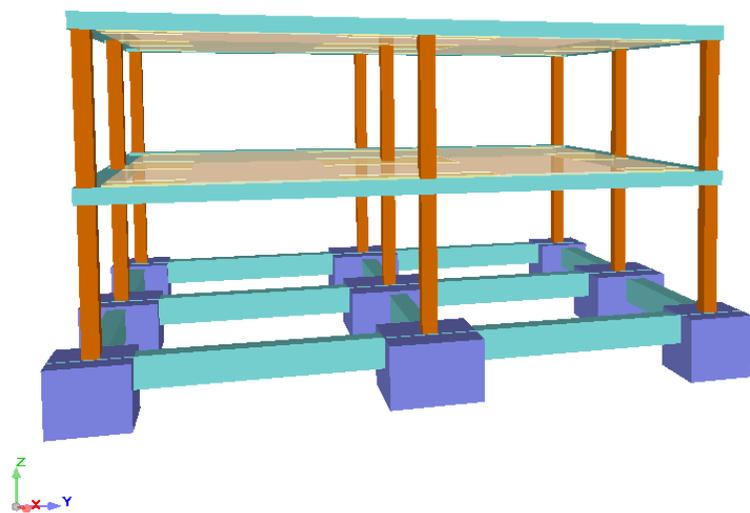


Fig. 161.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras

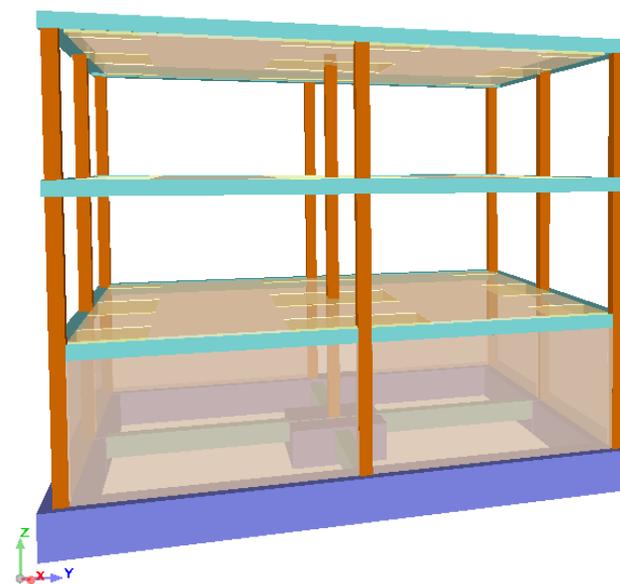


Fig. 162.- Modelo M2 con dos alturas sobre rasante y un sótano, zapatas aisladas y vigas riostras

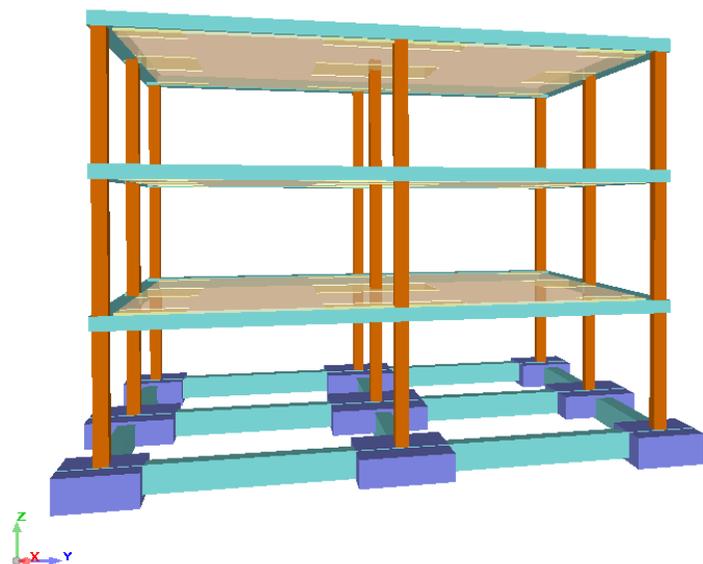


Fig. 163.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante, zapatas aisladas y vigas riostras

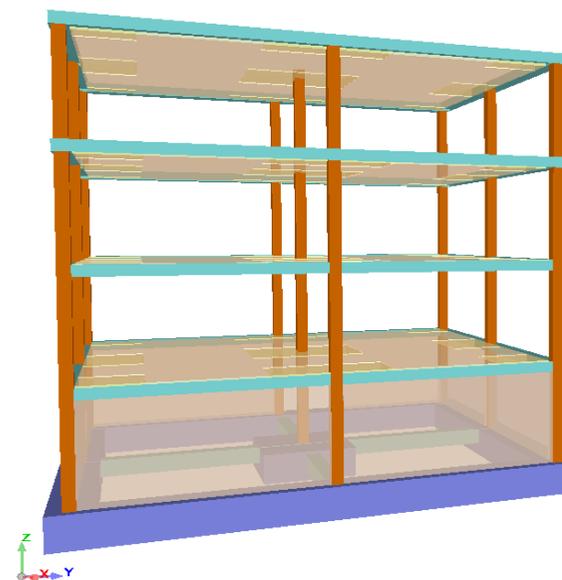


Fig. 164.- Modelo M2 con tres alturas sobre rasante y un sótano, zapatas aisladas, corridas bajo muros y vigas riostras

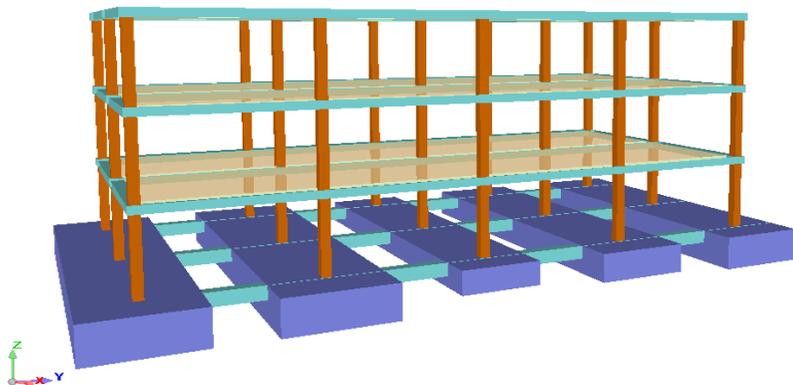


Fig. 165.- Modelo M4 con tres alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras

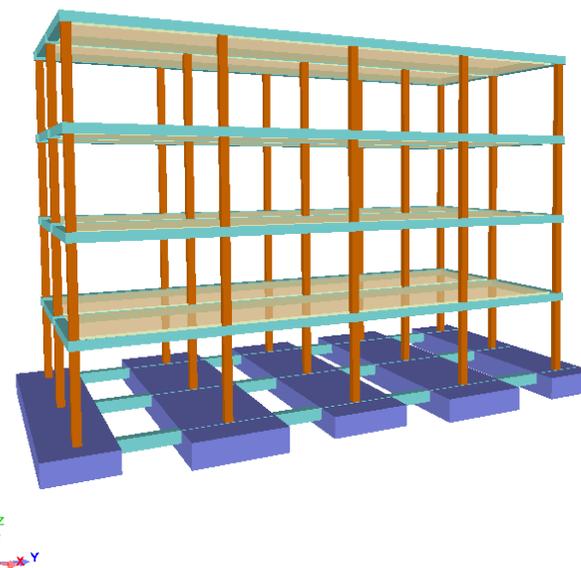
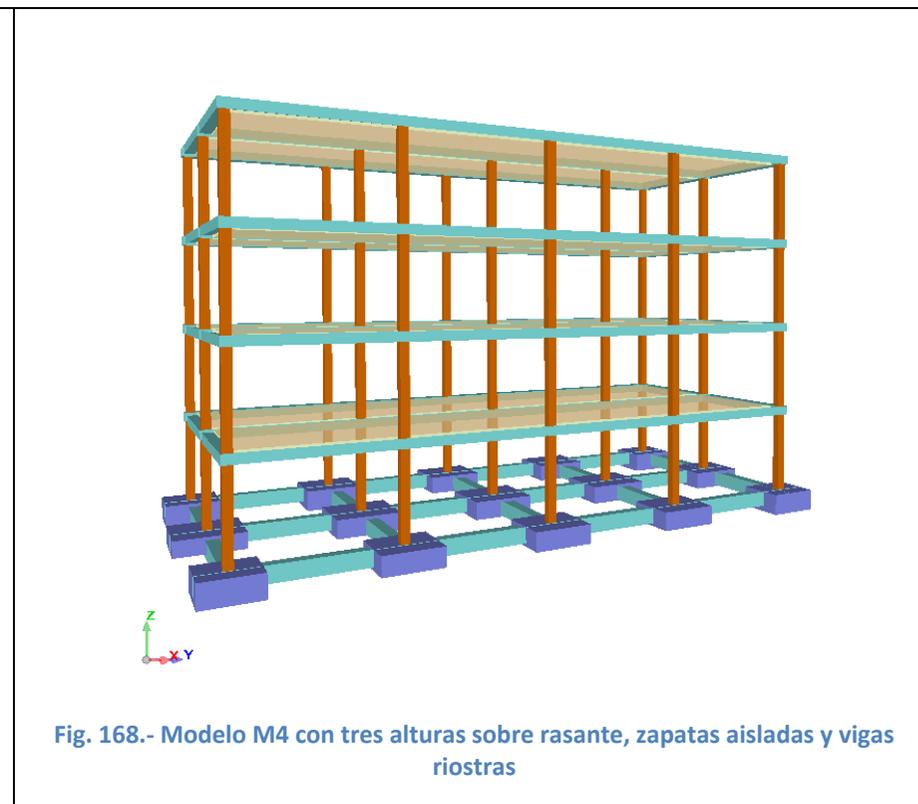
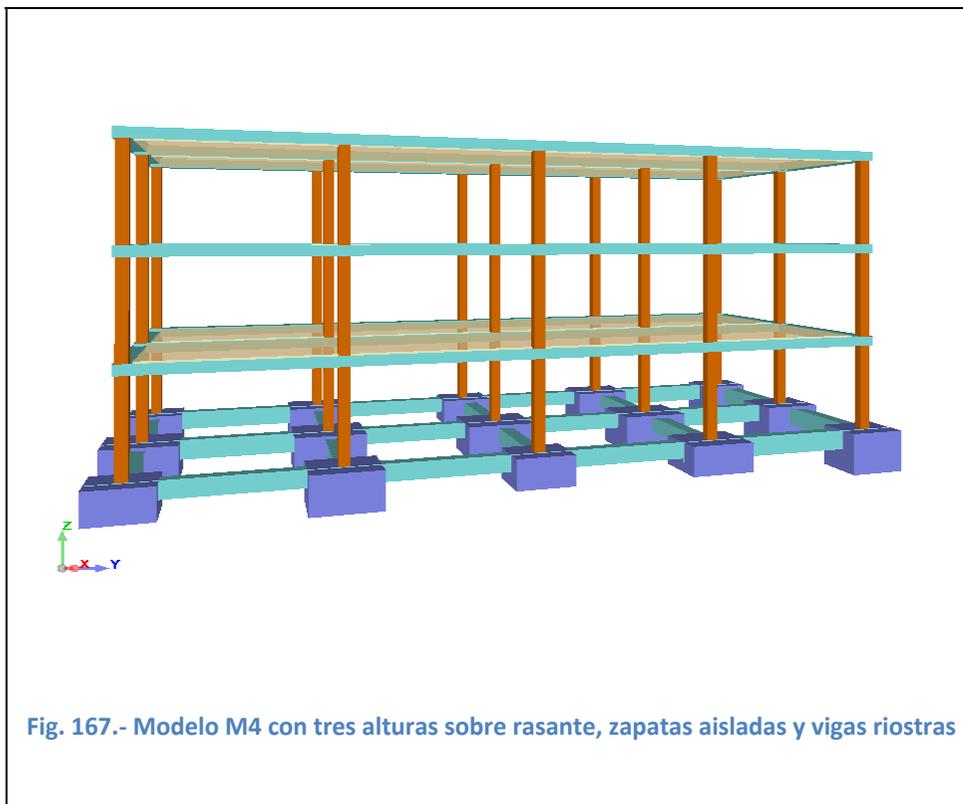


Fig. 166.- Modelo M4 con tres alturas sobre rasante, zapatas corridas y vigas riostras





A continuación se presentan los resultados obtenidos de las cargas transmitidas al terreno para cada morfología de edificación y en cada una de las localidades, teniendo en cuenta las cargas axiales transmitidas a cimentación debidas a cargas permanentes, sobrecarga de uso (el 100%, situación más desfavorable, aunque la NCSE-02 recomienda a efectos de cálculo tener en cuenta tan sólo el 50% en viviendas), sobrecarga del peso de la cimentación, sobrecargas axiales derivadas de las vigas riostras y cargas axiales impuestas por el sismo; Albolote y Atarfe se tratarán conjuntamente ya que la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asiento, y la aceleración básica es la misma,  $7 \text{ T/m}^2$  y  $0,23 \text{ g}$ , respectivamente.

A modo de ejemplo, se adjuntan tres hojas de resultados de cálculo, correspondientes a morfologías estructurales y tipo de cimentación distintas, obtenidos a partir de los listados que resultan del software de cálculo de estructuras (CYPE) y de la información de la Base de Datos (Fig. 170 a Fig. 172).

# CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

MODELO	Dimensiones Construidas en Planta		Dimensiones de cálculo con sismo		Dimensiones de cálculo sin sismo	
	3hzcrm2_Alb_Zexternas	Ancho (m)	10	B (m)	2,6	B (m)
	Largo (m)	12	L (m)	12,6	L (m)	12,4
	Alturas		Sup. (m <sup>2</sup> )	32,76	Sup. (m <sup>2</sup> )	29,8
	Sótanos o semisótanos	0	Canto (m)	0,70	Canto (m)	0,70
	Sobre rasante	3	Luz media entre pilares (m)		6	

Tipo de cimentación recomendado	Zapatas corridas	Losa Armada
Superficie Construida en Planta (m <sup>2</sup> )		120

% de aumento de Superficie	9,16
Sobrecarga axial Cimentación (T)	57,33
Sobrecarga axial Riostras (T)	24,72

Pilar	Hipótesis	CARGA AXIL (T)				MOMENTOS (T/m)			
		N TOTAL	P1	P2	P3	MyP1	MyP2	MyP3	TOTAL M
P1, P2, P3	Carga permanente	106,19	28,27	49,9	28,02	0,94	11,1	0,94	12,98
	Sobrecarga de uso	17,21	3,91	9,4	3,9	0,17	0,28	0,17	0,62
	<b>Total Sin Sismo</b>	<b>180,73</b>	<b>32,18</b>	<b>59,3</b>	<b>31,92</b>	<b>1,11</b>	<b>11,38</b>	<b>1,11</b>	<b>13,6</b>
	Sismo	31,15	9,29	12,71	9,15	11,64	12,53	11,67	35,84
	<b>TOTAL</b>	<b>236,60</b>	<b>41,47</b>	<b>72,01</b>	<b>41,07</b>	<b>12,75</b>	<b>23,91</b>	<b>12,78</b>	<b>49,44</b>

Tensión admisible asignada al terreno a a partir de la Base de Datos (T/m <sup>2</sup> )	7,00
Tensión transmitida al terreno (T/m <sup>2</sup> )	
Sin sismo	5,52
Con sismo	7,22

Superficie ocupada por la cimentación (m <sup>2</sup> )	117,96
% Ocupación de la Cimentación	98,30

Tipo de cimentación más recomendable en función del % de ocupación y diseño estructural	Losa Armada
---	-------------

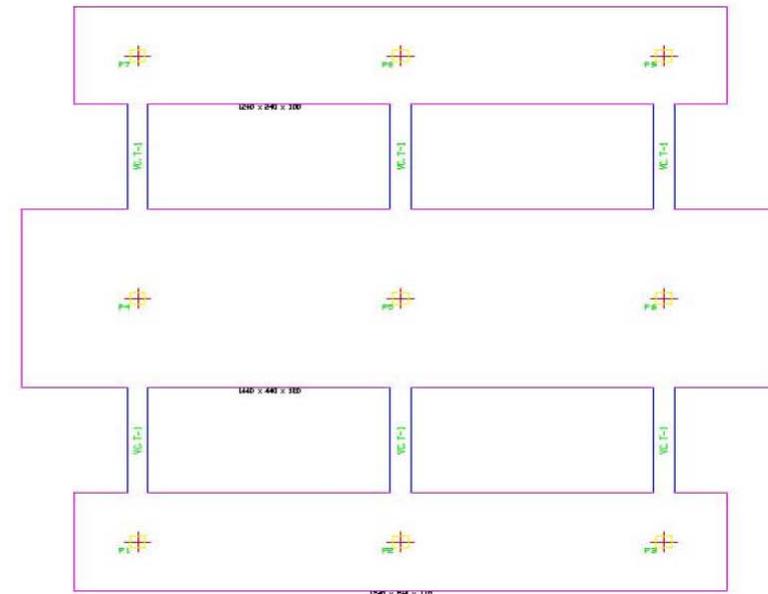
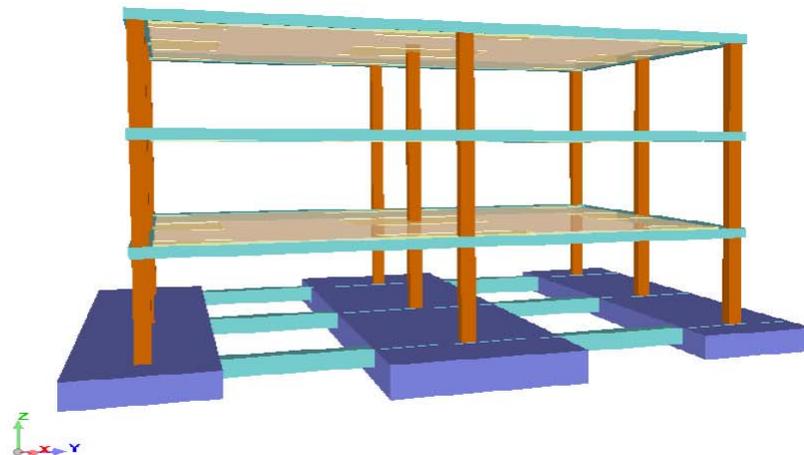


Fig. 170.- Hoja de resultados de cálculos de cargas en cimentación en el caso de vivienda unifamiliar pareada (3h) en Albolote

# CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

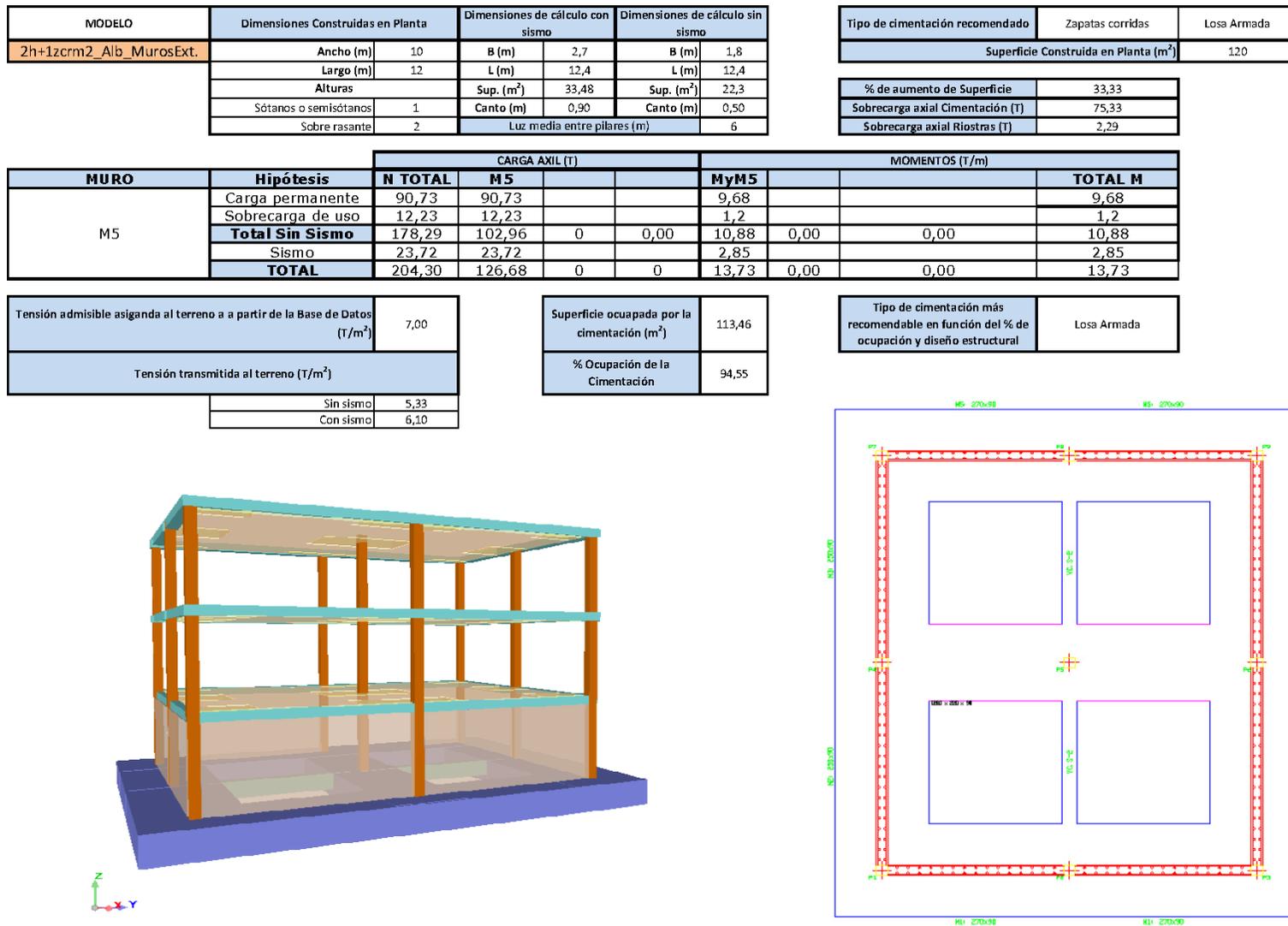


Fig. 171.- Hoja de resultados de cálculos de cargas en cimentación en el caso de vivienda unifamiliar pareada (2h+1) en Albolote

# CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

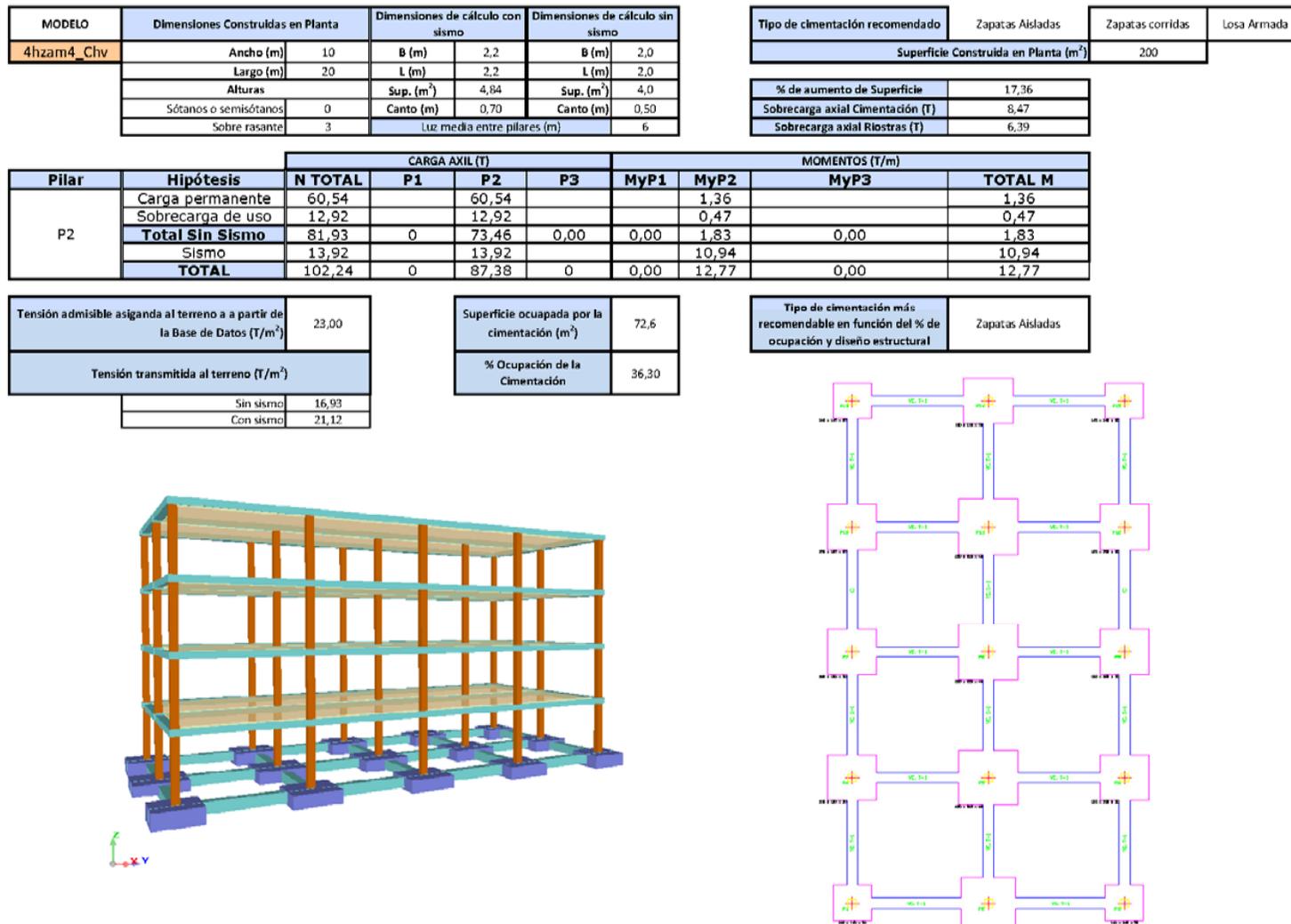


Fig. 172.- Hoja de resultados de cálculos de cargas en cimentación en el caso de vivienda plurifamiliar (4h) en Churriana de la Vega

## CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

### Localidades de Albolote y Atarfe. Cimentación de cálculo- Zapatas Corridas

MODELO	Tensión admisible asignada al terreno a partir de la Base de Datos (T/m <sup>2</sup> )	Tensión transmitida al terreno (T/m <sup>2</sup> )		Comprobación	Dimensiones de Cimentación (BxLxC)		Tipo de cimentación más recomendable en función del % de ocupación respecto a la superficie ocupada por el edificio y diseño estructural
		Sin Sismo	Con Sismo		Con sismo	Sin sismo	
1hzcrm1_Alb	7,00	5,25	6,69	CORRECTO	1,2x11,2x0,70	1,0x11,0x0,70	Zapatas corridas
2hzcrm1_Alb	7,00	5,54	7,20	RIESGO	2,0x12,0x0,70	1,6x11,6x0,70	Losa Armada con refuerzos bajo pilares
2h+1zcrm1_Alb	7,00	5,22	6,13	CORRECTO	3,0x12,2x0,90	2,0x11,4x0,50	Losa Armada con refuerzos bajo pilares
2hzcrm2_Alb_Zcentral.	7,00	6,82	7,64	RIESGO	3,4x13,4x1,30	3,2x13,2x1,20	Losa Armada
2h+1zcrm2_Alb_MurosExt.	7,00	5,33	6,10	CORRECTO	2,7x12,4x0,90	1,8x12,4x0,50	Losa Armada
3hzcrm2_Alb_Zcentral	7,00	6,85	7,84	RIESGO	3,8x13,8x0,90	3,6x13,6x0,90	Losa Armada
3hzcrm2_Alb_Zexternas	7,00	5,52	7,22	RIESGO	2,6x12,6x0,70	2,4x12,4x0,70	Losa Armada
3h+1zcrm2_Alb_Zcentral	7,00	8,68	8,71	RIESGO	2,5x12,0x1,50	1,8x11,8x1,30	Losa Armada
3hzcrm4_Alb	7,00	5,85	7,01	RIESGO	3,2x13,2x1,30	2,0x12,0x0,80	Losa Armada
4hzcrm4_Alb	7,00	5,96	7,68	RIESGO	3,0x12,0x0,70	2,4x12,4x0,70	Losa Armada
1hladm1_Alb	7,00	3,99	4,02	CORRECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas
2hladm1_Alb	7,00	4,13	4,40	CORRECTO	1,6x10,8x0,40	-	Zapatas corridas
1htapm1_Alb	7,00	5,00	5,03	CORRECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas
1htapm1_Alb	7,00	4,71	4,76	CORRECTO	1,8x10,8x0,40	-	Zapatas corridas

Tabla 62.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Atarfe y Albolote

#### Nota:

Dimensiones de la cimentación (m): B- ancho, L-largo, C-canto.

Siglas: h- alturas sobre rasante; +1- plantas bajo rasante; zcr- zapatas corridas con vigas riostras; m1, m2, m4- modelos estructurales; Alb- Albolote; Z- zapatas; lad- fábrica de ladrillo; tap- tapial

Según se observa en la Tabla 62, en las localidades de Atarfe y Albolote los anchos mínimos de cimentación (zapatas corridas) recomendables varían entre 1,2 y 3,8 m. En algunos modelos la tensión transmitida al terreno, teniendo en cuenta todas las solicitaciones mencionadas, supera a la admisible en el caso de introducir las acciones dinámicas; no obstante, cuando la actuación de cargas en cimentación produzca, por su excentricidad, presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá que la punta de tensión transmitida en los bordes supere en un 25% a la tensión admisible prescrita, siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible. No obstante, como se puede comprobar, en el caso de los modelos que se han catalogado como “Riesgo”, las dimensiones establecidas siguen estando del lado de la seguridad. En cuanto al tipo de cimentación más recomendable en función del tanto por ciento de ocupación respecto a la superficie en planta del edificio y diseño estructural, se aprecia que en todos los modelos, excepto las unifamiliares aisladas de una planta y lógicamente las de fábrica de ladrillo y tapial, es recomendable adoptar una solución de losa armada ya que las zapatas corridas ocupan más del 50% (Rodríguez Ortiz et al., 1982); además, en los modelos de viviendas unifamiliares de dos plantas sería recomendable aumentar el canto de la losa en sus bordes, constituyendo una losa armada con refuerzos bajo columnas, ya que no presenta pilares intermedios.

La Tabla 63 muestra, para la localidad de Fuente Vaqueros, que los cantos mínimos de cimentación (losa armada) recomendables varían entre 0,7 y 0,9 m. En este caso, dada la capacidad de reparto de las cargas de la cimentación, en todos los modelos la tensión transmitida al terreno se encuentra por bajo de la admisible. Además, no es necesario tener en cuenta el tanto por ciento de ocupación de la cimentación respecto a la planta del edificio y diseño estructural, ya que directamente se ha prescrito al 100%. En cuanto a los modelos de muros de fábrica de ladrillo y tapial, con zapatas corridas bajo éstos, hay que tener en cuenta que la vulnerabilidad de estas cimentaciones es mayor derivadas de las irregularidades mecánico geotécnicas del material portante y de las acciones sísmicas; aunque las tensiones transmitidas con el dimensionamiento realizado no superen a la admisible.

■ Localidad de Fuente Vaqueros. Cimentación de cálculo- Losa Armada

MODELO	Tensión admisible asignada al terreno a partir de la Base de Datos (T/m <sup>2</sup> )	Tensión transmitida al terreno (T/m <sup>2</sup> )		Comprobación	Dimensiones de Cimentación (BxLxC)		Tipo de cimentación más recomendable en función del % de ocupación respecto a la superficie ocupada por el edificio y diseño estructural
		Sin Sismo	Con Sismo		Sin sismo	Con sismo	
1hlam1_Ftv	6,00	2,53	2,61	CORRECTO	6,0x10,0x0,70	6,0x10,0x0,50	Losa Armada
2hlam1_Ftv	6,00	3,27	3,62	CORRECTO	6,0x10,0x0,70	6,0x10,0x0,50	Losa Armada
2hlam2_Ftv_Pcentrales	6,00	3,10	3,25	CORRECTO	10,0x12,0x0,70	10,0x12,0x0,50	Losa Armada
3hlam2_Ftv_Pcentrales	6,00	3,76	4,19	CORRECTO	10,0x12,0x0,70	10,0x12,0x0,50	Losa Armada
3hlam2_Ftv_Pexternos	6,00	2,78	3,04	CORRECTO	10,0x12,0x0,70	10,0x12,0x0,50	Losa Armada
3hlam4_Ftv	6,00	2,30	2,46	CORRECTO	10,0x20,0x0,70	10,0x20,0x0,50	Losa Armada
4hlam4_Ftv	6,00	3,01	3,23	CORRECTO	10,0x20,0x0,90	10,0x20,0x0,70	Losa Armada
1hladm1_Ftv	6,00	3,99	4,02	CORRECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas
2hladm1_Ftv	6,00	4,13	4,40	CORRECTO	1,6x10,8x0,40	-	Zapatas corridas
1htapm1_Ftv	6,00	5,00	5,03	CORRECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas
2htapm1_Ftv	6,00	4,71	4,76	CORRECTO	1,8x10,8x0,40	-	Zapatas corridas

Tabla 63.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Fuente Vaqueros

**Nota:**

Dimensiones de la cimentación (m): B- ancho, L-largo, C-canto.

Siglas: h- alturas sobre rasante; la- losa armada; m1, m2, m4- modelos estructurales; Ftv- Fuente Vaqueros; P- pilares; lad- fábrica de ladrillo; tap- tapial

## CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

### ■ Sector de Granada- La Chana. Cimentación de cálculo- Zapatas Corridas

MODELO	Tensión admisible asignada al terreno a partir de la Base de Datos (T/m <sup>2</sup> )	Tensión transmitida al terreno (T/m <sup>2</sup> )		Comprobación	Dimensiones de Cimentación (BxLxC)		Tipo de cimentación más recomendable en función del % de ocupación respecto a la superficie ocupada por el edificio y diseño estructural
		Sin Sismo	Con Sismo		Con sismo	Sin sismo	
1hzcrm1_Gra	12,00	7,19	9,43	CORECTO	0,8x10,8x0,70	0,8x10,1x0,70	Zapatas corridas
2hzcrm1_Gra	12,00	9,01	11,98	CORECTO	1,2x11,2x0,90	1,0x11,0x0,70	Zapatas corridas
2h+1zcrm1_Gra	12,00	8,66	10,62	CORECTO	1,5x11,3x0,90	1,2x10,8x0,50	Losa Armada con refuerzos bajo pilares
2hzcrm2_Gra_Zcentral.	12,00	10,90	12,67	RIESGO	1,8x11,8x1,30	1,6x11,6x1,20	Losa Armada
2h+1zcrm2_Gra_MurosExt.	12,00	8,48	10,06	CORECTO	1,4x11,8x0,90	1,0x11,6x0,50	Losa Armada
3hzcrm2_Gra_Zcentral	12,00	11,36	13,10	RIESGO	2,4x12,4x1,30	2,2x12,2x1,20	Losa Armada
3hzcrm2_Gra_Zexternas	12,00	9,15	12,16	RIESGO	1,6x11,6x1,00	1,2x11,2x1,00	Losa Armada
3h+1zcrm2_Gra_Zcentral	12,00	9,92	9,95	CORECTO	2,0x12,0x1,50	1,8x11,8x1,30	Losa Armada
3hzcrm4_Gra	12,00	9,17	11,80	CORECTO	1,6x11,6x1,30	1,2x11,2x1,10	Zapatas corridas
4hzcrm4_Gra	12,00	9,06	11,64	CORECTO	2,0x12,0x1,10	1,6x11,6x1,20	Losa Armada
8hzcrm4_Gra	12,00	9,20	11,55	CORECTO	3,4x13,4x1,00	2,8x12,8x1,30	Losa Armada
1hladm1_Gra	12,00	3,99	4,02	CORECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas
2hladm1_Gra	12,00	4,13	4,40	CORECTO	1,6x10,8x0,40	-	Zapatas corridas
1htapm1_Gra	12,00	5,00	5,03	CORECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas
2htapm1_Gra	12,00	7,63	7,73	CORECTO	1,8x10,8x0,40	-	Zapatas corridas

Tabla 64.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Granada-La Chana

#### Nota:

Dimensiones de la cimentación (m): B- ancho, L-largo, C-canto.

Siglas: h- alturas sobre rasante; +1- plantas bajo rasante; zcr- zapatas corridas con vigas riostras; m1, m2, m4- modelos estructurales; Gra-Granada; Z- zapatas; lad- fábrica de ladrillo; tap- tapial

## CIMENTACIONES DE EDIFICIOS EN CONDICIONES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS

Casos de estudio al W de la ciudad de Granada

### Localidad de Churriana de Vega. Cimentación de cálculo- Zapatas Aisladas

MODELO	Tensión admisible asignada al terreno a partir de la Base de Datos (T/m <sup>2</sup> )	Tensión transmitida al terreno (T/m <sup>2</sup> )		Comprobación	Dimensiones de Cimentación (BxLxC)		Tipo de cimentación más recomendable en función del % de ocupación respecto a la superficie ocupada por el edificio y diseño estructural
		Sin Sismo	Con Sismo		Con sismo	Sin sismo	
1hzam1_Chv	23,00	16,65	23,24	RIESGO	1,2x1,2x0,70	1,2x1,2x0,50	Zapatas Aisladas
2hzam1_Chv	23,00	13,87	20,73	CORRECTO	1,8x1,8x0,70	1,6x1,6x0,60	Zapatas Aisladas
2h+1zam1_Chv	23,00	14,82	18,82	CORRECTO	0,8x10,8x0,90	0,8x10,8x0,50	Zapatas corridas bajo muro
2hzam2_Chv_Zcentral.	23,00	23,89	23,92	RIESGO	1,6x1,6x1,20	1,4x1,4x0,50	Zapatas aisladas
2h+1zam2_Chv_Zcentral	23,00	19,68	19,91	CORRECTO	2,4x2,4x0,90	2,2x2,2x0,60	Zapatas aisladas y corridas bajo muro
3hzam2_Chv	23,00	16,33	21,51	CORRECTO	2,0x2,0x0,60	1,8x1,8x0,50	Zapatas Aisladas
3h+1zam2_Chv_Zcentral	23,00	22,08	22,30	CORRECTO	2,6x2,6x0,90	2,4x2,4x0,80	Zapatas corridas aisladas y corridas bajo muro
3hzam4_Chv	23,00	16,25	20,30	CORRECTO	2,0x2,0x1,10	1,6x1,6x0,60	Zapatas Aisladas
4hzam4_Chv	23,00	16,93	21,12	CORRECTO	2,2x2,2x0,70	2,0x2,0x0,50	Zapatas Aisladas
1hladm1_Chv	23,00	3,99	4,02	CORRECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas bajo muro
2hladm1_Chv	23,00	4,13	4,40	CORRECTO	1,6x10,8x0,40	-	Zapatas corridas bajo muro
1htapm1_Chv	23,00	4,05	4,09	CORRECTO	0,8x10,8x0,30	-	Zapatas corridas bajo muro
2htapm1_Chv	23,00	4,71	4,76	CORRECTO	1,8x10,8x0,40	-	Zapatas corridas bajo muro

Tabla 65.- Resumen de los resultados obtenidos para los modelos estructurales del sector de Granada-La Chana

#### Nota:

Dimensiones de la cimentación (m): B- ancho, L-largo, C-canto.

Siglas: h- alturas sobre rasante; +1- plantas bajo rasante; zcr- zapatas corridas con vigas riostras; m1, m2, m4- modelos estructurales; Chv-Churriana de la Vega; Z- zapatas; lad- fábrica de ladrillo; tap- tapial

Según se observa en la Tabla 64, en la ciudad de Granada, sector del distrito de la Chana, los anchos mínimos de cimentación (zapatas corridas) recomendables varían entre 0,8 y 3,4 m. En algunos modelos la tensión transmitida al terreno, teniendo en cuenta todas las solicitaciones mencionadas, supera a la admisible en el caso de introducir las acciones dinámicas; no obstante, cuando la actuación de cargas en cimentación produzca, por su excentricidad, presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá que la punta de tensión transmitida en los bordes supere en un 25% a la tensión admisible prescrita, siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible. No obstante, como se puede comprobar, en el caso de los modelos que se han catalogado como “Riesgo”, las dimensiones establecidas siguen estando del lado de la seguridad. En cuanto al tipo de cimentación más recomendable en función del tanto por ciento de ocupación respecto a la superficie en planta del edificio y diseño estructural, se aprecia que en todos los modelos, excepto las unifamiliares aisladas de una y dos plantas, bloque de viviendas de tres alturas y lógicamente las de fábrica de ladrillo y tapial, es recomendable adoptar una solución de losa armada ya que las zapatas corridas ocupan más del 50% (Rodríguez Ortiz et al., 1982); además, en los modelos de viviendas unifamiliares de dos plantas sobre rasante y un sótano sería recomendable aumentar el canto de la losa en sus bordes, constituyendo una losa armada con refuerzos bajo columnas, ya que no presenta pilares intermedios.

En el último caso de estudio, Churriana de la Vega, las dimensiones de cimentación recomendables varían entre 1,8 y 2,6 m, en el caso de zapatas cuadradas y entre 0,8 y 2,6 m, para el ancho de las zapatas corridas bajo muro. Igualmente que en las localidades anteriores (excepto Fuente Vaqueros), en algunos modelos la tensión transmitida al terreno, teniendo en cuenta todas las solicitaciones mencionadas, supera a la admisible en el caso de introducir las acciones dinámicas; no obstante, cuando la actuación de cargas en cimentación produzca, por su excentricidad, presiones no uniformes sobre el terreno, se admitirá que la punta de tensión transmitida en los bordes supere en un 25% a la tensión admisible prescrita, siempre que la presión en el centro de gravedad de la superficie de apoyo no exceda de la presión admisible. No obstante, como se puede comprobar, en el caso de los modelos que se han catalogado como “Riesgo”, las dimensiones establecidas siguen estando del lado de la seguridad. En cuanto al tipo de cimentación más recomendable en función del tanto por ciento de ocupación respecto a la superficie en planta del edificio y diseño estructural, se aprecia que en todos los modelos es factible disponer una cimentación directa a base zapatas aisladas y corridas bajo muro (en el caso de modelos con sótano) ya que no ocupan más del 50% (Rodríguez Ortiz et al., 1982), en cuyo caso se deberían adoptar zapatas corridas o incluso losa armada si la dimensión de éstas fuera demasiado elevada.

**VII. CONCLUSIONES**

---



## CONCLUSIONES DE ÍNDOLE GENERAL.

- Los materiales detectados en el área objeto de estudio, una vez atravesados los suelos vegetales, edáficos y de relleno antrópico, se denominan y localizan respecto a la superficie total considerada, como:
  - Depósitos aluviales (Cuaternario). Esta zona se ha subdividido en tres Subzonas en base a su textura y propiedades geomecánicas.
    - *Aluvial Fino*, aparece especialmente representado en la Subzona situada en el borde W de la Vega en los términos municipales de Atarfe, Chauchina, Cijuela, Fuente Vaqueros, Láchar y Pinos Puente.
    - *Aluvial Fino/Granular*, la mayor representación de esta Subzona se da en el borde SW de la Vega en los términos municipales de Cúllar Vega y Vegas del Genil, existiendo otras áreas dispersas en Las Gabias, Ogíjares y La Zubia.
    - *Aluvial Grosero*, es la Subzona que ocupa mayor extensión constituyendo una ancha franja con dirección NW-SE, que queda dividida hacia el NW por la superficie ocupada por el aluvial fino, representado en las localidades de Armilla, Atarfe, Churriana de la Vega, Cúllar Vega, Granada (mitad SSE de la ciudad; borde W y NW del municipio), Ogíjares, Vegas del Genil, La Zubia. y en el sector de Zujaira y Valderrubio (ambos pertenecientes al término municipal de Pinos Puente).
  - Limos, yesos y conglomerados (Mioceno). Esta Zona se ha detectado en el sector SSW apareciendo dividida en dos áreas entre las que se sitúan materiales aluviales y de pie de monte, una al WNW del núcleo urbano de Otura y otra al SW de Alhendín.
  - Formación Alhambra (Plio-Pleistoceno). Esta Subzona recorre una franja NNW-SSE en el borde E de la Depresión de Granada representada fundamentalmente en Huétor Vega, Cájar, Monachil y Granada.
  - Coluvial de la F. Alhambra (Plio-Pleistoceno). Junto con la Subzona anterior constituyen la Zona 3. Se reconoce de forma dispersa en el sector N-Central de la ciudad de Granada donde presenta la mayor superficie y en el SW de ésta con escasa representatividad.
  - Paleosuelos (Plio-Pleistoceno). Esta Zona se ha subdividido en tres Subzonas, Paleosuelos finos, Paleosuelos groseros y Paleosuelos

fino/granular. La subzona de Paleosuelos Finos es la que presenta mayor extensión, detectada en Albolote, Peligros, Pulianas, Jun, Maracena y sector NE y NW de la ciudad de Granada. Las otras dos subzonas se limitan al borde SW de la localidad de Albolote y mitad SE del polígono industrial Juncaril (Albolote) y sector N de la localidad de Pulianas.

- Limos de “Cenes-Jun” (Mioceno). Esta Zona se ha detectado, dentro del área de estudio, únicamente al N del contacto entre la F. Alhambra y Paleosuelos. No obstante, esta formación se extiende con gran profusión, aflorando en distintos puntos, hacia el ESE.
- Arcillas, limos rojos y conglomerados (Plio-Pleistoceno). Esta Zona se localiza en el sector NW entre el aluvial fino y grosero del borde W, en la localidad de Pinos Puente y sus alrededores.
- Depósitos de pie de monte (Pleistoceno). Esta Zona se ha subdividido en dos Subzonas, Depósitos Pie de Monte Fino y Depósitos Pie de Monte Grosero. La predominante es el Pie de Monte Grosero que se localiza en el sector SE, en los núcleos de población y alrededores de Gójar, Otura y la Zubia. La Subzona con materiales preponderantemente finos se localiza intercalada en la anterior, y sector de la localidad de Alhendín y alrededores.
- El nivel piezométrico (niveles previsibles más elevados) varía de forma generalizada en dirección NW-SE, encontrándose a menor profundidad (desde prácticamente en superficie hasta unos 4 m respecto a las rasantes actuales) en las localidades del sector SW, Atarfe, Chauchina, Funte Vaqueros, Cijuela y Lácharlos. En la zona centro de la Vega se puede establecer una franja de dirección NE-SW en la que las localidades de Santa Fé, Maracena, Albolote, Peligros y Pulianas presentan profundidades intermedias (entre 5 y 13 m). A partir de ahí, el nivel piezométrico desciende gradualmente hasta localizarse a profundidades muy notables (mayores de 60 m) como por ejemplo en el sector SE de la ciudad de Granada y en las localidades de Armilla, Churriana de la Vega, Ogíjares, entre otras, con las excepciones de las proximidades a los cauces principales donde se eleva a profundidades entre 3 y 10 m, aproximadamente.
- La tensión admisible, tipo y profundidad de cimentación recomendables en cada una de las Zonas y Subzonas establecidas son las siguientes:

- Depósitos aluviales (Cuaternario).
  - *Aluvial Fino*, el nivel de cimentación varía entre 0,5 y 2,0 m en los sectores de las localidades de Chauchina, Cijuela y Santa Fé (zona N del casco urbano y sectores W del TM). Entre 2,0 y 4,0 m en Fuente Vaqueros, crta. de Pinos Puente-Atarfe y Láchar. Hacia el W de Atarfe la profundidad puede aumentar hasta los 8,0 m al existir en algunos casos suelos edáficos muy desarrollados, con espesores en torno a 2,5 m, y por bajo de ellos depósitos aluviales finos de muy baja consistencia. El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, sobre todo donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible que varía entre 0,4 y 1,0 Kg/cm<sup>2</sup>. Los valores más bajos se dan en la Zona de Chauchina y Fuente Vaqueros y en el caso particular del sector W de la localidad de Atafe.

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez, tipo losa armada con canto no inferior a 0,70 m. No obstante, existe una franja N-S que parte desde Santa Fé en el que, aunque impera la fracción fina arcillosa, limosa o arcillo limosa, existe mayor proporción granular siendo admisibles también soluciones a base de zapatas corridas o emparrillado.

- *Aluvial Fino/Granular*, el nivel de cimentación mínimo más generalizado se encuentra entre 1,0 y 3,0 m. Si bien, en el sector E del casco urbano de Las Gabias se ha detectado una zona singular con gran espesor de relleno (en torno a 9,0 m).

El tipo de terreno condicionan notablemente la tensión admisible ya que ésta varía entre 0,5 y 2,5 Kg/cm<sup>2</sup>; achacables los más bajos a suelos preponderantemente finos (sector N y NW de Belicena, perteneciente a Vegas del Genil, sector N, NE y NNW de Gabia la Grande y E de Gabia Chica) y los más altas a niveles granulares groseros, fundamentalmente representados en la zona alta de Ogijares y baja de La Zubia.

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones con gran capacidad de reparto y rigidez, tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m. No

obstante, en el sector N y NW de Belicena, perteneciente a Vegas del Genil, sector N, NE y WNW de Gabia la Grande y E de Gabia Chica se recomienda únicamente el uso de cimentaciones tipo losa armada; en la mitad W del casco urbano de Gabia La Grande pueden emplearse también zapatas aisladas. Además, en el sector E del casco urbano de Gabia La Grande, tal como se ha mencionado anteriormente, se ha detectado una zona singular con gran espesor de relleno (en torno a 9,0 m), que implica la necesidad de utilizar cimentaciones profundas por pilotaje trabajando por punta, en caso de pilotes prefabricados y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 9,0 y 11,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución uno o más sótanos (nivel piezométrico por bajo de 90 m).

- *Aluvial Grosero*, el nivel de cimentación mínimo más generalizado se encuentra entre 1,5 y 3,0 m. Si bien, hacia el W de Atarfe la profundidad puede aumentar hasta los 8,0 m al existir en algunos casos suelos edáficos muy desarrollados y por bajo de ellos depósitos aluviales finos de muy baja consistencia, alcanzando en algunos puntos profundidades de 8 m.

El tipo de terreno y la localización del nivel piezométrico, donde se encuentra más somero, condicionan notablemente la tensión admisible ya que esta varía entre 0,7 y 3,0 Kg/cm<sup>2</sup>; achacables los más bajos a suelos arenosos con alta proporción de limos (sector W de Atarfe) y los más altos a niveles granulares groseros, fundamentalmente representados en el sector de Armilla, Churriana de la Vega, mitad SE de Granada y sector central de la Vega (al N y NE de Santa Fé).

Es una Subzona de gran extensión por lo que no se puede generalizar una tipo de cimentación para ella. Se recomienda adoptar cualquiera de tipo directo en el sector de Armilla, Churriana de la Vega, La Zubia, Zujaira, Valderrubio y mitad SE de la ciudad de Granada.

En el sector W de Atarfe deben adoptarse soluciones de cimentación profunda a base de pilotaje trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados y por fuste y punta a partir de

profundidades que pueden oscilar entre 6,0 y 8,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m).

En el resto, lo más adecuado es adoptar una cimentación a base de zapata corrida, emparrillado o losa armada, justificadas por la existencia de discontinuidades estratigráficas a causa del aumento de bolsas o lentejones de suelos finos con repartición irregular.

- Limos, yesos y conglomerados (Mioceno). El nivel de cimentación mínimo se encuentra entre 1,0 y 2,0 m, pudiendo contar con una tensión admisible entre 0,6 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>. Los valores más bajos se dan en el sector SW de Alhendín y los más altos, con mayor presencia de arenas finas y medias, en el SW de Otura. De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones tipo zapata corrida, emparrillado o losa armada con canto no inferior a 0,70 m, capaces de atemperar los posibles asentamientos diferenciales fruto de las irregularidades mecánico-geotécnicas.
- Formación Alhambra (Plio-Pleistoceno). El nivel de cimentación mínimo más generalizado se encuentra entre 1,5 y 3,0 m. Si bien, en el sector del Campo del Príncipe (Granada) se han detectado espesores de relleno de hasta 5,0 m, cuyo origen debe estar ligado al cambio brusco de pendiente que se produce en esta zona que constituye una superficie prácticamente horizontal.

Este terreno, en donde la profundidad del nivel piezométrico hace que éste no tenga influencia en sus condiciones geomecánicas, podemos catalogarlo como el más adecuado para cimentar directamente sobre él con tensiones admisibles entre 1,2 y 3,0 Kg/cm<sup>2</sup>; achacables las más bajas a las intercalaciones arcillosas marrón rojizas que presenta esta Formación con repartición irregular; y los más altas a niveles granulares medios y groseros predominantes.

De forma generalizada se puede adoptar cualquier tipo de cimentación directa siempre y cuando pueda ser alcanzado en aquellos puntos donde se detecten rellenos, bien a través de la ejecución de obras subterráneas o de forma directa mediante pozos cuando se sitúe a profundidades no superiores a 2,50 m.

En los casos singulares detectados en el Campo del Príncipe (Granada), de no ejecutarse al menos dos sótanos, deberá proyectarse una cimentación profunda tipo pilotaje, trabajando por punta en caso de pilotes prefabricados y por fuste y punta a partir de profundidades que pueden oscilar entre 6,0 y 8,0 m, aproximadamente; estas profundidades pueden reducirse si el proyecto contempla la ejecución de un semisótano (nivel piezométrico en torno a 3,0 m).

- Coluvial de la F. Alhambra (Plio-Pleistoceno). El nivel de cimentación mínimo se encuentra entre 1,0 y 3,0 m. Si bien, en un amplio sector del bajo Albaicín (C/ Elvira, SE de Puerta Elvira, carril de la Lona, C/ Puerta de Monaita, callejón del Cenete) se han detectado espesores de relleno de hasta 6,5 m, cuyo origen debe estar ligado al desarrollo urbanístico de esta zona en donde la pendiente de la ladera se enmascara a través de paratas o abancalamientos originados por desmontes y rellenos vertidos en las partes externas de las plataformas. Además, en sector que va desde la Plaza de la Trinidad hasta C/ Severo Ochoa se han detectado también rellenos con espesores que alcanzan entre 4-5m, especialmente entre la Plaza de los Lobos y la C/ de las Tablas.

En este terreno, donde la profundidad del nivel piezométrico, al igual que como ocurría en la F. Alhambra, hace que no tenga influencia en sus condiciones geomecánicas, al ser un redepósito del anterior, la compacidad disminuye notablemente reduciendo las tensiones admisibles a un rango entre 0,5 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>; achacables las más bajas a niveles preponderantemente finos, en algunos casos afectados por agua procedente de escorrentías subsuperficiales, y las más altas a niveles en los que impera la fracción granular.

Las mayores irregularidades mecánico-geotécnicas se han detectado en el área 15 de esta Subzona por lo que aquí se recomienda adoptar cimentaciones a base de zapatas corridas o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m. Si bien, en aquellos puntos donde los rellenos llegan a alcanzar espesores entre 4-7 m deberá pensarse en cimentaciones profundas mediante pilotaje o bien, alcanzar el suelo portante mediante la ejecución de uno a tres sótanos realizando previamente muros pantalla a base de pilotes o micropilotes que aseguren la estabilidad de los taludes y en su caso de las construcciones medianeras; de darse esta situación la cimentación más recomendada es a base de losa armada sobre el suelo coluvial.

En lo que respecta al área 9 embebida dentro de Subzona 1.3 (Aluvial Grosero), al SSW del casco urbano de Granada, se puede disponer cualquier tipo de cimentación directa dado el mayor predominio de la fracción granular y que la profundidad de cimentación mínima se encuentra entre 0,5 y 2,0 m.

- Paleosuelos (Plio-Pleistoceno). El nivel de cimentación mínimo más generalizado se encuentra entre 1,5 y 3,0 m. No obstante, en los sectores de Atarfe (mitad E) y SW de Maracena la profundidad puede aumentar hasta los 4,5-12 m al existir en algunos casos rellenos antrópicos.

De forma generalizada se recomienda disponer cimentaciones tipo zapatas corridas o losas armadas, que atemperen los posibles asientos, dada la heterogeneidad litológica y geomecánica que presenta. Si bien, en algunas zonas la profundidad que debe alcanzar la cimentación es muy elevada por lo que se recomiendan cimentaciones profundas tipo pilotaje. En lo que respecta a la tensión admisible, la posición del nivel freático (donde se encuentra más somero) y el tipo de terreno la condicionan notablemente, por lo que varía entre 0,3 y 2,3 Kg/cm<sup>2</sup>.

- Limos de “Cenes-Jun” (Mioceno). El nivel de cimentación mínimo más generalizado se encuentra entre 1,0 y 2,0 m, pudiendo contar con tensiones admisibles en torno a 1,3 Kg/cm<sup>2</sup>.

De forma generalizada se puede adoptar cualquier tipo de cimentación directa, si bien, de aparecer suelos preponderantemente finos a la cota prevista de cimentación, sin apenas fracción granular, deberá eliminarse estos, rellenando posteriormente con hormigón pobre o zahorra debidamente compactada, según magnitud. De adoptarse el último sistema es aconsejable disponer una losa armada.

- Arcillas, limos rojos y conglomerados (Plio-Pleistoceno). El nivel de cimentación mínimo se encuentra en torno a 3,0 m. No obstante, en el sector central del casco urbano de Pinos puente se han detectado espesores de relleno antrópico del orden 5 m. La tensión admisible varía entre 0,5 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>. Los valores más bajos coinciden con los sectores donde el nivel piezométrico se encuentra más somero y los suelos presenta mayor proporción de la fracción de partículas de tamaño inferior a 0,08 mm

(sector NW de la localidad de Pinos Puente y borde SE de esta área); y los más altos son achacables a los sectores que presentan mayor proporción granular y nivel piezométrico más profundo, en el sector de Casas Nuevas (perteneciente a Pinos Puente).

De forma generalizada se recomienda adoptar cimentaciones tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con canto no inferior a 0,70 m, que atemperen los posibles asientos, dada la heterogeneidad textural y geomecánica. No obstante, en el sector central del casco urbano de la localidad de Pinos Puente el espesor de relleno existente hace necesario disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje.

- Depósitos de pie de monte (Pleistoceno). El nivel de cimentación mínimo más generalizado se encuentra entre 0,5 y 2,5 m.

Este terreno, en donde la profundidad del nivel piezométrico hace que éste no tenga influencia en sus condiciones geomecánicas, excepto en las inmediaciones del río Dilar, únicamente se encuentra sujeto a variaciones texturales y gomecánicas para cimentar directamente sobre él con tensiones admisibles entre 1,3 y 2,7 Kg/cm<sup>2</sup>

De forma generalizada, se recomienda adoptar cimentaciones tipo zapatas corridas, emparrillado o losa armada con canto no inferior a 0,70 m; siendo factible cualquiera de tipo directo en el sector de Zubia y Alhendín.

- La zona de mayor riesgo en la ciudad de Granada, desde el punto de vista de amplificación sísmica local, es el cuadrante N y NW de la ciudad (sector de La Chana y zona de expansión, dentro del municipio, hacia los términos municipales de Maracena y Pulianas), y las zonas en ambos márgenes de los ríos Genil, Darro y Beiro, al E de Granada, con niveles piezométricos próximos a la superficie, (o sea, con la presencia de terrenos saturados en agua, desde una determinada profundidad). Así mismo, dentro de la Vega puede establecerse un mapa de amplificación sísmica que divide a ésta en dos mitades, una WNW y otra SSE, en donde la amplificación se establece como alta (nivel piezométrico más somero y materiales de capacidad portante limitada) y media (nivel piezométrico más profundo y materiales de capacidad portante más notable), respectivamente.
- Los valores de velocidades de las ondas de cizalla ( $V_s$ ) y el módulo de cizalla máximo se han obtenido a partir de correlaciones empíricas según los autores

Imai (1981) y Ohta & Goto (1976), respectivamente. No obstante, según se ha podido constatar con los trabajos que está llevando a cabo el Profesor F. Vidal (Instituto Andaluz de geofísica) y su equipo de investigación, las velocidades medidas mediante técnicas SPAC arrojan valores más altos que las correlaciones de los distintos autores si se aplica a la zona de estudio y se compara con los valores de la NCSE-02. Por ello, una futura línea de investigación sería establecer una correlación empírica para los suelos de la zona de estudio a través de valores  $N_{SPT}$  y velocidades medidas in situ mediante ensayos sísmicos; de esta forma se podría establecer la línea característica que correlacione cualquier valor de golpeo con  $V_s$ .

### **CONCLUSIONES PARTICULARIZADAS EN LOS CASOS DE ESTUDIO.**

- Las morfologías estructurales predominantes en el parque edificatorio de las localidades protocolizadas (Albolote, Atarfe, Fuente Vaqueros, Granada-La Chana y Churriana de la Vega) son viviendas unifamiliares de una y dos alturas sobre rasante y en torno a un 20% con un sótano o semisótano, viviendas plurifamiliares con planta baja y dos o tres alturas. Hasta mediados del siglo pasado los materiales empleados y tipo de cimentación, consistían en muros de carga de fábrica de ladrillo y tapial sobre zapatas corridas sin arriostrar. A partir de los años 70, con el empleo de nuevos materiales y la entrada en vigor de normativas sismorresistentes, los edificios comienzan la andadura para disminuir su vulnerabilidad frente a sismo.
- En el caso del sector Albolote- Atarfe, el nivel piezométrico se encuentra entre 2 y 10 m; la tensión admisible varía entre 0,3 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> asociados los más bajos a suelos preponderantemente finos (aluvial fino o paleosuelos finos) y los más altos a niveles en los que impera la fracción granular grosera (aluvial grosero y paleosuelos groseros). La profundidad de cimentación varía entre 1,5 y 13,0 m, detectándose las mayores en el sector E de Atarfe y mitad SSE del polígono industrial Juncaríl. Se recomiendan cimentaciones superficiales con gran capacidad de reparto y rigidez tipo zapatas corridas, emparrillados o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m; excepto en la totalidad de la localidad de Atarfe y mitad SSE del polígono industrial Juncaríl donde se han detectado espesores de consideración de materiales no aptos para cimentar directamente sobre ellos (rellenos y materiales de muy baja capacidad portante) donde se recomiendan cimentaciones profundas a base de pilotaje. No obstante, tras calcular los efectos sísmicos, susceptibilidad a licuefacción y asentamientos previsible por densificación, y analizar los factores que condicionan el tipo de cimentación (fundamentalmente, posición del nivel piezométrico,

espesor de materiales no aptos para cimentar directamente sobre ellos y capacidad portante) resulta un aumento de las zonas en las que es necesario disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje.

- En el sector de Fuente Vaqueros, el nivel freático se encuentra próximo a la superficie, en torno a 1,5 m; la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, varía entre 0,5 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> asociados a depósitos aluviales finos con escasa proporción granular arenosa. La profundidad varía entre 1,5 y 2,0 m. Se recomiendan, a priori, cimentaciones superficiales con gran capacidad de reparto y rigidez tipo losa armada con canto no inferior a 0,70 m. Si bien, las profundidades a las que se localizan las capas arenosas que pueden sufrir densificación o licuefacción varían entre 3 y 15 m y entre 3 y 4 m, respectivamente, por lo que no pueden salvarse con la ejecución de un sótano y/o profundización de la cota de cimentación; además hay que contar con que el nivel piezométrico se localiza a una profundidad en torno a 1,5 m. Por lo anterior, se recomienda disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje. Dichos asientos por densificación deberán tenerse en cuenta a la hora del dimensionamiento de los pilotes ya que pueden producir rozamientos negativos que incrementa la carga axil.
- En Granada capital, sector de la Chana, el nivel piezométrico varía entre 15 y 30 m. La tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, varía entre 0,7 y 2,0 Kg/cm<sup>2</sup> asociados los más bajos a suelos preponderantemente finos (paleosuelos finos) y los más altos a niveles en los que impera la fracción granular grosera (paleosuelos groseros y coluvial de la F. Alhambra), Como valor medio conservador se puede tomar 1,2 Kg/cm<sup>2</sup>. La profundidad de cimentación varía entre 1,0 y 3,0 m recomendándose cimentaciones superficiales con gran capacidad de reparto y rigidez tipo zapatas corridas, emparrillados o losa armada con cantos no inferiores a 0,70 m. Al no existir niveles saturados hasta una profundidad mínima de 15 m, se puede catalogar a este sector como no licuable. Los niveles susceptibles a sufrir cambios volumétricos se localizan hasta profundidades de 10 m, lo que conlleva la ejecución de uno a tres sótanos, dependiendo de las zonas; o bien, disponer cimentaciones profundas a base de pilotaje.
- En Churriana de la Vega, la tensión admisible, limitada por hundimiento y por asientos, varía entre 1,8 y 2,5 Kg/cm<sup>2</sup> asociados los más bajos a suelos con alternancias de niveles finos y granulares con repartición irregular (aluvial fino/granular) y los más altos a niveles en los que impera la fracción granular grosera (aluvial Grosero). La profundidad de cimentación varía entre 1,5 y 3,0

m, existiendo puntos singulares al E de la zona central del casco urbano en donde el espesor de rellenos puede alcanzar los 9,0 m. En cuanto al tipo de cimentación, es factible adoptar cualquiera de tipo directo, excepto en aquellos sectores donde el espesor de relleno sea de consideración, en donde se deben disponer disponer cimentaciones profundas tipo pilotaje. Si bien, los asientos máximos previsibles inducidos por sismo hacen desconfiar del tipo zapatas aisladas, no obstante, las profundidades a las que se localizan las capas arenosas pueden salvarse con la ejecución de un sótano y/o profundización de la cota de cimentación. El nivel piezométrico se encuentra a profundidades muy notables por lo que no existen niveles saturados hasta una profundidad mínima de 60 m, siendo imposible que se produzcan fenómenos de licuación de suelos; se puede catalogar a este sector como no licuable.

- Los tipos y dimensiones mínimas de cimentación establecidos en cada uno de los modelos y localidades son las recomendadas para disminuir la vulnerabilidad de la edificación, en cuanto a la interacción suelo-estructura se refiere, para obras de nueva construcción. Una importante línea de investigación es comprobar los tipos y dimensiones de cimentación ejecutadas en el parque edificatorio del área objeto de estudio, además de las características estructurales de los elementos aéreos, a fin de establecer con precisión la vulnerabilidad real de cada una de las edificaciones frente a un evento sísmico de cierta magnitud.
- Las limitaciones de la normativa NCSE-02 son que el coeficiente del terreno no contempla fenómenos como la rotura del suelo bajo la estructura, el hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, licuefacción y densificación, que son los que causan mayor daño estructural. Además la descripción del suelo presenta bajo grado de detalle a la hora de asignar el citado coeficiente por tener amplio rango de variación. Por tal motivo, es muy interesante la aportación de estudios de detalle como el que se recoge en esta Tesis a fin de establecer microzonaciones sísmicas, tanto para los efectos de sitio como para asignar de forma más detallada, es decir, con mayor aproximación los coeficientes de terreno.



**VIII. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA**

---



- AENOR. (Marzo de 1999). EN-ENV 1997-1. Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico. Parte 1: Reglas Generales. *Eurocódigos*. Madrid: Aenor.
- AENOR. (1998). EN-ENV 1998-5. Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, Estructuras de contención de tierras y aspectos geotécnicos. *Eurocódigos*. Madrid: Aenor.
- AKI, K. (1993). Local site effects on weak and strong ground motion. *Tectonophysics* (218), 93-111.
- ALBERTI, L. B. (1485). *De re aedificatoria*.
- ALMOGUERA SALLEN, M. P., & RÍOS VEGA, M. T. (2008). Transformación de las áreas metropolitanas desde una perspectiva comparada: Sevilla y Gran Santiago de Chile. Implicaciones y respuestas desde la política de ordenación del territorio en la última década. *Revista electrónica de Geografía y Ciencias Sociales*, XII (270).
- AMBRASEYS, N. N. (1988). Engineering seismology. *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, 17.
- ANDREWS, D. C., & MARTIN, G. R. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils. *12th World Conf. on Earthquake Engineering*. Upper Hutt, New Zealand: NZ Soc. for EQ Engrg., Paper No. 0312.
- ANDRUS, R. D., & STOKOE, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126 (11), 1015-1025.
- ARANGO, I. (1996). Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122 (11), 929-936.
- ASTM. (2006). Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. *ASTM D4253 - 00(2006)*.
- ATHANASOPOULOS, G. A. (1995). *Empirical correlations Vs-NSPT for soils of Greece: a comparative study of reliability*. 7th Int. Conf. on soil dynamics and earthquake engineering.
- AYALA-CARCEDO, F. J., & OLCINA CANTOS, J. (2002). *Riesgos Naturales*. Barcelona: Ariel.
- BARKAN, D. D. (1962). *Dynamics of bases and foundations*. McGraw-Hill Book Company.
- BERRY, B. J. (1973). Growth centers in the American Urban Systems. Vol. 2. Cambridge, Massachussets, Ballinger.
- BERRY, J. B., GOHHEN, P. G., & GOLDSTEIN, H. (1968). *Metropolitan area definition: a reevaluation of concept and statistical practice*. Washington D.C.: U.S. Bureau of the Census.
- BERTRAND, M., & KILIAN, W. (1889). *Études sur les terrains secundaries et tertiaries dans les provinces de Grenade et Málaga*. París: Academia de las Ciencias de París.
- BERTRAND, M., & KILIAN, W. (1885). *Los terrenos Secundarios y Terciarios de las Provincias de Granada y Málaga*. Boletín de la Comisión del Mapa Geológico de España.
- BOLTON, M. D., & LAU, C. K. (1993). *Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil*.
- BONELLI RUBIO, J., & ESTEBAN CARRASCO, L. (1958). *El sismo de Albolote-Atarfe de 19 de Abril de 1956*. Madrid: Talleres del Instituto Geográfico y Catastral.
- BORCHERDT, R. D. (1994). Estimates of Site-Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification). *Earthquake Spectra*, 10 (4), 617-796.
- BOWLES, J. E. (1982). *Foundation. Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- BRAGA, J. C., MARTIN, J. M., & QUESADA, C. (2003). *Patterns and averages rates of late Neogene-Recent uplift of the Betic Cordillera*. Sevilla: Geomorphology.
- BRAGA, J., MARTIN, J., & ALCALA, B. (1999). Coral reef in coarse-terrigenous sedimentary environments (Upper Tortonian, Granada Basin, southern Spain). *Sedimentary Geology* (66), 135-150.
- BRAGA, J., MARTIN, J., & QUESADA, C. (2003). Patterns and average rates of late Neogene-Recent uplift of the Betic Cordillera, SE Spain. *Geomorphology* (50), 3-26.

- BRAY, J. D., & SANCIO, R. B. (2006). Assessment of the Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (9), 1165-1177.
- BUDHU, M., & AL-KARNI, A. (1993). *Seismic bearing capacity of soils*. Geotechnique.
- CAFIERO, S., & BUSCA, A. (1970). *Lo sviluppo metropolitano in Italia*. Roma: Svimez.
- CAÑETE PÉREZ, J. A., LOZANO MALDONADO, J. M., & SÁENZ LORITE, M. (2005). Cambios demográficos en la aglomeración urbana de Granada y Plan de Ordenación del territorio. *Cuadernos Geográficos* (36), 275-289.
- CASAGRANDE, A. (1976). *Liquefaction and cyclic mobility of sands: a critical review*. Harvard Soil Mechanics Series 88. Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- CASINO, P. (1863). Los terremotos de la provincia de Almería. *Revista Minera*, Tomo XIV (34-39).
- CASTILLO MARTÍN, A. (1986). *Estudio hidroquímico de la Vega de Granada*. Granada: Universidad de Granada. IGME.
- CEVALLOS, J. (1756). Censura a "Nuevo Systema sobre la causa physica de los Terremotos explicado por los phenomenos eléctricos y adaptado al que padeció España el 1 de Nov. de 1755" de Fray Benito Geronymo Feyjoo, dedicado por J. L. Roche a la Real Academia Portuense. Imprenta de la Casa Real de las Cadenas, Puerto de Sta. Maria.
- CHACÓN, J., CASADO, C. L., RODRÍGUEZ-MORENO, I., & IRIGARAY, C. (1988). Geotechnical site conditions and seismic microzonation of the Granada basin (Spain). In Carlos S.Oliveira (ed). *Proc. ECE/UN Seminar on Prediction of Earthquakes: Occurrence and Ground Motion, 1, part. 3.*, págs. 449-460. Lab. Nac.Eng.Civil. Lisboa, Portugal.
- CHEDDADI, A. (2001). *Caracterización sísmica del subsuelo de la ciudad de Granada mediante el análisis espectral del ruido de fondo sísmico y la exploración de onda de cizalla horizontales*. Tesis Doctoral. Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, Universidad de Granada.
- CHEN, W. F. (1975). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. New York: Elsevier Scientific Publishing Company.
- CHEN, Y. R., HSIEH, S. C., CHEN, J. W., & LEE, C. Y. (2009). Evaluation of Earthquake-Induced Settlement in Dry Sand Layers. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE)*, 1-19.
- CHOUDHURY, D., & SUBBA RAO, K. S. (2005). Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 23, 403-418.
- COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN. (1996). *Eurocode 7: Calcul Geotechnique*.
- CONDE, F. (1999). *Urbanismo y Ciudad en la aglomeración Urbana de Granada. Culturas e identidades urbanas*. Sevilla: Junta de Andalucía. Consejería de Obras Públicas y Transportes. Empresa Pública del Suelo de Andalucía.
- COOMBES, M. G. (1978). Towards a more rational consideration of census areal units: daily urban systems in Britain. *Environment and Planning*, 10, 1179-1185.
- CUELLAR, V., BAZANT, Z. P., KRIZEK, R. J., & SILVER, M. L. (1977). Densification and hysteresis of sand under cyclic shear. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103 (5), 399-416.
- DABRIO, C. J., & RUIZ BUSTOS, A. (1979). Les conglomérats de la Block-formation et leur signification dans l'évolution néogène du bas-sin de Grenade (Cordillères Bétiques, Espagne). *C.R. soma. Soc. Geol. France*, 53-55.
- DABRIO, C. J., FERNÁNDEZ, J., PEÑA, J. A., RUIZ BUSTOS, A., & SANZ DE GALDEANO, C. (1978). Rasgos sedimentarios de los conglomerados miocénicos del borde Noreste de la Depresión de Granada. *Estudios Geológicos* (34), 89-97.
- DABRIO, C. J., FERNANDEZ, L., PEÑA, J., RUIZ BUSTOS, A., & SANZ DE GALDEANO, C. M. (1978). *Rasgos sedimentarios de los conglomerados miocénicos del borde noreste de la Depresión de Granada*.

- DABRIO, C. J., GRACIA YEBRA, R., GONZÁLEZ DONOSO, J. M., & VERA, J. A. (1972). Turbiditas asociadas a evaporitas (Mioceno de La Malá). Depresión de Granada. *Cuadernos Geológicos* (3), 139-164.
- DABRIO, C. J., MARTÍN, J. M., & NECIAS, A. (1982). Signification sédimentaire des évaporites de la dépression de Grenade (Espagne). *Bulletin De La Societe Geologique de France*, 24 (4), 705-710.
- DABRIO, J., & FERNANDEZ, J. (1986). Depósitos de ríos trenzados conglomeráticos plio-pleistocénicos de la Depresión de Granada. *Cuadernos de Geología Ibérica* (10), 31-53.
- D'APPOLONIA, D. J., & D'APPOLONIA, E. (1967). Determination of the Maximum Density of Cohesionless Soils. *3rd Asian Regional Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (págs. 266-268). Haifa (Israel).
- DAS, B. M. (1987). *Bearing Capacity of Shallow Foundations on Weaker Sand Underlain by a Stronger Sand*. Journal of Engineering and Applied Sciences.
- DAY, R. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- DE ESTEBAN, A. (1981). *Las áreas metropolitanas en España: Un análisis ecológico*. Madrid: Centro de Investigaciones sociológicas. Colección "Monografías".
- DEL CAMPO, S., DÍEZ NICOLÁS, J., & PÉREZ ARNÁIZ, J. L. (1971). Aproximación al análisis de la estructura socio-emnómica de las áreas metropolitanas en España. *Revista de Estudios Sociales* (1).
- DEWAIKAR, D. M., & MOHAPATRO, B. G. (2003). *Computation of bearing capacity factor Ny-Terzaghi's mechanism*. Geomech ASCE.
- DÍAZ RODRÍGUEZ, A. (2006). *Dinámica de Suelos*. Mexico: limusa.
- DIKMEN, U. (2009). *Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils*.
- DIPUTACIÓN DE GRANADA-IGME. (2007). *Atlas de Riesgos Naturales en la Provincia de Granada*. Madrid.
- DIPUTACIÓN DE MÁLAGA. (s.f.). Recuperado el 11 de AGOSTO de 2009, de <http://www.malaga.es/historia/provincializacion/>
- DIRECCIÓN GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. MOPU. (1989). *Norma Tecnológica de la Edificación (N.T.E.). Acondicionamiento del terreno-Cimentaciones*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- DOBRY, R., & VUCETIC, M. (1987). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. *Int. Symp. on Geot. Eng. of Soft Soils*. Mexico: Soc. Mexicana Mec. Suelos.
- DOLCE, M., ZUCCARO, G., KAPPOS, A., & COBURN, A. (1994). *Reporto of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis*. Vienna: Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering.
- DRNEVINCH, V. P. (1967). Effect of Strain History on the Dynamic Properties of Sand. *Ph.D. Dissertation*. University of Michigan.
- DUE ROJO, A. (1943). Movimientos sísmicos en España durante el año 1941. *Bol. R. Soc. Esp. Hist. Nat.*, XLI, 473-479.
- ESPINAR MORENO, M. (1994). Los estudios de sismicidad histórica en Andalucía: los terremotos históricos de la provincia de Almería. En F. VIDAL SÁNCHEZ, & M. POSADAS CHINCHILLA, *El estudio de los terremotos en Almería* (págs. 115-180). Almería: Instituto de Estudios Almerienses.
- ESTEVEZ, A., & SANZ DE GALDEANO, C. (1980). *La néotectonique des environs de la Sierra Arana*. Cuadernos de Geología.
- EXCMA. DIPUTACIÓN DE GRANADA E ITGE. (1990). *Atlas Hidrogeológico de la Provincia de Granada*. Madrid: Excma. Diputación de Granada e ITGE.

- FAURA i SANS, M. (1913). Sismologia Catalana, Estudi geotectònic de una llaga sísmica propera a Barcelona, corresponent l'epicentre en el maciu de S. Mateu al N-NE de Teyá (costa de Llevant). *vol. I (Memoria 2)*. Barcelona: Institució Catalana d'Historia Natural.
- FERIA TORIBIO, J. M., SUSINO ARBUCIAS, J., CASADO DIAZ, J. M., & SARDHINA DE OLIVEIRA, G. (2005). *Movilidad por razón de Trabajo en Andalucía*. Sevilla: Instituto de Estadística de Andalucía.
- FERIA, J. M. (1992). El Sistema Urbano Andaluz. Tesis Doctoral.
- FERNANDEZ AVIDAD, A. (1997). *Tesis Doctoral. Granada: Estructura de un espacio metropolitano*. Granada: Universidad de Granada. E.T.S. de Arquitectura. Dpto. de expresión Gráfica.
- FERNANDEZ, J., & RODRIGUEZ-FERNANDEZ, J. (1991). Facies evolution of nearshore marine clastic deposits during the tortonian transgression - Granada Basin, Betic Cordilleras, Spain. *Sedimentary Geology* (71), 5-21.
- FONT, A. (1972). La delimitación de las áreas metropolitanas: el caso de Barcelona. *Cuadernos de Arquitectura y Urbanismo* (87).
- FONTANA, D. (1586). *Ereccion de los obeliscos de Plaza San Pedro*.
- FONTSERÉ, E., & IGLESIAS, J. (1971). Recopilació de Dades Sísmiques de les Terres Catalanes entre 1100 i 1906. Barcelona: Fundació Salvador Vives Casajuana.
- FOX, K. A. (1964). *Integrating National and Regional Models for Economic Stabilization and Growth*. University of Pittsburg.
- FRIEDMAN, J., & MILLER, J. (1965). The urban field. *Journal of the American Institute of Planners* (31), 312-320.
- FUJIWARA, T. (1972). *Estimation of ground movements in actual destructive earthquakes*. London: 4th European symp. earthquake engineering.
- GALBIS RODRÍGUEZ, J. (1932 y 1940). *Catálogo Sísmico de la zona comprendida entre los meridianos 5°E y 20°W de Greenwich y los paralelos 45 ° y 25°N* (Vol. I y II). Madrid: Instituto Geográfico y Catastral.
- GALINDO-ZALDÍVAR, J., GIL, A. J., BORQUE, M. J., GONZÁLEZ LODEIRO, F., JABALOY, A., MARÍN-LECHADO, C., y otros. (2003). Active faulting in the internal zones of the central Betic Cordilleras (SE, Spain). *Journal of Geodynamics* (36), 239-250.
- GALINDO-ZALDÍVAR, J., JABALOY, A., SERRANO, I., MORALES, J., GONZÁLEZ-LODEIRO, F., & TORCAL, F. (1998). Esfuerzos recientes en el sector sudoriental de la Depresión de Granada (Cordillera Bética). *Geogaceta* (24), 127-130.
- GALLEGO BURÍN, A. (1993). *Granada: Guía Artística e Histórica de la Ciudad*. Granada: Comares. Edición actualizada por el profesor Gallego Roca. Primera edición 1936-1944.
- GARCÍA DUEÑAS, V. (1969). Consideraciones sobre las series del Subbético Interno que rodean la Depresión de Granada (Zona subbética). *Acta Geológica Hispánica*, 4 (1), 9-13.
- GARCIA DUEÑAS, V., & GONZALEZ DONOSO, J. M. (1971). *Mapa y memoria explicativa de la Hoja 1009 (Granada) del Mapa geológico nacional a escala 1:50.000*. Granada.
- GEORGIADIS, K. (2009). Undrained Bearing Capacity of Strip Footings on Slopes. *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg.*
- GOHLEN, P. G. (1971). *Metropolitan area definition: re-evaluation of concept and statistical practice. Internal structure of the city reading on espace and enviroment*. Toronto: Oxford University Press.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO, L. I., FERRER, M., ORTUÑO, L., & OTEO, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Prentice Hall.
- GONZALEZ DONOSO, J. M. (1978). *Los materiales miocénicos de la Depresión de Granada*. Cuadernos de Geología de la Universidad de Granada.
- GONZALO, & TARIN. (1881). Reseña física y geológica de la provincia de Granada. *Boletín de la Comisión del Mapa Geológico de España*, Tomo VIII, 1-131.

- GRIFFITHS, D. V. (1982). *Computation of bearing capacity factors using finite elements*. Geotechnique.
- HALL, P., & HAY, D. (1980). *Growth centers in the Urban Europ System*. Londres: Educational Books.
- HANSEN, J. B. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*. Geotecnisk Inst.
- HASANCEBI, N., & ULUSAY, R. (2006). *Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resitance fo ground shaking assesments*.
- HERNÁNDEZ DEL POZO, J. (1998). *Análisis Metodológico de la Cartografía Urbana Aplicada a la Ciudad de Granada*. Universidad de Granada. Tesis Doctoral.
- HUNT, R. E. (2005). *Geotechnical Engineering Investigation Handbook*. London: Taylor and Francis Group.
- HUNT, R. E. (1884). *Geotechnical engineering investigation manual*. McGraw-Hill Book Co.
- HUNT, R. E. (1984). *Geotechnical engineering investigation manual*. McGraw-Hill.
- IDRISS, I. M., & BOULANGER, R. W. (2004). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes . *11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, (págs. 32-56). Berkeley, California.
- IGLESIAS ASENJO, S. (2002). *Estudio de riesgos naturales del municipio de Granada*. Granada: Excmo. Ayuntamiento de Granada.
- IGLESIAS ASENJO, S., IRIGARAY FERNANDEZ, C., & CHACON MONTERO, J. (2006). *Análisis del riesgo sísmico en zonas urbanas mediante sistemas de información geográfica. Aplicacion a la ciudad de Granada*. Granada: Universidad de Granada.
- IGME. (1988). Hoja 1009 (Granada). E:1:50.000. *Mapa Geológico de España* . Madrid.
- IGME. (1994). Hoja 1026 (Padul).E:1:50.000. *Mapa Geológico de España* . Madrid.
- IGME, MINISTERIO DE EDUCACIÓN Y CIENCIA. (2002). *SIAS. Sistema de Información del Agua Subterránea*, 1.0. Recuperado el 12 de Septiembre de 2009, de <http://www.igme.es/internet/default.asp>
- IGME-FAO. (1972). *Utilización de las aguas subterráneas para la mejora del regadío en La Vega de Granada (informe n° 2). Proyecto piloto de utilización de aguas subterráneas para el desarrollo agrícola de la cuenca del Guadalquivir*.
- IMAI, T. (1977). *P- and S-wave velocities of the ground in Japan*. 9th Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering.
- IMAI, T. (1981). *P- and S-wave velocities of the ground in Japan*. Tokio: 9th International conference of soil mechanics and foundation engineering.
- IMAI, T., & TONOUCI, K. (1982). *Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus*. Amsterdam: 2nd european symp. of penetration testing.
- IMAI, T., & YOSHIMURA, Y. (1975). *The relation of mechanical properties of soils to P and S-wave velocities for ground in Japan*. OYO Corporation.
- IMAI, T., FUMOTO, H., & YOKOTA, K. (1975). *The relation of mechanical properties of soil to P and S-wave velocity in Japan*. 4th Japan earthquake engineering symp.
- INSTITUTO ANDALUZ DE GEOFÍSICA. (2003). Recuperado el 20 de Octubre de 2009, de <http://www.ugr.es/~iag/>
- INSTITUTO ANDALUZ DE GEOFÍSICA. (2003). Recuperado el 20 de Octubre de 2009, de <http://www.ugr.es/~iag/>
- INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL - MINISTERIO DE FOMENTO. (2009). *IGN*. Recuperado el 15 de Enero de 2009, de <http://www.ign.es/ign/es/IGN/SisMapasSismicos.jsp>
- INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL. PRESIDENCIA DEL GOBIERNO. (1981). *El Terremoto de Andalucía del 25 de Diciembre de 1884*. Madrid: Instituto Geográfico Nacional.
- INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA. (2009). Recuperado el 12 de Febrero de 2009, de <http://www.ine.es>

- ISHIHARA, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics* (págs. 237-259). Zurich: Dungar, Pande and Studer.
- ISRM. (1981). Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. E.T. Brown. Pergamon Press.
- IYISAN, R. (1996). *Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results*.
- JAFARI, M. K., ASGHARI, A., & RAHMANI, I. (1997). *Empirical correlation between shear wave velocity ( $V_s$ ) and SPT-N value for south of Tehran soils*. Tehran: 4th Conf. on civil engineering.
- JAFARI, M. K., SHAFIEE, A., & RAMZKHAH, A. (2002). *Dynamic properties of the fine grained soils in south Tehran*.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A. (1975). *Geotecnia y Cimientos I* (Segunda Edición ed.). Madrid: Rueda.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A. (1980). *Geotecnia y Cimientos III*. Madrid: Rueda.
- JIMÉNEZ SALAS, J. A. (1980). *Geotecnia y Cimientos II*. Madrid: Rueda.
- JUNTA DE ANDALUCÍA. (s.f.). *Infraestructura de Datos Espaciales de Andalucía*. Recuperado el 2009, de <http://www.andaluciajunta.es/IDEAndaluci>
- JUNTA DE ANDALUCÍA. CONSEJERÍA DE MEDIO AMBIENTE. (1995-2009). Recuperado el 2009, de <http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente>
- JUNTA DE ANDALUCÍA. CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES. (1999). *Plan de Ordenación del Territorio de Aglomeración Urbana de Granada*. Granada: Consejería de Obras Públicas y Transportes. Dirección General de Ordenación del Territorio y Urbanismo.
- KANAI, K. (1966). *Conf. on Cone Penetrometer The Ministry of Public Works and Settlements*. Ankara.
- KIKU, H., YOSHIDA, N., YASUDA, S., IRISAWA, T., NAKAZAWA, H., SHIMIZU, Y., y otros. (2001). *In-situ penetration tests and soil profiling in Adapazari*. Turkey.
- KISHIDA, H. (1969). Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohnarkaiand Fukui Earthquakes. *Soils and Foundations*, 14 (1).
- KRAMER, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.
- KRAMER, S., & STEWART, J. (2004). Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. En Y. Bozorgnia, & V. Bertero, *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. London. Taylor and Francis Group.
- KUMAR, J. (2003).  *$N_\gamma$  for rough strip footing using the method of characteristics*.
- KUMAR, J., & KOUZER, K. M. (2007). Effect of Footing Roughness on Bearing Capacity Factor N. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, 133, 502-511.
- KUMAR, J., & KUMAR, N. (2003). *Seismic bearing capacity of rough footings on slopes using limit equilibrium*. Geotechnique.
- LASUEN, J. R. (1972). *Informe Del Seminario Interregional Sobre Políticas Del Suelo Urbano Y Medidas De Control Del Uso Del Suelo*. Madrid: Ministerio de Vivienda.
- LEE, K. L., & ALBAISA, A. (1975). Earthquake induced settlement in saturated sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 100 (4), 387-406.
- LEE, S. H. (1990). *Regression models of shear wave velocities*. J. Chin Inst. Eng.
- LÓPEZ CASADO, C., MOLINA, S., GINER, J., & DELGADO, J. (2000). Magnitude-intensity relationships in the Ibero-Moghrebian region. *Natural Hazards* (22), 269-294.
- MAGAÑA VISBAL, L. (1927). Baza Histórica. *Tip. La Providencia, Baza*, T. I, 352-353 y 382-386.
- MALLET, R., & MALLET, J. W. (1858). The earthquake catalogue of the British Association, with the discussion, curves, and maps, etc. *Transaction of the British Association for the advancement of Science*. London.
- MANOHARAN, N., & DASGUPTA, S. P. (1995). *Bearing capacity of surface footings by finite elements*.

- MARTÍN, J. M., ORTEGA HUERTAS, M., & TORRES RUIZ, J. (1984). Genesis and evolution of strotium deposits of the Granada basin (southeastern Spain): evidence of diagenetic replacement of a stromatolite belt. *Sedimentary Geology* (39), 281-298.
- MARTIN, J. M., ORTEGA HUERTAS, M., & TORRES-RUIZ, J. (1984). *Genesis and evolution of strontium depositis of the Granada Basin*.
- MARTIN, R. G., LIAM FINN, W. D., & SEED, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* , 101 (5), 423-438.
- MARTÍNEZ - ZALDÍVAR MORENO, M. (2006). *Plan de Actuación Sanitaria ante una Emergencia Sísmica: Caso de terremoto destructor en el Área Metropolitana de Granada (Tesis Doctoral)*. Granada: Uninversidad de Granada. Departamento de Medicina.
- MARTÍNEZ SOLARES, J. M. (1995). Sismicidad del Reino de Granada (Monografía Nº12). *Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General del Instituto Geográfico Nacional* . Madrid.
- MENENDEZ PIDAL, R. (1999). Los reinos de taifas. *Historia de España Menéndez Pidal* , VIII (I) , 43-50.
- MENGEL, O. (1908). Aperçu sur la tectonique et la sismicité des Pays catalans. *Ass. Fr. Av. Sc., Congrès de Clemont-Ferrand*.
- MENGEL, O. (1929). Etude de la sismotectonique des Pyrénées et des alpes Occidentales. *U.G. y G. In. An. de Sis. Serie B , Fasc. 3* , 3-74.
- MENGEL, O. (1909). Monographie des Terratremols de la región catalane. *Extract. Bull. Soc. Ramond, Bagnères-de-Bigorre* .
- MENOR TORIBIO, J. (1997). Transformaciones recientes en la Organización territorial de la Vega de Granada: del espacio agrario tradicional a la aglomeración urbana actual. *Estudios Regionales* (48), 189-214.
- MEYERHOF, G. G. (1963). *Some recent research on the bearing capacity of foundations*. Canadian Geotechnical Journal.
- MEYERHOF, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. The ultimate bearing capacity of foundations. *Can. Geotech.* , 16-26.
- MEYERHOF, G. G. (1953). *The bearing capacity of footing under eccentric and unclined loads*. Zurich: 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering.
- MEYERHOF, G. G. (1951). *The ultimate bearing capacity of foundations*. Geotechnique.
- MEYERHOF, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique* , 301-332.
- MEZCUA, J., & MARTÍNEZ SOLARES, J. M. (1983). *Simicidad del Área Ibero-Mogrebí (Publ. Nº203)*. Madrid: Presidencia del Gobierno. Instituto Geográfico Nacional.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2008). *EHE-08*. Madrid: Real Decreto 1247/2008 de 18 de Julio.
- MINISTERIO DE FOMENTO. . (2006). *ROM 0.5-05. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*. Madrid: Puertos del Estado.
- MINISTERIO DE INDUSTRIA Y INERGÍA-IGME. (1980). *Mapa de Riesgos Naturales ligados a movimientos del Terreno*. Madrid.
- MINISTERIO DE INDUSTRIA Y INERGÍA-IGME. (sin publicar). *Mapa Geotécnico para Ordenación Territorial y Urbana de Granada*. Madrid.
- MINISTERIO DE LA VIVIENDA. (1960). *Áreas Metropolitanas de España en 1960*. Madrid: Dirección General de Urbanismo. Ministerio de la Vivienda.
- MINISTERIO DE VIVIENDA. (2006). *Código Técnico de la Edificación (CTE, SE-C)*. Madrid.
- MORALES, J., SEO, K., SAMANO, T., PEÑA, J. A., IBAÑEZ, J. M., & VIDAL, F. (1993). Site response on seismic motion in the Granada basin (southern Spain) based on microtremor measurements. *Journal of Physics of the Earth* , 41 (4), 221-238.

- MORALES, J., VIDAL, F., DE MIGUEL, F., ALGUACIL, G., POSADAS, A. M., IBAÑEZ, J. M., y otros. (1990). Basement structure of the Granada Basin. Betic Cordillera (Southern Spain). *Tectonophysics* (177), 337-348.
- MOREIRA DE MENDONÇA, J. J. (1758). Historia Universal dos Terremotos que tem havido no mundo, de que ha noticia, desde a sua creação até o seculo presente. Con huma Narraçam individual do Terremoto do primero de Novembro de 1755. *E noticia verdadeira dos seus efeitos em Lisboa, e todo Portugal, Algarves, e mais partes de Europa, Africa, e America, aonde se estendeu: e huma Dissertação Phisica sobre as causas geraes dos Terremotos, seus affeitos, differenças e Prognosticos*. Lisboa: Na. Offic. de Antonio Vicente da Silva.
- MUNUERA, J. M. (1966). A study of seismicity on the Peninsula Iberica area. *Scientific Report nº. 17, EOAR, AF 61 (052)-657*.
- MUNUERA, J. M. (1962). Datos básicos para un estudio de sismicidad en el área de la Peninsula Ibérica. *Memorias del Inst. Geográfico Catastral, Tomo XXXII*. Madrid.
- MUÑOZ, D., & UDIAS, A. (1982). Historical development of Spain's Catalogs of Earthquaks. *Bull. of the Seismological Soc. of America*, 72 (3), 1039-1042.
- NIPHO, F. M. (1755). Explicación Physica y Moral de las causas, señales, diferencias y efectos de los Terremotos, con una relacion muy exacta de los más formidables y ruinosos, que ha padecido la Tierra desde el principio del Mundo, hasta el que se ha experimentado en España. Madrid: Biblioteca Nacional R/34858.
- NUNES I ALONSO, J. (1986). Aproximació a l'estructura de l'area metropolitana de Barcelona: les estructures d'intensitat diària. *Documents d'Anàlisi Geogràfica* (8-9), 71-90.
- OHBA, S., & TORIUMA, I. (1970). *Dinamic response characteristics of Osaka Plain*.
- OHSAKI, Y., & IWASAKI, R. (1973). *On dinamic shear moduli and Poisson's ratio of soils deposits*.
- OHTA, T., HARA, A., NIWA, M., & SAKANO, T. (1972). *Elastic shear moduli as estimated from N-value*. 7th Annual convention of Japan society of soil mechanics and foundation engineering.
- OHTA, Y., & GOTO, N. (1978). *Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes*.
- OHTA, Y., & GOTO, N. (1976). Estimation of s-wave velocity in terms of characteristic indices of soil. *Butsuri-Tanko*, 29 (4), 34-41.
- OKAMOTO, T., KOKUSHO, T., YOSHIDA, Y., & KUSUONOKI, K. (1989). *Comparison of surface versus subsurface wave source for P-S logging in sand layer*. 44th Annual conf. JSCE.
- PALLADIO, A. (1570). *I quattro libri dell'architettura*.
- PAOLUCCI, R., & PECKER, A. (1997). *Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils*.
- PATIÑO NIETO, C. H. (2009). *Influencia de la combinación de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas en la evaluación de parámetros dinámicos de un suelo cohesivo. Tesis Doctoral*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid. Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno.
- PERREY, A. (1847). Sur les tremblements de terre de la Péninsule Ibérique. *Annales des Sciences Physiques et naturelles, d'agriculture et d'industrie*, Tomo X, 461-514.
- Plan de Ordenación del Territorio de Aglomeración Urbana de Granada*. (1999). Granada: Consejería de Obras Públicas y Transportes. Dirección General de Ordenación del Territorio y Urbanismo.
- POIRIER, J. P., & TAHER, M. A. (1980). Historical Seismicity in the near and middle East. North Africa, and Spain from Arabia documents (VIIth-XVIIIth Century). *Bull. Seismological Soc. Am.*, 70 (6), 2185-2201.
- PONCE DE LEÓN, J. (1806). Memoria sobre los terremotos. Granada: Oficina de las herederas de D. Nicolás Moreno.
- POSADAS, A., NAVARRO, M., VIDAL, F., & OCAÑA, E. (2006). Spatial and temporal analysis of the seismic series of Murcia earthquakes (1999, 2002 and 2005) by using principal components

- method. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Geneve (Suiza).
- PRADEL, D. (1998). Procedure to Evaluate Earthquake-Induced Settlement in dry soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 124 (4), 364-368.
- PRAKASH, S., & SARAN, S. (1971). *Bearing capacity of eccentrically loaded footings*.
- PRESIDENCIA DEL GOBIERNO COMISARÍA DEL PLAN DE DESARROLLO ECONÓMICO Y SOCIAL. (1972). III plan de desarrollo económico y social 1972-75. Madrid.
- PYKE, R., CHAN, C. K., & SEED, H. B. (1974). *Settlement and liquefaction of sand under multi-directional shaking*. University of California, Berkeley, California: Eartq. Engrg. Res. Center.
- PYKE, R., SEED, H. B., & CHAN, K. (1975). Settlement of sand under multidirectional shaking. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 101 (4), 379-398.
- RICHARDS, R., ELMS, D. G., & BUDHU, M. (1993). Seismic Bearing Capacity and settlements of foundations. *J. Geotech. Eng.*, 119 (4), 662-674.
- ROBERTSON, P. J., & CAMPANELLA, R. G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111, 384-403.
- ROBERTSON, P. K., & WRIDE, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using cone penetration test. *Journal Canadian Geotechnical*, 35 (3), 442-459.
- ROCHE, J. L. (1756). Relación y observaciones Physicas-Mathematicas, y Morales sobre el general terremoto, y la irrupcion del mar del 1 de Nov. de este año de 1755, que comprendió la Ciudad, y Gran P. de Sta. Maria, y a toda la costa, y tierra firme del Reino de Andalucía. Imprenta de la Casa Real de las Cadenas, Pto. de Sta. Maria.
- RODRIGUEZ FERNANDEZ, J. (1982). *El Mioceno del Sector Central de las Cordilleras Béticas*. Tesis Doctoral. Universidad de Granada.
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J. M., SERRA GESTA, J., & OTEO MAZO, C. (1982). Curso aplicado de cimentaciones. Madrid: Servicio de Publicaciones del Colegio Oficial de Arquitectos.
- RODRÍGUEZ SEGURADO, M. (2005). Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- RODRIGUEZ-FERNANDEZ, J., & SANZ DE GALDEANO, C. (2006). Late orogenic intramontane basin development: the Granada basin, Betics (southern Spain). *Basin Research* (18), 85-102.
- ROESLER, S. K. (1979). Anisotropic stress modulus due to stress anisotropy. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, 871-880.
- SÁNCHEZ GONZÁLEZ, D. (2005). El proceso de envejecimiento demográfico en Granada y su Área Metropolitana. *Cuadernos Geográficos* (37), 185-199.
- SÁNCHEZ NAVARRO-NEUMANN, M. M. (1920). Bosquejo sísmico de la Península Ibérica. *Le Estación Sismológica y el Observatorio Astronómico de Cartuja*. Granada.
- SÁNCHEZ NAVARRO-NEUMANN, M. M. (1911). *El terremoto destructor de Santafé del 31 de Abril de 1911*. Granada: Boletín Mensual de la Estación Sismológica de Cartuja.
- SÁNCHEZ NAVARRO-NEUMANN, M. M. (1917). Ensayo sobre la sismicidad del suelo español. *Boletín R. Soc. de Historia Natural*, 83-108.
- SANGLERAT, G. (1967). *El penetrómetro y el reconocimiento de los suelos*. Madrid: Servicio de publicaciones ministerio de obras publicas.
- SANGLERAT, G. (1967). *El penetrómetro y el reconocimiento de suelos*. Madrid: Servicio de Publicaciones Ministerio de Obras Públicas.
- SANZ DE GALDEANO, C. (1980). *La neotectónica del Norte de la Depresión de Granada*. Estudios Geologicos.
- SANZ DE GALDEANO, C. (2001). Las fallas del sector Nororiental de la cuenca de Granada. En C. Sanz de Galdeano, J. A. Peláez Montilla, & A. C. López Garrido (Edits.), *La cuenca de Granada. Estructura, Tectónica activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes* (págs. 117-120). Publicación del CSIC-Universidad de Granada (ProyectoPB97-1267-C03 (DGESIC) GrupoRNM217(JuntadeAndalucía).

- SANZ DE GALDEANO, C., & ALFARO, P. (2004). *Tectonic significance of the present relief of the Betic Cordillera*. Geomorphology.
- SANZ DE GALDEANO, C., PELÁEZ MONTILLA, J. A., & LÓPEZ GARRIDO, A. C. (Edits.). (2001). *La Cuenca de Granada. Estructura, Tectónica activa, Sismicidad, Geomorfología y dataciones existentes*. Granada.
- SANZ DE GALDEANO, C., PELÁEZ MONTILLA, J. A., & LÓPEZ CASADO, C. (2003). Seismic Potential of Main Active Faults in the Granada Basin (Southern Spain). *Pure Appl. Geophys.* (160), 1537-1556.
- SANZ DE GALDEANO, C., PELÁEZ, J. A., & LÓPEZ, C. (2003). Seismic potentiality of the main active faults in the Granada Basin (south of Spain). *Pure and Applied Geophysics*, 160 (8), 1537-1556.
- SARAN, S., & AGARWAL, R. K. (1991). *Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing*.
- SARMA, S. K., & IOSSIFELIS, I. S. (1990). *Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings*. London: Géotechnique.
- SCHMERTMANN, J. H., HARTMAN, J. P., & BROWN, P. B. (1978). Improved strain influence factor diagrams. *J. Geotech. Eng.*, 104 (GT8), 1131-1135.
- SEED, H. B. (1966). *Slope Stability During Earthquakes. Stability and Performance of Slopes and Embankments*. Berkeley, California: American Society of Civil Engineering.
- SEED, H. B., & DE ALBA, P. (1986). Use of SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of soil. *In situ '86*. ASCE.
- SEED, H. B., & IDRIS, I. M. (1981). *Evaluation of liquefaction potential sand deposits based on observation of performance in previous earthquakes*.
- SEED, H. B., & IDRIS, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Berkeley, Calif.: Earthquake Engineering Research Institute.
- SEED, H. B., & IDRIS, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Soil. Mech. and Found. Div., ASCE*, 1249-1273.
- SEED, H. B., & IDRIS, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Rpt. No. UCB/EERC-70/10, U.C. Berkeley.
- SEED, H. B., & SILVER, M. L. (1972). Settlement of dry sands during earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation*, 98 (4), 381-397.
- SEED, H. B., ARANGO, I., & CHAN, C. K. (1975). *Evaluation on soil liquefaction potential during earthquakes. Report N° EERC 75-28*. University of California. Berkeley, Calif.
- SEED, H. B., IDRIS, I. M., & ARANGO, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal Geotechnical Engineering Division*, 109.
- SEED, H. B., MORI, K., & CHAN, C. K. (1975). *Influence of seismic history on liquefaction characteristics of sands. Report N° EERC 75-25*. University of California. Berkeley, Calif.
- SEED, H. B., TOKIMATSU, K., & HARDER, L. (1984). The influence of SPT procedures in evaluating soil liquefaction resistance. *Report UCB/EERC 84-15*. University of California, Berkeley.
- SEED, H. B., TOKIMATSU, K., HARDER, L. F., & CHUNG, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction evaluations. *Journal Geotechnical Engineering Division*, 111.
- SEED, H. B., UGAS, C., & LYSMER, J. (1976). Site-dependent spectra for earthquake-resistant design. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, 66 (1), 221-243.
- SEED, R B; CETIN, K O; MOSS, R E. S.; KAMMERER, A M; WU, J; PESTANA, J M; RIEMER, M F; SANCIO, R B; BRAY, J D; KAYEN, R E; FARIS, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. Report N°. EERC 2003-06*. University of California. Berkeley, Calif.
- SERRA, J. (1991). *La ciutat metropolitana delimitacions, desconcentracions, desequilibris*. Barcelona: Institut d'Estudis Metropolitans de Barcelona.

- SHIBATA, T. (1970). *Analysis of liquefaction of saturated sand during cyclic loading*. Disaster Prevention Res. Ins. bulletin.
- SIEBERG, A. (1932). *Erdbebengeographie. Handbuch der Geophysik* (3ª ed., Vol. 4). Gutenberg, Berlin.
- SILVER, M. L., & SEED, H. B. (1971a). Deformation Characteristics of Sands Under Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97 (SM9), 1081-1098.
- SILVER, M. L., & SEED, H. B. (1969). The behavior of sands under seismic loading conditions. *Report EERC 60-16*. California: University of California, Berkeley.
- SILVER, M. L., & SEED, H. B. (1971b). Volume Changes in Sand During Cyclic Loadings. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, 97 (SM9), 1171-1182.
- SISMAN, H. (1995). *The relation between seismic wave velocities and SPT, pressurement test MSc Thesis*. Ankara: Ankara University.
- SOUBRA, A. H. (1997). *Upper bound solutions for bearing capacity of foundations*.
- SRBULOV, M. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering. Simplified Analyses with Case Studies and examples*. United Kingdom: Springer.
- STOKOE, K. H., LEE, S. H., & KNOX, D. P. (1985). Shear moduli measurements under true triaxial. *Proceedings, Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, (págs. 166-185). New York.
- SUBBA RAO, K. S., & CHOUDHURY, D. (2005). Seismic Passive Earth Pressures in Soils. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, 131 (1), 131-135.
- SYKORA, D. W., & STOKOE, K. H. (1983). *Correlation of in-situ measurements in sands of shear wave velocity*.
- TERAMELLI, T., & MERCALLI, G. (1886). I Terremoti Andalusí cominciatí il 25 dicembre 1884. *R. Acc. Lincei, Serie Quarta*, III, 116-222.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley and Sons.
- TOKIMATSU, K., & SEED, H. B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113 (8), 861-878.
- TRONCOSO, J. H. (1997). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica* (2ª ed.). Santiago de Chile: Universidad Católica de Chile.
- U. S. Census Bureau. (s.f.). Recuperado el 25 de Febrero de 2009, de <http://www.census.gov>
- USENG, T. S., WU, C. W., CHENG, H. W., & CHEN, C. H. (2010). Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (30), 50-60.
- VAN GEFFEN, J. (2003). Metropolitan Statistical Area Changes. *Texas Labor Market*.
- VERA, J. A. (2004 - editor-). *Geología de España*. Madrid: SGE-IGME.
- VESIC, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil Mech. and Found*, 45-73.
- VIDAL, F. (1986). *Sismotectónica de la región Béticas- Mar de Alborán [Tesis Doctoral]*. Granada: Universidad de Granada.
- VIDAL, F., ESPINAR, M., MORCILLO, J., & NAVARRO, M. (2010). 9Th. International Workshop on Seismic Microzoning Risk Reduction. *The 1806 Santa Fe (Spain) earthquake and site-related effects*. Cuenavaca (México).
- VIENNOT, P. (1930). *Observations géologiques dans la région de Grenade*. Livre Jubilaire Soc. Géol. France.
- VON DRASCHE, R. (1878). Geologische skizze des Hochgebirgsteiles der Sierra Nevada in Spanien. *Boletín de la Comisión del Mapa Geológico de España*, Tomo VII. Madrid.
- WHITMAN, R. V., & ORTIGOSA, P. (1968). Densification of Sand by Vertical Vibrations. *Soil Publication 222*, T65-5. Dept. Civ. Eng. Cambridge, Massachusetts.
- WOODWARD, P. K., & GRIFFITHS, D. V. (1998). *Observations on the computation of the bearing capacity factor by finite elements*. Geotechnique.

- YAN, L., & BYRNE, P. M. (1991). Stress states and stress ratio effects in downhole and crosshole shear. *2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1*, págs. 299-306. St. Louis, Missouri.
- YOU, T. L. (1972). Compaction of Sands by Repeated Shear Straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*, 98 (SM7), 709-725.
- YOU, T. L. (1973). *Liquefaction, Flow and Associated Ground Failure*. U.S. Geological Survey Circular 688, 12p.
- YOU, T. L. (1998). *Screening guide for rapid assessment of liquefaction hazard at highway bridge sites. Technical Rep. MCEER-98-0005*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Buffalo, N.Y.
- YOU, T. L., & IDRIS, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (4), 297-313.
- YOU, T. L., & IDRIS, I. M. (1997). *Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Proceedings of the NCEER 97-0022*. Buffalo, N.Y. National Center for Earthquake Engineering Research.
- YOU, T. L., & NOBLE, S. K. (1997). *Magnitude scaling factors*. Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 149–165.
- ZAHN, J. (1696). *Speculae Physico-Mathematico-Historicae Notabilium & Mirabilium Sciendorum. Scutinium IV Disquisitio I (Geo-scopica)*. Norimbergae.
- ZHU, D. Y., LEE, C. F., & JIANG, H. D. (2001). *A numerical study of the bearing capacity factor  $N_{\gamma}$* .